

"Año de la Universalización de la Salud"

UNIVERSIDAD PERUANA DEL CENTRO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**UNIVERSIDAD PERUANA
DEL CENTRO**



UPeCEN

TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

**"ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL
PUENTE CANAYRE USANDO PROGRAMAS DE SIMULACIÓN"**

Para obtener el grado académico de:

BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL

Presentado por:

REYNA ICHPAS CANDIOTE

Asesor:

DR. JOSÉ LUIS LEÓN UNTIVEROS

HUANCAYO – PERÚ

2020

UNIVERSIDAD PERUANA DEL CENTRO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL
PUENTE CANAYRE USANDO PROGRAMAS DE SIMULACIÓN”**

Trabajo de Investigación

**Para obtener el grado académico de:
BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL**

**Presentado por:
REYNA ICHPAS CANDIOTE**

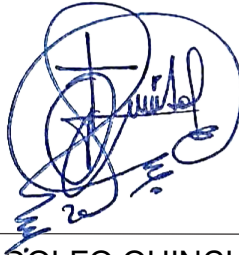
**ASESOR:
DR. JOSÉ LUIS LEÓN UNTIVEROS**

HUANCAYO – PERÚ

2020

MIEMBROS DEL JURADO

DR. JOSÉ LUIS LEÓN UNTIVEROS
PRESIDENTE



Ing. JHON ADOLFO QUINCHO ASTETE
CIP: 150268



LIC. ROBERTO CARLOS TOVAR ROMERO
DNI:43976157

ASESOR DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

DR. JOSÉ LUIS LEÓN UNTIVEROS

ASESOR

DEDICATORIA:

*A Dios, por acompañarme en todo momento
y guiarme en cada uno de mis pasos.*

AGRADECIMIENTO

La gratitud es uno de los valores primordiales del ser humano por tal motivo quiero dejar constancia de mi sincero agradecimiento por haber hecho realidad mi formación profesional:

- A la Universidad Peruana del Centro, alma mater, quien me abrió las puertas para seguir mis estudios superiores.
- A la Escuela de Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y los profesionales que lo conforman, quienes sin ningún egoísmo y con mucha generosidad supieron brindarme sus conocimientos y experiencias con auténtica mística de educadores.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTO.....	iii
ÍNDICE GENERAL.....	iv
ÍNDICE DE CUADROS.....	vii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xii
RESUMEN.....	xiv
CAPÍTULO 1.....	1
I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA.....	3
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	3
1.2.1. Problema principal.....	3
1.2.2. Problema específico.....	3
1.3. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA.....	4
1.4. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA.....	4
1.5. OBJETIVOS.....	4
1.5.1. Objetivo general.....	4
1.5.2. Objetivos específicos.....	5
1.6. HIPÓTESIS.....	5
1.6.1. Hipótesis general.....	5
1.6.2. Hipótesis específica.....	5
CAPÍTULO 2.....	6
II. MARCO TEÓRICO.....	6
2.1. MARCO FILOSÓFICO O EPISTEMOLÓGICO DE LA INVESTIGACIÓN.....	6
2.2. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	6
2.2.1. Antecedentes Internacionales.....	6
2.2.2. Antecedentes Nacionales.....	7
2.2.3. Antecedentes Locales.....	8
2.3. BASES TEÓRICAS.....	8
2.3.1. Hidrología.....	8
2.3.2. La cuenca hidrológica.....	9
2.3.3. Precipitación.....	17

2.3.4. Hidrología estadística.....	18
2.3.5. Escorrentía.....	25
2.3.6. Hidrogramas.....	25
2.3.7. Tránsito de hidrogramas	26
2.3.8. Tormenta de diseño	26
2.3.9. Hidráulica	27
2.3.10. Canales naturales	27
2.3.11. Hidráulica fluvial.....	29
2.3.12. Socavación de puentes.....	30
2.3.13. Normativa del MTC para puentes	36
2.3.14. Programa de Simulación.....	40
2.4. RECOPIACIÓN DE DATOS	41
2.4.1. Cartografías	41
2.4.2. Modelo elevado digital (DEM) O RASTER.....	42
2.4.3. Información pluviométrica	44
2.4.4. Topografía y batimetría	48
2.4.5. Estudio de suelos.....	67
CAPÍTULO 3.	72
III. METODOLOGÍA.....	72
3.1. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	72
3.2. POBLACIÓN DE ESTUDIO.....	72
3.3. TAMAÑO DE MUESTRA.....	72
3.4. TÉCNICAS DE RECOPIACION DE DATOS	72
CAPÍTULO 4.	74
IV. DESARROLLO DE TEMA	74
4.1. ESTUDIO HIDROLÓGICO DEL RIO CANAYRE.....	74
4.1.1. Modelo de elevación digital del terreno.....	74
4.1.2. Dirección de flujo.....	75
4.1.3. Acumulación de flujo	75
4.1.4. Cuenca.....	76
4.1.6. Análisis de los caudales máximos.....	78
4.2. ESTUDIO HIDRÁULICO.....	84
4.2.1. IBER v2.0.....	84
CAPÍTULO 5.	85

V. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	85
5.1. ANÁLISIS, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	85
5.1.1. Hidrología.....	85
5.1.2. Hidráulica	98
5.2. PRUEBAS DE HIPÓTESIS.....	100
5.2.1. Prueba de hipótesis general.....	100
5.2.2. Prueba de hipótesis específica dos.....	102
5.2.3. Prueba de hipótesis general tres.....	103
5.3. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	104
5.3.1. Hidrología.....	104
5.3.2. Hidráulica	125
CAPÍTULO 6.	128
VI. ANÁLISIS DE COSTOS.....	128
6.1. DESAGREGADO DEL PRESUPUESTO DEL PROYECTO DE TESIS ...	128
CONCLUSIONES.....	129
RECOMENDACIONES	130
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	131
ANEXOS	133

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 2.1.	Índice de Gravelius para la evaluación de la forma	12
Cuadro 2.2.	Estaciones meteorológicas utilizadas (mm).....	45
Cuadro 2.3.	Precipitaciones máximas 24 h. de la estación meteorológica Sivia.	46
Cuadro 2.4.	Precipitaciones máximas 24 h. de la estación meteorológica Satipo.....	46
Cuadro 2.5.	Precipitación máxima 24 h de estación meteorológica Quillabamba.....	47
Cuadro 2.6.	Precipitaciones máximas 24 h. de la estación meteorológica Anco.	47
Cuadro 2.7.	Precipitación máxima 24 h de la estación meteorológica Machente	48
Cuadro 2.8.	Datos topográficos	49
Cuadro 4.1.	Clasificación de antecedentes de humedad (AMC)	81
Cuadro 4.2.	La velocidad media en una sección	83
Cuadro 5.1.	Características morfológicas de la cuenca del río Canayre	86
Cuadro 5.2.	Curva hipsométrica del río Canayre.....	87
Cuadro 5.3.	Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov – distribución normal – cuenca baja.....	88
Cuadro 5.4.	Prueba de bondad de ajuste Kmirnov- Kolmogorov - distribución log- normal – cuenca baja.....	88
Cuadro 5.5.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov_ distribución Log- Pearson TIPO III – cuenca baja.....	89
Cuadro 5.6.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov- distribución Gumbel – cuenca baja.	89
Cuadro 5.7.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov - distribución Gumbel modificado – cuenca baja.....	90
Cuadro 5.8.	Resultados de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov- Smirnov – cuenca baja.....	90
Cuadro 5.9.	Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov – distribución normal – cuenca media.....	91

Cuadro 5.10.	Prueba de bondad de ajuste Kmirnov- Kolmogorov - distribución log- normal – cuenca media.....	91
Cuadro 5.11.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov_ distribución Log- Pearson TIPO III – cuenca media.....	92
Cuadro 5.12.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov- distribución Gumbel – cuenca media	92
Cuadro 5.13.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov - distribución Gumbel modificado – cuenca media.....	93
Cuadro 5.14.	Resultados de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov- Smirnov – cuenca media.....	93
Cuadro 5.15.	Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov – distribución Normal – cuenca alta	94
Cuadro 5.16.	Prueba de bondad de ajuste Kmirnov- Kolmogorov - distribución log- normal – cuenca alta.....	94
Cuadro 5.17.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov_ distribución Log- Pearson TIPO III – cuenca alta.....	95
Cuadro 5.18.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov- distribución Gumbel – cuenca alta	95
Cuadro 5.19.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov - distribución Gumbel modificado – cuenca alta.....	96
Cuadro 5.20.	Resultados de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov- Smirnov – cuenca alta.....	96
Cuadro 5.21.	Niveles máximos de agua (NAME) Tr = 200años	100
Cuadro 5.22.	Prueba de hipótesis específica uno	101
Cuadro 5.23.	Prueba de hipótesis específica dos	102
Cuadro 5.24.	Características morfológicas de la cuenca del río Canayre	104
Cuadro 5.25.	Precipitaciones máxima diaria anual ordenada en forma descendente del rio Canayre - cuenca baja (mm)	105
Cuadro 5.26.	Precipitaciones máxima diaria anual ordenada en forma descendente del rio Canayre - cuenca media (mm)	105
Cuadro 5.27.	Precipitaciones máxima diaria anual ordenada en forma descendente del rio Canayre - cuenca alta (mm).	105
Cuadro 5.28.	Posición de trazado -Weibull-rio Canayre - cuenca baja.....	106
Cuadro 5.29.	Posición de trazado -Weibull-rio Canayre - cuenca media.....	106

Cuadro 5.30.	Posición de trazado -Weibull-rio Canayre- cuenca alta.....	107
Cuadro 5.31.	Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Normal-rio Canayre - cuenca baja	108
Cuadro 5.32.	Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Normal-rio Canayre - cuenca baja	108
Cuadro 5.33.	Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Normal-rio Canayre - cuenca baja	108
Cuadro 5.34.	Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Log Normal-rio Canayre - cuenca baja	109
Cuadro 5.35.	Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Log Normal-rio Canayre - cuenca baja	109
Cuadro 5.36.	Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Log Normal-rio Canayre - cuenca baja	109
Cuadro 5.37.	Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Log Pearson III rio Canayre - cuenca baja	110
Cuadro 5.38.	Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Log Pearson III Canayre - cuenca media..	110
Cuadro 5.39.	Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Log Pearson III rio Canayre - cuenca alta.	110
Cuadro 5.40.	Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Gumbel I rio Canayre - cuenca baja.....	110
Cuadro 5.41.	Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Gumbel I rio Canayre - cuenca media.....	111
Cuadro 5.42.	Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Gumbel I rio Canayre - cuenca alta	111
Cuadro 5.43.	Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Gumbel Modificado rio Canayre - cuenca baja	111
Cuadro 5.44.	Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Gumbel Modificado rio Canayre - cuenca media	111
Cuadro 5.45.	Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Gumbel Modificado rio Canayre - cuenca alta	112

Cuadro 5.46.	Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov – distribución normal – cuenca baja.....	112
Cuadro 5.47.	Prueba de bondad de ajuste Kmirnov- Kolmogorov - distribución log- normal – cuenca baja.....	113
Cuadro 5.48.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov_ distribución Log- Pearson TIPO III – cuenca baja.....	113
Cuadro 5.49.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov- distribución gumbel – cuenca baja.....	114
Cuadro 5.50.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov - distribución Gumbel modificado – cuenca baja.....	114
Cuadro 5.51.	Resultados de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov- Smirnov – cuenca baja.....	115
Cuadro 5.52.	Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov – Distribución Normal – cuenca media	115
Cuadro 5.53.	Prueba de bondad de ajuste Kmirnov- Kolmogorov - distribución log- normal – cuenca media.....	116
Cuadro 5.54.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov_ distribución Log- Pearson TIPO III – cuenca media.....	116
Cuadro 5.55.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov- distribución Gumbel – cuenca media	117
Cuadro 5.56.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov - distribución Gumbel modificado – cuenca media.....	117
Cuadro 5.57.	Resultados de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov- Smirnov – cuenca media.....	118
Cuadro 5.58.	Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov – distribución normal – cuenca alta.....	118
Cuadro 5.59.	Prueba de bondad de ajuste Kmirnov- Kolmogorov - distribución log- normal – cuenca alta.....	119
Cuadro 5.60.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov_ distribución Log- Pearson TIPO III – cuenca alta.....	119
Cuadro 5.61.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov- distribución Gumbel – cuenca alta	120
Cuadro 5.62.	Prueba de bondad de ajuste smirnov- kolmogorov - distribución Gumbel modificado – cuenca alta.....	120

Cuadro 5.63. Resultados de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov – cuenca alta.....	121
Cuadro 5.64. Tormentas de diseño para diferentes periodo de duración y periodo de retorno en función de la precipitación máxima diaria - en la cuenca rio Canayre-cuenca baja.....	122
Cuadro 5.65. Tormentas de diseño para diferentes periodo de duración y periodo de retorno en función de la precipitación máxima diaria - en la cuenca rio Canayre-cuenca media.....	122
Cuadro 5.66. Tormentas de diseño para diferentes periodos de duración y periodo de retorno en función de la precipitación máxima diaria - en la cuenca rio Canayre-cuenca alta.....	123
Cuadro 5.67. Tirantes y velocidades en puente para $Tr = 500$ años	126
Cuadro 5.68. Velocidad crítica y tipo de flujo en puente para $Tr = 500$ años. .	127
Cuadro 6.1. Presupuesto del proyecto de tesis	128

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1. Ciclo hidrológico.....	9
Figura 2.2. Cuenca hidrográfica Canayre.....	10
Figura 2.3. Hidrograma de caudal.....	26
Figura 2.4. Hidrograma de precipitación neta de exceso.....	26
Figura 2.5. Tránsito de Hidrograma.....	26
Figura 2.6. Representación esquemática de las etapas de un río.....	27
Figura 2.7. Forma en planta de cauce.....	28
Figura 2.8. Corte transversal de los causes.....	29
Figura 2.9. Definición de los conceptos de erosión general y erosión local.....	30
Figura 2.10. Esquema de erosión local en pilas.....	30
Figura 2.11. Esquema en erosión local en estribos.....	32
Figura 2.12. Método de Nivel para el cálculo de la erosión general.....	33
Figura 2.13. Método de Lischtván- Levediev para el cálculo de la erosión.....	35
Figura 2.14. Influencia de la oscuridad de contorno H y el coeficiente de rugosidad en el cálculo hidráulico.....	39
Figura 2.15. Ubicación cartográfica de la cuenca Canayre.....	42
Figura 2.16. Modelo de elevación digital del terreno.....	42
Figura 2.17. Delimitación de cada sub cuenca.....	43
Figura 2.18. Cuenca hidrográfica de río Canayre.....	44
Figura 2.19. Deformación tangencial y esfuerzo normal.....	67
Figura 2.20. Límite de consistencia.....	68
Figura 2.21. Ensayo estándar de clasificación de suelos.....	69
Figura 2.22. Ensayo estándar de clasificación de suelos.....	70
Figura 2.23. Peso unitario en suelos (MTC E 203 - 2016).....	71
Figura 4.1. Modelo de elevación digital del terreno.....	74
Figura 4.2. Dirección de flujos: a) Elevación de superficie, b) Dirección de flujo y c) Codificación de dirección.....	75
Figura 4.3. a) Dirección de flujo y b) Acumulación de flujo.....	76
Figura 4.4. a) Elevación de superficie, b) Dirección de flujo y c) Codificación de dirección.....	76
Figura 4.5. Precipitación efectiva.....	78

Figura 4.6.	Escorrentía directa	79
Figura 4.7.	Escorrentía base	79
Figura 4.8.	Transito del hidrograma a lo largo del tiempo	79
Figura 4.9.	Almacenamiento por prisma y cuña por un tramo de un canal	82
Figura 4.10.	Obtención de los parámetros K y X de Muskingum	83
Figura 5.1.	Área de drenaje del puente Canayre	85
Figura 5.2.	Modelamiento de la red hídrica en la cuenca del río Canayre en HEC – HMS 4.2.1.....	97
Figura 5.3.	Simulación Hidrológica en la subcuenca baja del río Canayre	97
Figura 5.4.	Caudal máximo de 192.00 m ³ /s del río Canayre	98
Figura 5.5.	Modelamiento en el software Iber 2.4.3 del río Canayre	99
Figura 5.6.	Perfil del flujo en el software Iber 2.4.3 del puente Canayre	100
Figura 5.7.	Área de drenaje del puente Canayre	104
Figura 5.8.	Modelamiento de la red hídrica en la cuenca del río Canayre en HEC – HMS 4.2.1.....	123
Figura 5.9.	Simulación Hidrológica en la subcuenca alta del río Canayre	124
Figura 5.10.	Hidrograma en el punto de interés (puente) del río Canayre	124
Figura 5.11.	Caudal máximo de 192.00 m ³ /s del río Canayre	124
Figura 5.12.	Modelamiento en el software Iber 2.4.3 del río Canayre	125
Figura 5.13.	Perfil del flujo en el software Iber 2.4.3 del puente Canayre	126

RESUMEN

Este trabajo se centra en el estudio hidrológico e hidráulico del puente sobre el río Canayre que se caracteriza por presentar una forma Oblonga de la cuenca. Dicho análisis se realizó determinando el coeficiente Gravelius, con el fin de evaluar el puente desde un contexto más amplio y real. Se emplearon tres modelos matemáticos, el HEC - HMS para análisis hidrológico de la cuenca aportante al sitio de estudio e Iber 2.4.3 para el análisis hidráulico del puente. Se pudo concluir de acuerdo con los resultados del modelo que el río Canayre presenta procesos tanto de agradación como de degradación del cauce. El tramo del río con mayor erosión se obtuvo inmediatamente aguas arriba del puente.

Palabras clave: modelo, puente y simulación.

CAPÍTULO 1.

I. INTRODUCCIÓN

La presente Investigación del ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL PUENTE CANAYRE USANDO PROGRAMAS DE SIMULACIÓN, se realiza con la finalidad de obtener bachiller en Ingeniero Civil.

El diseño de un puente tiene un aspecto primordial, es el Estudio Hidrológico e Hidráulico, que muchas veces no se toman con la importancia debida, generando problemas posteriores como la socavación local al pie de los estribos debido a lechos de arena y socavación en apoyo, sedimentación y cambios de curso de agua, etc. A estos problemas ocurridos posteriormente se plantean y realizan estudios de control de erosión y protección generando costos aún mayores, situación que no debiera ser, todo estudio debe realizarse considerando todos los aspectos y eventos que podrían ocurrir en el futuro. En el diseño de un puente que va a cruzar cursos de agua, como primer aspecto es la Hidrología e Hidráulica que nos permitan seleccionar la ubicación optima y el dimensionamiento del puente; para el cual se requiere conocer las características geomorfológicas de los ríos, realizar una estimación de la cantidad de agua a pasar por la estructura dimensionada.

La presente investigación describe el comportamiento, características y problemática del río Canayre, un caso del tipo de ríos meándricos, en el cual el principal problema es la socavación lateral del cauce, cuyo efecto con el tiempo va cambiando a dirección de su cauce principal, para tal efecto se hacen los estudios y plantean alternativas en la modificación del cauce principal y obras de control y protección contra los fenómenos de erosión reduciendo de alguna manera la vulnerabilidad de esta estructura.

El análisis de la Hidrología es particular por tratarse de una zona que no cuenta con la información Hidrometeorológica necesaria, a raíz de esto, se encuentra el criterio del Ingeniero a elegir un correcto método para la determinación de caudales de diseño con un adecuado periodo de retorno.

En el estudio Hidráulico para el diseño de un Puente uno de los aspectos más importantes es la estimación de la profundidad de la socavación al pie de los pilares y estribos, considerando este aspecto, se planea controlar este fenómeno con adecuadas obras de protección que al mismo tiempo están expuestas a este mismo fenómeno.

1.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA

El problema se manifiesta en la localidad de Canayre del Distrito de Canayre y sobre todo en el entorno del afluente del río Canayre; por la crecida y desborde del río a consecuencia del incremento de caudal, producto de fuertes precipitaciones estacionales, en las partes altas de la cuenca.

El problema del ingeniero es determinar la tendencia del cauce durante la vida útil de la estructura. Si las acciones son antiguas y el proceso está en curso, pueden existir signos acerca de los cambios y también hay algunos datos históricos que dan información importante sobre la magnitud y ritmo de la socavación, los cuales pueden ser más valiosos que cualquier otra clase de estimación basada en información y métodos inciertos. Los cambios a largo plazo se deben a modificaciones en la corriente o en la cuenca de drenaje; por lo que, el ingeniero debe evaluarlos y tratar de predecir su influencia sobre la estabilidad del cauce en el sitio del puente, basándose en información existente en entidades relacionadas (información de los habitantes, reportes de puentes en la vecindad, secciones transversales en la zona, secciones de calibración para mediciones hidrológicas).

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema principal

¿Cómo se determina el estudio hidrológico e hidráulico para el diseño del puente Canayre usando programas de simulación?

1.2.2. Problema específico

- ¿De qué manera el diseño de puente será un factor determinante para realizar la modelación hidrológica y determinar el caudal de diseño del río Canayre?
- ¿De qué manera el diseño de puente será un factor determinante para plantear los parámetros hidráulicos de diseño de una infraestructura más adecuada de puente Canayre?

1.3. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

Para lograr tales objetivos, se aplicará una metodología propuesta por el ingeniero Héctor Farías (2008), en donde se evalúa la vulnerabilidad hidráulica de un puente en base a la cuantificación de factores hidráulicos, los cuales contemplan aspectos hidrológicos, geomorfológicos, geotécnicos e hidráulicos. Esta información será recopilada en base a los antecedentes disponibles, visitas a terreno, informes técnicos y cálculos. Luego, con dicha información, se determinará la vulnerabilidad hidráulica mediante una escala elaborada sobre la base del incumplimiento de las condiciones establecidas para el “puente hidráulicamente ideal”, tanto en etapa de diseño, operación y mantenimiento del puente.

1.4. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo principal realizar un estudio hidrológico e hidráulico para el diseño del puente usando programas de simulación, HEC-HMS 4.2.1 Y IBER 2.4.3, para obtener los parámetros hidráulicos. EL Software HEC-HMS 4.2.1 nos permitirá que el cálculo del caudal en puente se realice de una manera más sencilla y práctica y el Software IBER 2.4.3 permitirá que el cálculo de la socavación en puente se realice de una manera más sencilla y práctica, para que los ingenieros puedan aplicarlo en el futuro; lejos de las engorrosas fórmulas y aplicaciones que muchos libros y manuales expresan.

Se describe la aplicación de un modelo hidrológico-hidráulico para la generación de pronósticos de niveles de agua en tiempo real. El modelo está físicamente basado y espacialmente distribuido, simulando los procesos de la transformación lluvia-caudal y propagación de escurrimiento superficial en forma causi-2D en ambientes rurales y urbanos.

1.5. OBJETIVOS

1.5.1. Objetivo general

Determinar el estudio hidrológico e hidráulico para el diseño del puente Canayre usando programas de simulación.

1.5.2. Objetivos específicos

- Realizar la modelación hidrológica del río Canayre usando software Hec Hms 4.2.1 para el caudal de diseño de puente.
- Determinar los parámetros hidráulicos de diseño utilizando el Software Iber 2.4.3 para tener datos de diseño adecuado del puente Canayre.

1.6. HIPÓTESIS

1.6.1. Hipótesis general

Se determinó el estudio hidrológico e hidráulico se hará un buen diseño del puente Canayre en la localidad de Canayre, distrito de Canayre, Huanta – Ayacucho.

1.6.2. Hipótesis específica

- Se realizó la modelación del estudio hidrológico del río Canayre se determina caudal de diseño del puente en la localidad de Canayre, distrito de Canayre, Huanta – Ayacucho.
- Se determinó los parámetros hidráulicos de diseño entonces se logra tener datos de diseño adecuado del puente Canayre distrito de Canayre, Huanta – Ayacucho.

CAPÍTULO 2.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. MARCO FILOSÓFICO O EPISTEMOLÓGICO DE LA INVESTIGACIÓN

La necesidad de profundizar en el conocimiento del Estudio hidrológico e hidráulico como variable independiente y el diseño como variable dependiente, surge de la necesidad que tiene el investigador en conocer la implicancia en la determinación hidrológica, que nos permite estimar el caudal pico y el hidrograma de salida del río Canayre hasta el sitio donde se encuentra el puente, considerando tormentas con periodos de retorno adecuados a la importancia de la estructura y la simulación hidráulica que nos permite conocer varios parámetros hidráulicos necesarios para el diseño de cualquier estructura en el cauce. Dando origen al diseño adecuado del puente; sin embargo, con la utilización del método cuantitativo y cualitativo se busca dar respuestas a las interrogantes con hechos probados, que demuestren cuáles son los parámetros hidráulicos necesarios de acuerdo al caudal pico que se deben considerar, al proponer realizar un diseño de una estructura del puente.

2.2. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

2.2.1. Antecedentes Internacionales

- a) ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO JADAN, PARROQUIA JADAN, CATON GUALACEO, PROVINCIA DEL AZUAY.

PABLO. A, C. Y J. C, D. (2013) La presente investigación se realizó con la finalidad de realizar un estudio hidrológico – hidráulico para el proyecto de puente ubicado en río Jodan en las coordenadas (WGS84) 736 187E, 9 681 631N, de las evaluaciones realizadas se obtuvieron las siguientes conclusiones.

- La cuenca hidrológica del río Jodan es una cuenca de tamaño intermedio-pequeño y de bajo desnivel altitudinal, el coeficiente de

masividad indica que es una cuenca muy montañosa, posee una forma entre alargada –ovalada a rectangular-alargada.

- La sección del puente de diseño la cota del espejo de agua sube de forma continua y suave mientras el caudal aumenta.
- La cota máxima creciente se determina en 2647.07 msnm. Para el emplazamiento, se recomienda que el nivel más bajo se la superestructura del puente se ubique al menos 2m sobre el nivel de máxima crecida, es decir sobre la cota 2649.1 msnm. Esto es a 5.2m del fondo del cauce.

2.2.2. Antecedentes Nacionales

- a) ESTUDIO HIDROLÓGICO, HIDRÁULICO PARA EL DIMENSIONAMIENTO OPTIMIZADO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO CUMBAZA EN LA LOCALIDAD JUAN GUERRA-DISTRITO JUAN GUERRA-PROVINCIA DE SAN MARTIN- SAN MARTIN 2018.

EMENE, M. (2010) La presente investigación se realizó con la finalidad de presente proyecto de investigación, comprende la presentación de los resultados del Estudio Hidrológico e Hidráulico para el dimensionamiento del puente vehicular denominado Juan Guerra a construirse sobre el río Cumbaza, en las inmediaciones de la localidad de Juan Guerra, de las evaluaciones realizadas se obtuvieron las siguientes conclusiones.

- Desde el punto de vista hidrológico, la cuenca del río Cumbaza es propia de la región de Ceja de Selva, caracterizada por dos períodos de precipitaciones, altas (Octubre –Mayo) y bajas precipitaciones (junio - setiembre).
- El caudal o avenida de diseño obtenido en el lugar donde se emplazará el puente vehicular Juan Guerra sobre el río Cumbaza, para un período de retorno de 100 años, un riesgo de falla de 20% y una vida útil de 20 años es de 1,534.95 m³/seg.
- La pendiente media del río en las inmediaciones del punto de interés, es decir en el tramo estudiado, es de $s = 0.001$.

2.2.3. Antecedentes Locales

- a) “ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE HUANCHUY EN EL RIO CACHI, AYACUCHO- HUANCVELICA”.

ANTONIO. S, (2015). La presente investigación se realizó con la finalidad de obtener el adecuado estudio Hidrológico e Hidráulico en el Puente Huanchuy por medio del uso de los softwares Argis v10, Hec-Hms y Hec-Ras con la finalidad de realizar una comparación con la infraestructura del puente actual y verificar si el diseño existente es el adecuado.

- Se realizó la simulación hidráulica del puente Huanchuy en el HecRas para determinar la socavación y sedimentación correspondientes en distintas progresivas como aguas abajo y aguas arriba y a su vez se halló el nivel de agua máxima para determinar la altura de las pilas y el estribo.
- Se generan las precipitaciones en subcuencas para obtener un mejor análisis de las precipitaciones y luego se realiza el método de distribuciones teóricas mediante el método de valores extremos para tratar las precipitaciones generadas estadísticamente y luego escoger la adecuada precipitación de acuerdo a la bondad de ajuste smirnov kolgomorov.
- Realizado la socavación alrededor de obstáculos es un fenómeno muy importante que hay que considerar sea para el diseño y construcción, o para la evaluación de un puente, ya que la profundidad desarrollada puede ocasionar deterioros y posteriores fallas de los elementos estructurales.

2.3. BASES TEÓRICAS

2.3.1. Hidrología

Aparicio (1989). Es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.

2.3.1.1. Ciclo Hidrológico

Chereque (1991). Define. Un 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, etc.).

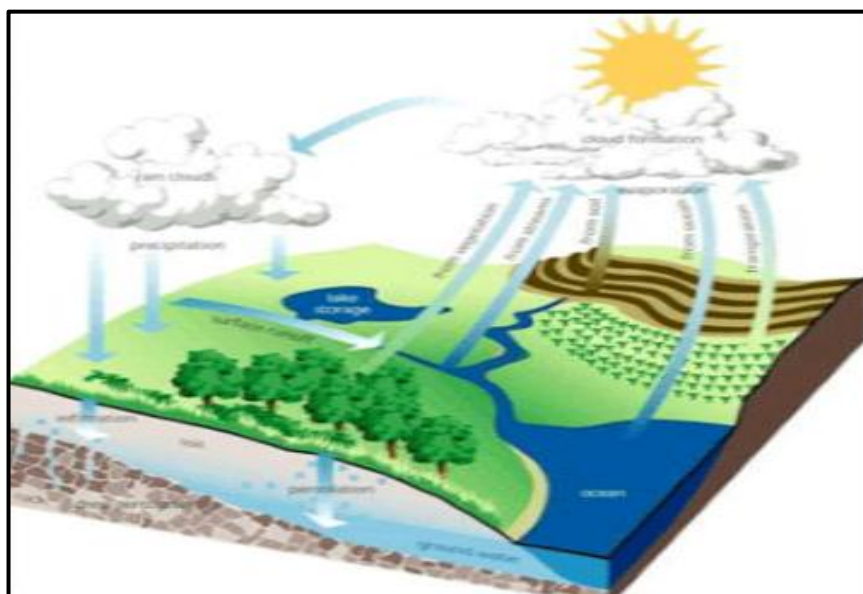


Figura 2.1. Ciclo hidrológico

Fuente: chereque (1991).

Ecuaciones fundamentales de la hidrología

$$i - O = \frac{\Delta S}{\Delta t}$$

2.3.2. La cuenca hidrológica

Villón (2002). Define. 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 recorrido.

2.3.2.1. Delimitación de una Cuenca

La delimitación de una cuenca se hace sobre un plano a curvas de nivel, siguiendo las líneas de divortium aquarum o líneas de las altas cumbres de una cuenca.

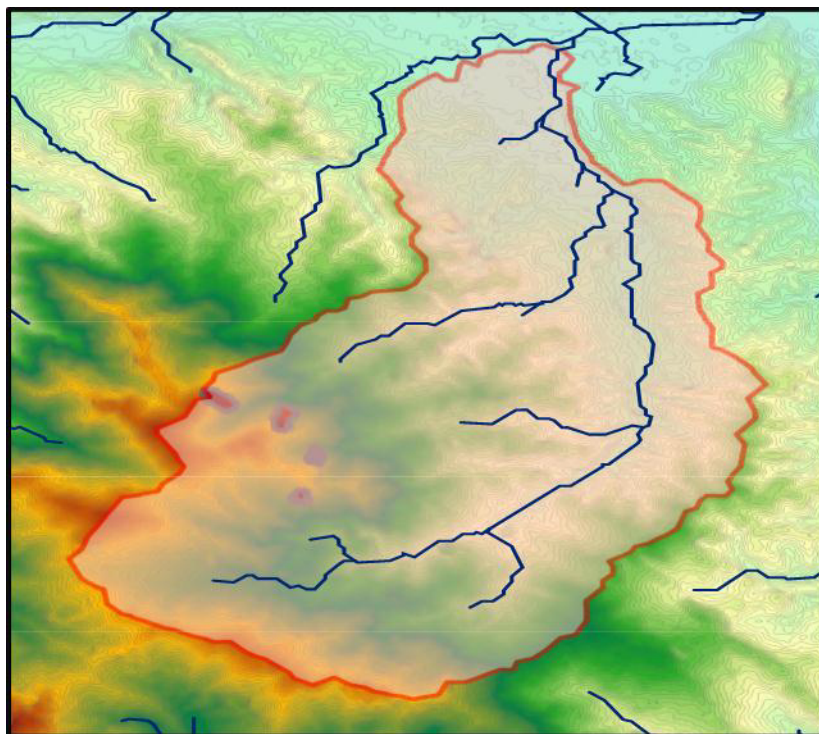


Figura 2.2. Cuenca hidrográfica Canayre

Fuente 2.2: Elaboración propia.

2.3.2.2. Características de la cuenca

Superficie o área de la cuenca hidrográfica

Villón (2002). Define. Área proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca”.

Para algunos autores una cuenca pequeña puede variar entre 4 a 130km², y para otros hasta los 250km²

a) Orden de drenaje

Villón (2011). Antes de hablar del orden de las corrientes, conviene ver su clasificación, todas las corrientes pueden dividirse en tres clases generales dependiendo del tipo de escurrimiento, el cual está relacionado con las características físicas y condiciones climáticas de la cuenca.

- Una corriente efímera
- Una corriente intermitente
- La corriente perenne

b) Pendiente del cauce

Chereque (1991). La pendiente de una cuenca es un parámetro muy importante en el estudio de toda cuenca. Así tenemos que tiene gran influencia en el escurrimiento superficial de la corriente, ya que a mayor pendiente de la cuenca los caudales picos son mayores y la infiltración tiende a ser menor.

$$j = \frac{h}{l} \quad \text{o también} \quad j = \frac{DA}{L}$$

Dónde:

h, DA: diferencia de altura (km)

L, L: longitud del cauce en km

c) Longitud mayor del río (L)

La longitud mayor L de la cuenca viene definida por la longitud de su cauce principal, que tiene el mayor recorrido que realiza el río desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades hasta un punto fijo de interés.

d) Ancho promedio (Ap)

El ancho está definido como la relación entre el área de la cuenca y a la longitud mayor del curso del río. La expresión es la siguiente:

$$A_p = \frac{A}{L}$$

Dónde:

Ap : Ancho promedio de la cuenca

A : Área de la cuenca

L : Longitud mayor del río

e) Forma de la Cuenca

Esta característica es importante pues se relaciona con el tiempo de concentración; o sea, el tiempo que demora en llegar el agua desde el lugar más remoto al punto de desagüe.

$$F_f = \frac{\text{Ancho medio}}{\text{Longitud mayor}} = \frac{A_m}{L} = \frac{(A/L)}{L} = \frac{A}{L^2}$$

f) Curva hipsométrica

Agustín B. y Marco J. (Principios y fundamentos de hidrología superficial 2006). Es una curva que representa en ordenadas, las elevaciones o altitudes de la cuenca que se ubica a partir de las superficies de la descarga o salida en abscisa. Se puede considerar a esta curva como una especie del perfil de cuenca de análisis. La distribución espacial de la altitud en la cuenca es fundamental para caracterizar su condición morfológica, es decir, saber qué porcentaje de la cuenca corresponde a zonas de montaña, lomeríos, planicies, etc. Primero se requiere obtener un diagrama de frecuencias que asocie área-altitud; es decir, determinar el valor de área correspondiente a un intervalo de altitud, abarcando el rango comprendido entre las elevaciones del terreno mínima y máxima.

g) Parámetros de forma

1. Coeficiente de compacidad

Villón (2002). Índice de Gravelius (kc). Tiene relación con la forma de la cuenca y con la concentración del escurrimiento, como origen de las crecidas. Igualmente en la forma del hidrograma y su respectivo tiempo de base. Se utiliza para hacer extrapolaciones de parámetros de una cuenca a otra en función de su semejanza de índices.

Cuadro 2.1. Índice de Gravelius para la evaluación de la forma

Kc	Forma de la cuenca
1.00 – 1.25	Redonda
1.25 – 1.50	Ovalada
1.50 – 1.75	Oblonga
> 2	Alargada

Fuente: Villón (2002).

$$K_c = \frac{0.282P}{A^{1/2}}$$

Donde.

Kc : Coeficiente de compacidad.

P : perímetro de la cuenca (Km).

A : Área de la cuenca (Km²).

Si el valor de Kc=1, la cuenca será de forma circular. Cuando la cuenca tiene mayor valor de Kc, también será mayor el tiempo de concentración de las aguas y, por tanto, estará menos propensa a una inundación.

El índice de compacidad, nos trata de explicar con mayor detalle de que como influye el perímetro y el área de la cuenca en la escorrentía particularmente en las características del hidrograma.

2. Rectángulo Equivalente o rectángulo de Gravelius

Es una transformación geométrica, que permite representar a la cuenca, en forma heterogénea, con la forma de un rectángulo, que tiene la misma área y perímetro; por lo tanto, el mismo índice de compacidad.

$$A = L * l$$

$$P = 2 * (L + l) = 2 * K_C * \sqrt{\pi * A}$$

$$L^2 - L * K_C * \sqrt{\pi * A} + A = 0$$

Obteniéndose:

$$L = \frac{K_C * \sqrt{\pi * A}}{2} * \left[1 + \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * K_C^2}} \right]$$

$$l = \frac{K_C * \sqrt{\pi * A}}{2} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * K_C^2}} \right]$$

$$L = \frac{K_C * \sqrt{A}}{1.128377} * \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_C} \right)^2} \right]$$

$$l = \frac{K_c * \sqrt{A}}{1.128377} * \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right]$$

Dónde:

L = Lado mayor del rectángulo.

l = Lado menor del rectángulo.

Kc = Coeficiente de compacidad.

A = Área de la cuenca.

3. Tiempo de concentración (TC)

Chereque (1991). El tiempo que demora una gota agua desde el punto hidráulicamente más distante al punto de interés se denomina Tiempo de Concentración.

Giandiotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{D_m}}$$

Dónde:

A = Área de la cuenca (Km²).

L = Longitud del cauce principal (Km.).

Dm = Desnivel medio (m).

Hataway

$$T_c = 0.606 * (L * n)^{0.4678} S^{-0.243}$$

Dónde:

L = Longitud del cauce principal (Km).

n = Rugosidad.

S = Pendiente de la cuenca.

S = Pendiente de la cuenca.

Kirpich

$$T_c = 0.06628 * L^{0.77} S^{0.385}$$

Dónde:

L = Longitud del cauce principal (Km.).

S = Pendiente de la cuenca.

California (U.S.B.R.)

$$T_c = 0.066 * \left(\frac{L}{J^{0.5}} \right)^{0.77}$$

Dónde:

L = Longitud del cauce principal (Km).

J = Pendiente promedio del cauce principal

2.3.2.3. Metodología para el cálculo del área de una cuenca**1. Método de cuadrículado**

Para utilizar éste método se deben realizar los siguientes pasos:

- Se superpone, en el área a medir un papel transparente previamente cuadrículado en centímetros (se recomienda el cm. cuadrado, haciendo la salvedad que cuanto menor sea el cuadrículado es más exacto el cálculo).
- Se cuentan en primer lugar las cuadrículas que están completamente cubiertas por el área en cuestión. Estas recibirán un valor 1 (cada una de ellas).
- Las cuadrículas que están parcialmente cubiertas por el área en cuestión se les asigna un valor de 0,5. Para mayor exactitud del método se pueden valorizar estas cuadrículas en 0,25 - 0,75 - 0,3 - etc., dependiendo del área aproximada que ocupa la cuadrícula.
- Se procede el recuento de los valores de las cuadrículas completas o incompletas, cuyo resultado será la superficie del área en centímetros.
- Dicha superficie en centímetros se transforma en kilómetros según sea la escala de la carta.

1. Métodos geométricos

- a. Método de tiras:** Se trazan en el área a medir una serie de líneas paralelas a una distancia regular (mientras más pequeña sea la distancia entre las líneas más exacto es el método). Al final de las líneas se trazan líneas perpendiculares que cortan el perímetro a medir, de modo que incluyan una porción igual a la que se excluyó.
- b. Método de triangulación:** se trazan en el área a medir una serie de triángulos, tratando de que abarquen la mayor superficie del área, y se calcula la superficie de cada uno de ellos, de acuerdo a la fórmula geométrica $1/2$ (base x altura), sumando todos los resultados.
- Aquellos sectores que no son cubiertos por los triángulos se completan por el método de tiras.
 - El resultado final (en cm^2) se transforma a kilómetros cuadrados según la escala.

2. Método de Simpson

Este método de cálculo de superficie es más exacto que los explicados anteriormente, y consiste en los siguientes pasos:

- Se traza una recta horizontal, por el centro del área que se debe medir, dividiendo a ésta en dos sectores. Esta recta será el eje x.
- En el extremo izquierdo del eje x, tangente a la superficie en estudio, se traza una vertical que será el eje y.
- El eje x se divide en intervalos regulares, de ancho arbitrario, teniendo en cuenta que mientras menor sea éste el método presentará una mayor exactitud. A partir de cada intervalo se dibujan trazos verticales, partiendo del eje y que terminan al cortarse con la línea de perímetro del área en cuestión, resultando de esta manera una serie de franjas que cubren totalmente el área.
- Se calcula el valor “y”, de cada una de las franjas.
- Se aplica la fórmula

$$1/ 12 \text{ Área} = X/3(Y_0 + 4Y_1 + 2Y_2 + 4Y_3 + 2Y_4 + \dots + 4Y_{n+1}, + 2Y_N)$$

Dónde:

X = valor de intervalo del eje "X"

Yo, Y1, Y2 , ...,YN = son los valores en el eje "Y" de cada franja (los cuales se irán multiplicando, desde su segundo valor, alternadamente por 4 y 2).

- El resultado final nos dará la superficie (cm.), debiendo transformarse en kilómetros o metros, de acuerdo a la escala de la carta.
- La superficie corresponde sólo a la mitad del área que se debe medir, por lo cual deberá repetirse el procedimiento con la otra mitad del área a medir.

2.3.3. Precipitación

Monsalve (1999). Define. El régimen hidrológico de una región en función de características físicas, geológicas, topográficas y climatológicas.

Los factores climatológicos más importantes son la precipitación, vaporación, temperatura, humedad del aire, y los vientos; estos 3 últimos en medida en que ejerzan influencia sobre la precipitación y evaporación.

2.3.3.1. Curvas intensidad duración frecuencia por el método Frederich Bell

Chereque (1993). En vista de que los registros pluviográficos son escasos, en muchas estaciones pluviográficas, ha llevado estas situaciones a muchos investigadores a buscar procedimientos que permitan superar tal eficiencia, aprovechando al máximo la información realmente existente.

Ecuación para duración menores a 3 horas.

$$i_{t,T} = \alpha(1 + K \text{Log} T)(t + b)^{n-1}$$

Para duraciones comprendidas entre 03 y 24 horas.

$$i_{t,T} = \alpha(1 + K \text{Log} T)^{n-1}$$

$i_{t,T}$: son precipitaciones e intensidades para una duración de "t" horas y de "t" horas y tiempo de recurrencia "T" años.

A,K,n : Son coeficientes de la ley de la regresión regional.

2.3.3.2. Bloque alterno para el cálculo de hietogramas de precipitaciones

El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt sobre una duración total de $T_d = n \Delta t$. Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones Δt , $2 \Delta t$, $3 \Delta t$, y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración.

2.3.4. Hidrología estadística

Monsalve (1999). Define en estadística existen muchas funciones de distribución de probabilidad teóricas, las funciones de distribución de probabilidad teóricas más usadas en hidrología son las siguientes.

- Distribución Normal
- Distribución Log. Normal
- Distribución Log. Pearson Tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución Log. Gumbel.

2.3.4.1. Distribución normal

a) Función de densidad

La función de densidad de distribución normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi S}} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{x-\bar{x}}{s} \right]^2}$$

Para $-\infty < x < +\infty$

Dónde:

$f(x)$: Función de densidad normal de la variable x

x : Variable independiente

\bar{x} : Parámetro de localización, igual a la media aritmética de x (μ)

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{x-\mu}{\sigma}\right]^2}$$

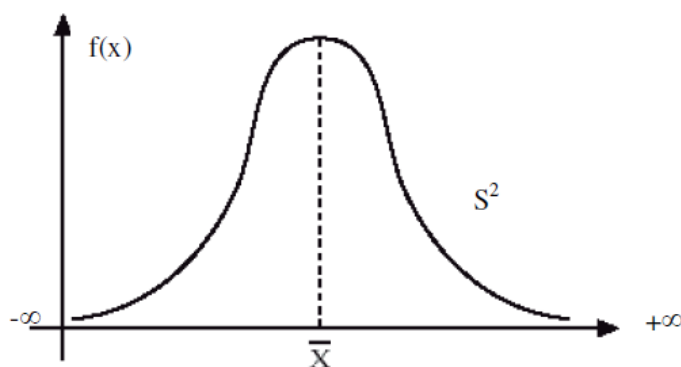
S: Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x. (σ)

Cuando la variable aleatoria X se distribuye normalmente con media $\mu = 0$ y varianza $\sigma^2 = s^2$, se denota de la siguiente forma:

$$X \approx N(s^2 / 0)$$

El gráfico de la función densidad de la distribución normal se muestra en la figura, y es como se observa una función continua y simétrica respecto a 0.

Función densidad de la distribución normal



Si:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma}$$

La función densidad de Z, es llamada función densidad de la distribución normal estándar y tiene la siguiente expresión.

$$f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}z^2}$$

Para $-\infty < x < +\infty$

Los valores de $f(x)$ o $f(z)$ pueden ser fácilmente evaluados para un valor de x o de z por las ecuaciones, respectivamente. Una característica fundamental de la distribución normal estándar es que tiene $\mu_z = 0$ y $\sigma_z^2 = 1$, es decir: $Z \approx N(0, 1)$

b) Función de distribución acumulada

La función de distribución acumulada de la distribución normal es la integral de la ecuación:

$$f(x) = \frac{1}{x\alpha\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \beta}{\alpha}\right)^2\right]$$

$$f(x) = \frac{1}{x\alpha\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \beta}{\alpha}\right)^2\right]$$

Donde $F(x)$ es la función de distribución de probabilidad normal para la variable original X , según la ecuación, o también para la variable estandarizada Z según ecuación es decir $F(x) = F(z)$ esta función de distribución tiene las siguientes propiedades.

$$F(-\infty) = 0$$

$$F(\mu) = 0.5$$

$$F(+\infty) = 1$$

c) Cálculo de la función de distribución acumulada

Para realizar cálculos computacionales de $F(z)$, se utilizan funciones de aproximación, dentro de los cuales se pueden mencionar a.

Abramowitz y Stegun (1965). Han dado varias aproximaciones para la función de distribución $F(z)$ de la variable normal estandarizada Z , una aproximación polinomial con un error menor que 10^{-5} es.

$$F(z) = H(z) \quad z > 0 \qquad F(z) = 1 - H(z) \quad z < 0$$

Dónde:

$$H(z) = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} * \frac{e^{-z^2}}{e^{2(b_1 q + b_2 q^2 + b_3 q^3)}}$$

Siendo:

$$q = \frac{1}{1 + b_0 |z|}$$

$$b_0 = 0.33267 \quad b_1 = 0.33267 \quad b_2 = 0.33267 \quad b_3 = 0.33267$$

Masting (1955). ha dado una aproximación polinomial. Esta aproximación con un error menor que 7.5×10^{-8} , es:

Dónde:

$$W = \frac{1}{1 + 0.2316419|z|}$$

Siendo las constantes: $b_1 = 0.319381530$ $b_2 = -0.356563782$
 $b_3 = 1.781477937$ $b_4 = 1.821255978$ $b_5 = 1.330274429$ Ecuación de factor de frecuencia (Chow, 1951).

$$X_T = \mu + K_T * \sigma$$

Dónde:

X_T : Magnitud de un evento hidrológico extremo

μ : Media

K_T : Factor de frecuencia

El factor de frecuencia puede expresarse utilizando la ecuación anterior como:

$$K_T = \frac{X_T - \mu}{\sigma}$$

Este es el mismo valor de la variable normal estándar z.

El valor de z correspondiente a una probabilidad de excedencia P ($P=1/T$) puede calcularse encontrando el valor de una variable intermedia w:

$$w = \left[\ln \left(\frac{1}{P^2} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (0 > P \leq 0.5)$$

Y luego calculando z utilizando la aproximación

$$Z = w = \frac{2.515517 + 0.802853 * w + 0.010328 * w^2}{1 + 1.432788 * w + 0.189269 * w^2 + 0.001308 * w^3}$$

2.3.4.2. Distribución Log-Normal

Mejía (1985). Define. Por el teorema del límite central, si X es una variable aleatoria con distribución normal, se puede esperar una variable $y = \text{Ln}x$, también con distribución normal con media μ_y , y varianza σ_y^2 se usan estos parámetros para especificar que la distribución es logarítmica, puesto que también puede usarse la media y la varianza de x .

a) Función densidad

La función densidad de distribución normal para Y es:

$$F(y) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right)^2}$$

Para $-\infty < x < +\infty$

Refiriendo la función de distribución de $f(y)$ con $f(x)$, se tiene:

$$F(x) = f(y) \left| \frac{d_y}{d_x} \right| \text{ Como: } y = \text{Ln}X \Rightarrow \left| \frac{d_y}{d_x} \right| = \frac{1}{x} \quad X > 0$$

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi x} \sigma_y} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\text{Ln}x - \mu_y}{\sigma_y} \right)^2}$$

Para $X > 0$

$f(y)$ = es la función de densidad de la distribución normal para y con media μ_y , y variancia σ_y^2

$f(x)$ = es la función de densidad de la distribución Log-Normal para X con parámetro μ_y , y σ_y^2

Las tablas de distribución normal estándar pueden ser usadas para evaluar la distribución Log Normal.

Como $f(x) = f(y)/x$; pero $f(y)$ es una distribución normal tenemos: $f(x) = f(z)/x\sigma_y$.

b. Función de la distribución acumulada.

La función de distribución acumulada para X e Y es:

$$F(x) = \frac{1}{2\pi} \int_0^x \frac{1}{x\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2} dx$$

2.3.4.3. Distribución Log-Pearson iii

La distribución Log Pearson tipo 3 (LP3) es un modelo muy importante dentro de la Hidrología Estadística, sobre todo, luego de las recomendaciones del Consejo de Recursos Hidráulicos de los Estados Unidos (Water Resources Council - WRC), para ajustar la distribución Pearson tipo 3 (P3) a los logaritmos de las máximas avenidas.

Pues, la distribución LP3, es una familia flexible de tres parámetros capaz de tomar muchas formas diferentes; por consiguiente, es ampliamente utilizado en el modelamiento de series anuales de máximas avenidas de los datos no transformados.

Si el logaritmo de una variable x , $y = \ln(x)$; tiene la distribución Pearson P3 (α , β , γ), entonces X tiene la distribución LP3 (α , β , γ), con la siguiente función densidad:

$$f(x) = \frac{1}{x\alpha\Gamma(\beta)} \left(\frac{\ln x - \gamma}{\alpha}\right)^{\beta-1} \exp\left[-\left(\frac{\ln x - \gamma}{\alpha}\right)\right]$$

Donde las constantes α , β , γ son parámetros de escala, forma, y posición en el espacio log, respectivamente, y $\Gamma(\cdot)$ denota la función gamma. Para $\alpha > 0$; x y y tienen la asimetría positiva y $x \geq \exp(\gamma)$. Para $\alpha < 0$, y tiene la asimetría negativa pero x puede tener asimetría positiva o negativa y $x \leq \exp(\gamma)$.

Aplicando el método de los momentos en la estimación de los parámetros, se obtiene:

$$\mu_y = \gamma + \beta\alpha \qquad \sigma_y^2 = \beta\alpha^2 \qquad \gamma_y = \frac{2\alpha}{\alpha\beta^{1/2}}$$

Donde μ_y , δ_y , y γ_y es la media, variancia, y coeficiente de asimetría de $y = \ln x$ respectivamente.

2.3.4.4. Distribución Gumbel (valor extremo tipo I)

El método de Gumbel se utiliza para predecir magnitudes máximas de variables hidrológicas asumiendo que esos valores son independientes entre sí, también son usadas frecuentemente para el estudio de magnitud-duración-frecuencias de lluvias.

a) Función acumulada

La distribución acumulada de la distribución Gumbel, tiene la forma:

$$F(x) = e^{-e^{\alpha(x-\beta)}}$$

Dónde:

El parámetro α se le conoce como parámetro de escala

El parámetro β se le conoce como parámetro de posición

b) Función densidad

Derivando la función de distribución acumulada, ecuación (23), con respecto a x , se obtiene la función densidad de probabilidad, es decir:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{d(x)}$$

Con lo cual, la función densidad reducida Gumbel es:

$$f(y) = e^{(\pm y - e^{\pm y})}$$

El signo (+) se emplea para eventos mínimos y el signo (-) para eventos máximos

La función de distribución acumulada es:

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \rightarrow (\text{máxima})$$

$$F(x) = 1 - e^{-e^{-y}} \rightarrow (\text{minimo})$$

$$F(y)_{\min} = 1 - F(-y)_{\max}$$

Los valores correspondientes de x e y, están relacionadas por:

$$F(x) = F(y)$$

2.3.4.5. Prueba de Bondad de Ajuste de Kolmogórov Smirnov

Esta prueba permite determinar que distribución se ajusta mejor a nuestros datos, para ello se elige la distribución que tenga menor error.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D que hay entre la función de distribución observada $F_0(P_m)$ y la estimada $F(P_m)$.

$$D = \text{máx} |F_0(P_m) - F(P_m)|$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionada si $D < d$, se acepta la hipótesis. Esta prueba tiene la ventaja sobre la χ^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_0(P_m) = 1 - \frac{m}{n+1}$$

Donde m es el número de orden del dato X_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos.

Valores críticos para la prueba Smirnov –Kolmogorov de bondad de ajuste.

2.3.5. Escorrentía

Monsalve (1999) Define la escorrentía superficial es el fenómeno más importante desde el punto de vista de ingeniería, y consiste en la ocurrencia y el transporte de agua en la superficie terrestre.

2.3.6. Hidrogramas

Se denomina hidrógrafa o hidrograma de caudal la representación gráfica de la variación del caudal en relación con el tiempo. El intervalo de tiempo puede variar en horas y años.



Figura 2.3. Hidrograma de caudal

Fuente: Monsalve (1999).

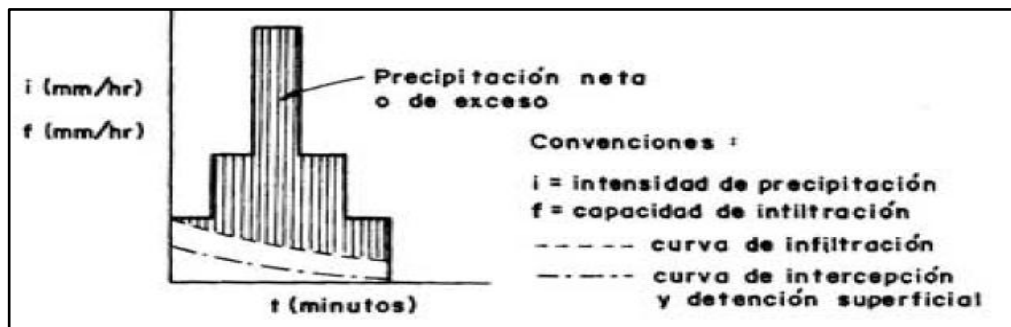


Figura 2.4. Hidrograma de precipitación neta de exceso

Fuente: Monsalve (1999).

2.3.7. Tránsito de hidrogramas

Evolución de hidrograma a lo largo del tiempo: Cómo se mueve el hidrograma a través de un cauce, un conducto, etc.

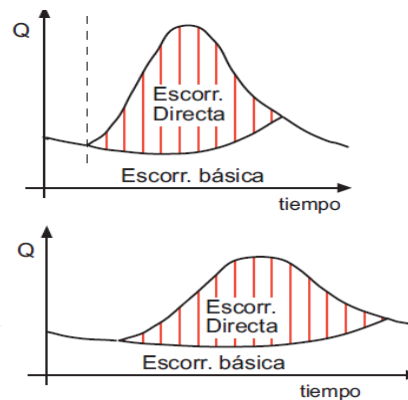


Figura 2.5. Tránsito de Hidrograma

Fuente: Chereque (1991).

2.3.8. Tormenta de diseño

Chereque (1991). Define. Tormenta es el conjunto de, lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características bien definidas. Una tormenta puede durar desde unos pocos minutos hasta

varias horas y aun días y puede abarcar desde una zona pequeña hasta una extensa región.

2.3.9. Hidráulica

En este capítulo se tratarán de conceptos, los cálculos y las medidas constructivas relacionadas con los puentes, como lugar de cruce entre la infraestructura de comunicación y los ríos. El objeto de nuestro interés 50 no es ya el río mismo; sino, una obra humana que lo cruza. A pesar de ello las ideas básicas y el lenguaje son lo mismo de los capítulos anteriores, lo que quizá refuerce la visión fluvial del puente.

2.3.10. Canales naturales

2.3.10.1. Clasificación básica de canales naturales

En primer lugar los ríos tienen un régimen hidrológico determinado por las características de la cuenca y de las precipitaciones (lluvia y nieve). Estamos acostumbrados a relacionar el caudal de un río con las lluvias inmediatamente precedentes y así pensamos en la escorrentía directa de la Cuenca como la realidad hidrológica más importante. Conviene señalar que en otros casos la función de las nieves explica el régimen del río.

a) Según edad

Suárez (2001). Define. En los ríos se distinguen cuatro etapas principales: niñez, juventud, madurez y vejez. Dicha clasificación se esquematiza.

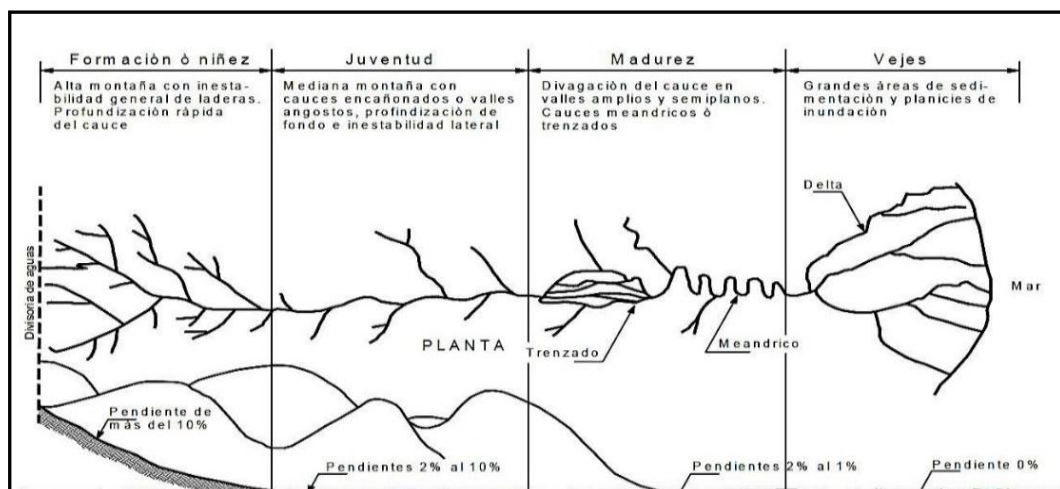


Figura 2.6. Representación esquemática de las etapas de un río

Fuente: Martin (1996).

b) Por el material de márgenes y fondo

Gracia & Maza (1996), según el material de fondo y márgenes, es posible identificar cuatro tipos de cauces: cohesivos, no cohesivos, bien y mal graduados.

1. **Cohesivos:** Son aquellos formados por materiales predominantemente arcillosos, estos lechos desarrollan fuerzas interparticulares químicas para hacer frente a la erosión.
2. **No cohesivos:** Los cauces no cohesivos o granulares son aquellos donde las partículas no generan fuerzas cohesivas, en general resisten los esfuerzos que le imprime el flujo en base a fuerzas gravitacionales.

c) Por geometría

Para clasificar los cauces según su geometría en planta es necesario definir el concepto de sinuosidad.

1. Rectos
2. Sinuosos
3. Meandriiformes
4. Trenzados

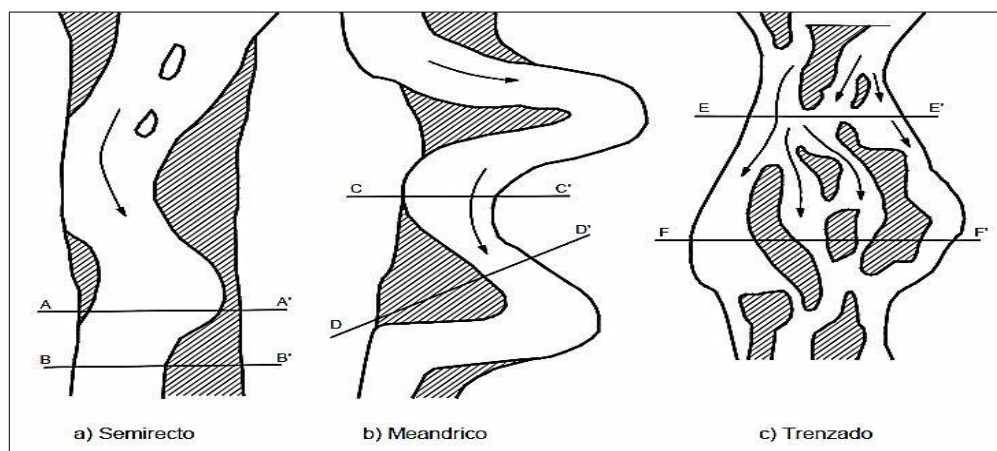


Figura 2.7. Forma en planta de cauce

Fuente: Martin (1996).

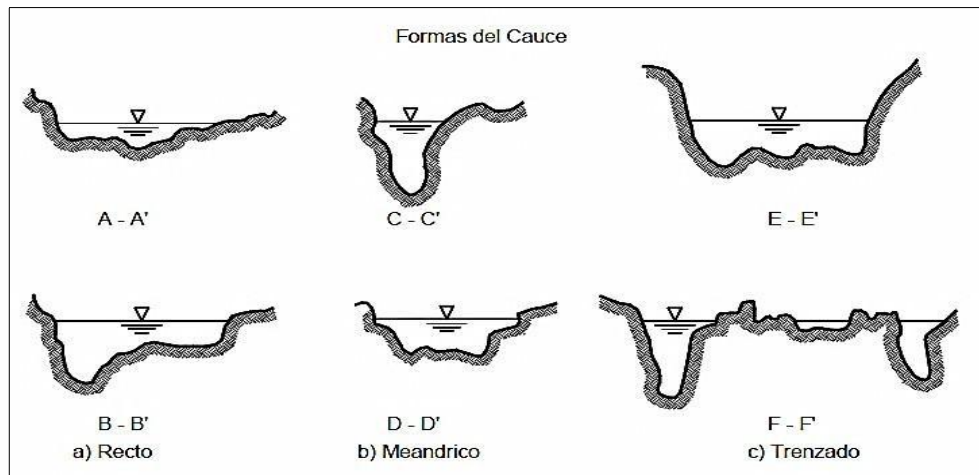


Figura 2.8. Corte transversal de los cauces

Fuente: Martin (1996).

d) Características físicas del río

El equilibrio morfológico de los cauces cambia con el tiempo en función de diversos parámetros como el caudal líquido y su distribución, gasto sólido, ancho superficial, profundidad media, pendiente hidráulica del río, diámetro representativo del sedimento del fondo y la configuración de curvas.

1. Velocidad.
2. Pendiente.
3. Márgenes.
4. Transporte del material sólido.

2.3.11. Hidráulica fluvial

2.3.11.1. Generalidades

Vide (2003). Define. En este curso de ingeniería de río son las asignaturas de hidrología e hidráulica y de obras hidráulicas. En la primera se aprende a aplicar los principios de la mecánica de fluidos a los dos modos de transporte fundamental del agua: en tubería a presión y en canal en lámina libre. En la segunda se aprende el funcionamiento de los sistemas para aprovechar los recursos hidráulicos.

2.3.12. Socavación de puentes

Desde el punto de vista de la ingeniería es muy importante cuantificar el valor máximo de la socavación que se puede producir en torno a los elementos de cimentación del puente y que puede afectar su estabilidad. Se distingue dos tipos de socavación:

- Socavación general del lecho
- Socavación al pie de elementos de fundación de puentes

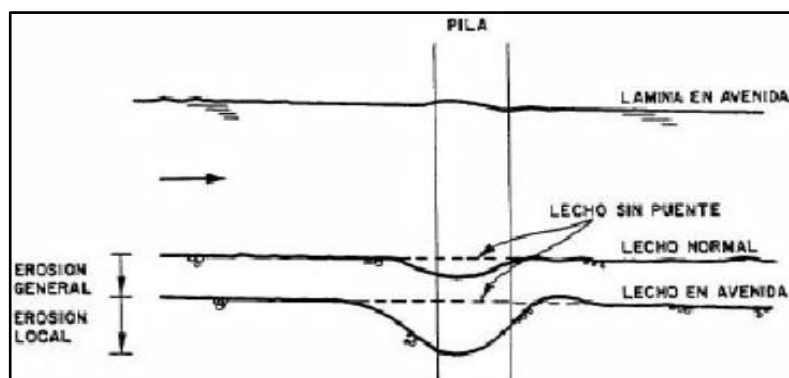


Figura 2.9. Definición de los conceptos de erosión general y erosión local

Fuente: Martín (1996).

2.3.12.1. Socavación local en pilas

Las fórmulas para el cálculo de la socavación máxima al pie de una pila están referidas a pilas cilíndricas de sección circular insertas en un lecho de arena y en régimen de "aguas claras"; es decir, la condición crítica donde no hay aporte de sedimentos desde aguas arriba. Para cualquier otro caso se considera factores de corrección.

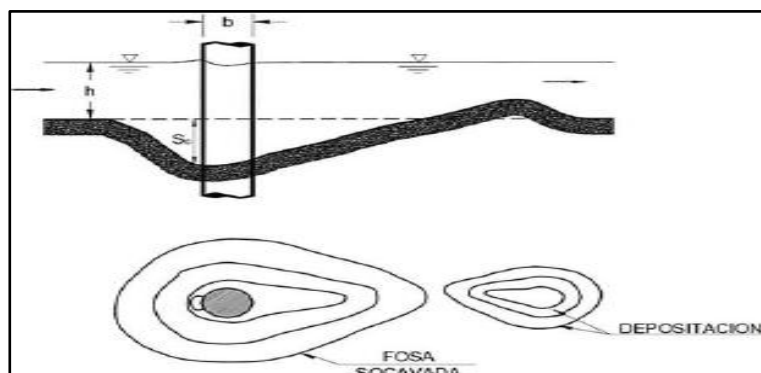


Figura 2.10. Esquema de erosión local en pilas

Fuente: Martín (1996).

- **Pilas de sección circular en un lecho de arena** Para estimar la socavación máxima al pie de una pila de sección circular inserta en un lecho de arena el Manual de Carreteras recomienda emplear cualquiera de las expresiones siguientes:
- **Breusers, Nicollet y Shen (BNSh) (1977).**

$$\frac{S_c}{b} = 2 \tanh\left(\frac{h}{b}\right)$$

Envolvente de datos experimentales (EDE) de diversos autores:

$$\frac{S_c}{b} = \begin{cases} 2\left(\frac{h}{b}\right)^{0.35} & \text{para } \frac{h}{b} \leq 2 \\ 2.5 & \text{para } \left(\frac{h}{b}\right) > 2 \end{cases}$$

Dónde:

Sc: Socavación máxima debido a la presencia de la pila en un lecho de arena, en condiciones de “aguas claras” y transporte incipiente del flujo en la zona no alterada por la pila.

b: Diámetro de la sección circular de la pila

h: Altura de escurrimiento

F: Número de Froude del flujo no perturbado ($F=V\sqrt{gh}$; V: Velocidad media)

b. Factores de corrección

Para considerar los efectos de la forma de la pila, cantidad de pilas, dispersión granulométrica del material del lecho se utiliza un coeficiente de corrección K.

$$S = K \cdot S_c$$

El factor K queda definido por el producto siguiente:

$$K = K_s \cdot K_w \cdot K_g \cdot K_{gr} \cdot K_r \cdot K_d$$

Dónde:

Kg= Factor de forma de la pila

K_w = Factor de alineamiento de pila de sección no circular con la corriente

K_g = Factor de debido a la dispersión granulométrica de arenas no uniforme (se determina con expresión de Johnson)

K_{gr} = Factor que toma en cuenta la presencia de grupos de pilas

K_r = Factor de afloramiento de la base de fundación

K_d = Factor de influencia por tamaño del sedimento

2.3.12.2. Socavación local en estribos

Los estribos son estructuras que sirven para soportar y empalmar la superestructura de un puente con la ribera. La presencia de estos elementos implica un estrechamiento de la sección; lo cual, a su vez acelera el flujo provocando la erosión general del lecho.

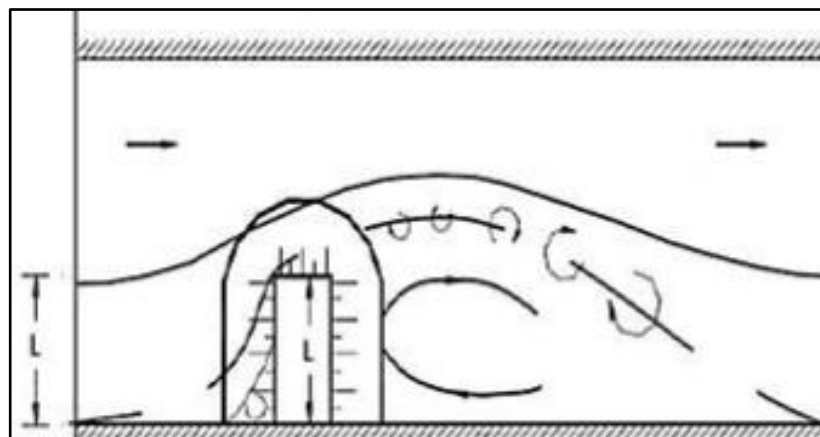


Figura 2.11. Esquema en erosión local en estribos

Fuente: Martin (1996).

La socavación local al pie de los estribos fundados en lechos de arena se determina mediante la relación del Melville (1992); lo cual, está representada por la siguiente ecuación:

$$\frac{S_e}{h} = K_\phi \cdot K_F \cdot K_h \cdot K_i$$

Donde

S_e = Socavación local al pie del estribo

h = Altura local del escurrimiento no perturbado

$K\theta$ = Factor del ángulo de esviaje de la estructura

K_f = Factor que considera la forma del estribo

K_h = Factor que considera la profundidad del flujo

$K\sigma$ = Factor de dispersión granulométrica de la arena si ella no es uniforme
(El manual de carreteras recomienda adoptar valor igual a la unidad)

K_i = Factor de intensidad del flujo

2.3.12.3. Socavación general del lecho

Un cauce fluvial experimenta un proceso de socavación general cuando ocurre una profundización de su lecho en un determinado tramo debido a un desequilibrio entre la tasa de salida y entrada de sedimentos a dicho tramo. Este desequilibrio generalmente se encuentra asociado a una aceleración del flujo que provoca un aumento local de la tasa de arrastre de sedimentos, como ocurre en el caso de una contracción o angostamiento del cauce.

- **Método de Neill (1975)**

Martin (1996). Define. Para una mayor precisión al determinar la sección socavada se divide la sección en franjas o subsecciones, luego para cada una de ellas se determinará la altura máxima de agua que se iguala a la crítica de arrastre.

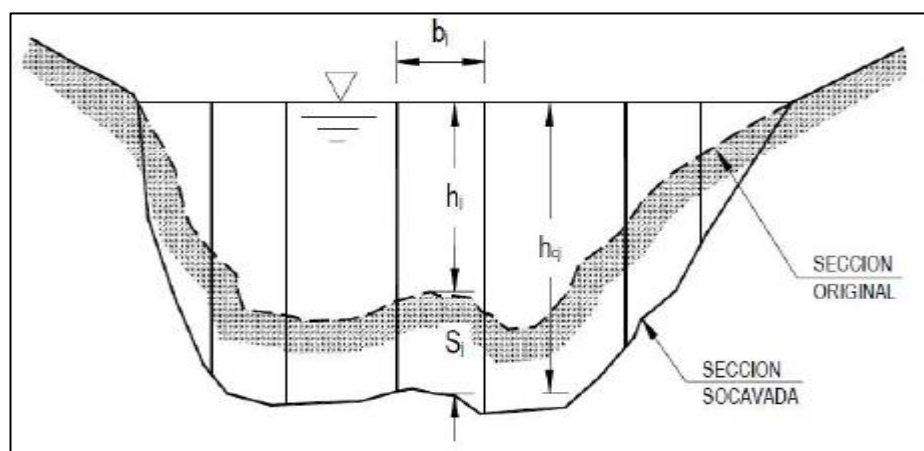


Figura 2.12. Método de Nivel para el cálculo de la erosión general

Fuente: Martin (1996).

La socavación general de cada subsección j, se denomina y se define como sigue:

$$S_j = h_{cj} - h_{jp}$$

Donde

h_{cj} = Altura de escurrimiento en la franja socavada

h_{jp} = Altura de escurrimiento de la franja original sin socavar. (Se obtiene del eje hidráulico y del perfil transversal)

Las fórmulas para el cálculo de la velocidad crítica se pueden expresar para cada subsección en función de la altura socavada y el caudal unitario:

Para sedimentos finos (arenas):

$$h_{cf} \cdot \ln \left(\frac{12h_{cf}}{K_g} \right) = \frac{q_j}{0.787 \sqrt{g^D}}$$

Para sedimentos gruesos:

$$h_{cj} = \left(\frac{q_j}{1.81 \sqrt{g} \cdot D^{0.22}} \right)^{0.855}$$

Donde q_j es el caudal unitario de la franja j. si se considera constante en toda la sección la pendiente del plano de carga, se calcula como sigue:

$$q_j = \frac{Q_j}{B_j} = \frac{1}{B_j} \left(\frac{\Omega_j}{\Omega} \right) \left(\frac{R_j}{R} \right)^{2/3} \left(\frac{n}{n_j} \right) Q$$

Donde

Q_j = Caudal total de la franja j [m^3/s]

B_j = Ancho de la franja j [m]

Ω_j = Área de la franja j [m^2]

R_j = Radio hidráulico de la franja j [m] que se calcula dividiendo por

n_j = Rugosidad de Manning para la franja j (adimensional)

Ω, R, n, Q = Las mismas variables anteriores, definidas para la sección total.

D= Diámetro representativo del sedimento del lecho (m). Para cauces con sedimento grueso y tendencia al acorazamiento, se utiliza D84, D90 o D95 según la mayor dispersión granulométrica que presente la distribución. Para sedimentos finos, se emplea D50 o Dm.

Kg= Aspereza o rugosidad determinante de la pérdida de carga. Para sedimentos finos o arenosos, se emplea D65

g= Aceleración de gravedad (m/s²)

- **Método de Lischtvan - Levediev (1967)**

Este método se utiliza para calcular la socavación general media en una contracción producida por la presencia de las pilas de un puente. Para efectos de este estudio se considera el método aplicado a lechos no cohesivos con sección principal y planicies de inundación.

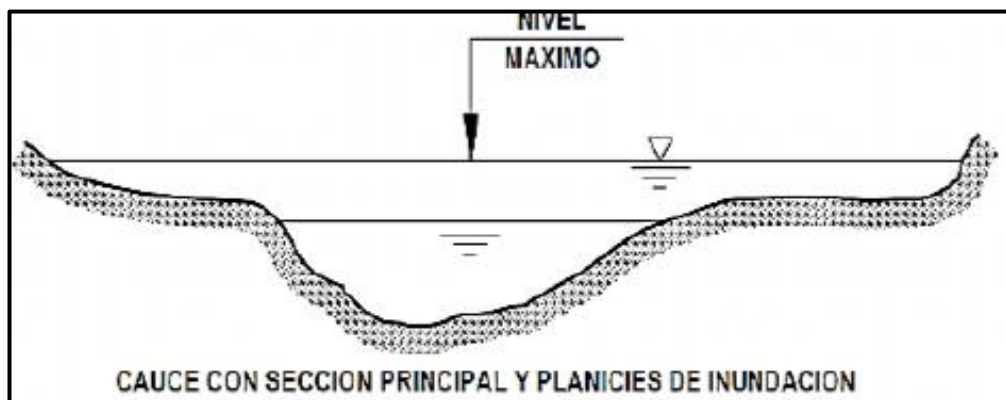


Figura 2.13. Método de Lischtvan- Levediev para el cálculo de la erosión

Fuente: Martin (1996).

El método se aplica a la sección global, pero se recomienda realizar el análisis en franjas similar al método de Neill. Para cada franja se debe determinar la profundidad de máximo escurrimiento, incluyendo la situación socavada mediante:

Sedimentos no-cohesivos.

$$h_j = \left(\frac{q_j}{0,68 \cdot \beta \cdot D^{0,28} \cdot \psi} \right)^{\frac{1}{x+1}}$$

Donde

h_j = Altura de escurrimiento en la franja socavada j [m]

q_j = Caudal por unidad de ancho de la franja socavada j [$m^3/m/s$]

D = Diámetro medio del sedimento obtenido de la curva granulométrica [mm]. Se estima como $D = \frac{\sum \Delta P_j D_j}{100}$, con p_j porcentaje en peso que pasa la malla D_j

Y_s = Peso volumétrico del material seco [ton/m^3]

δ = Coeficiente función de la probabilidad de excedencia del caudal de diseño

ψ = Coeficiente que considera influencia del sedimento en suspensión.

X = Parámetro de la fórmula de arrastre crítico

n = Rugosidad de Manning

i = Pendiente media del lecho.

2.3.13. Normativa del MTC para puentes

2.3.13.1. Selección de periodo de retorno

Mediante un estudio hidrológico pueden estimarse los caudales de distintos periodos de recurrencia. Periodos de retorno de 25 a 50 años son más lógicos en vías poco importantes, de 100 años en vías de importancia media y de 100 a 200 años en vías de gran importancia.

2.3.13.2. Topografía – batimetría del cauce

a) Topografía

Se realizó un levantamiento topográfico de tipo altiplanimétrico, que consistió en la obtención de puntos georeferenciados, los cuales se interpolaron para obtener las curvas de nivel.

ARIAS (1983) Todo estudio constructivo de ingeniería empieza con un reconocimiento topográfico como aspecto preliminar de su factibilidad, a simple observación y con criterio apropiado; el reconocimiento in situ

permitirá conocer la característica topográfica más resaltante, dando una idea del método a emplearse en los levantamientos topográficos.

b) Método planímetro

Poligonación o itinerario

El método de poligonación consiste en el levantamiento de una poligonal cerrada con orientación acimutal a partir de dos puntos materializados, entendida como una línea quebrada, constituida por vértices (Deltas - estaciones) y lados que unen dichos vértices. La poligonal se debe medir y ajustar antes de levantar los detalles por el método de radiación simple, a fin de verificar las siguientes consideraciones:

- El cierre angular debe estar dentro del rango permitido:
- Cierre angular = $((n \pm 2) * 180) - (\sum \text{angulos entre vertices de la poligonal})$

Dónde:

n = número de vértices de la poligonal

El primer signo en la fórmula es positivo (+) si se calcula con ángulos exteriores y negativo (-) si se calcula con ángulos interiores.

- Cierre angular máximo permitido = $a * \sqrt{n}$

Dónde:

n = número de vértices de la poligonal

a = aproximación del equipo

- Cierre angular mínimo: siempre debe tender a cero, después de realizar las correcciones pertinentes. Si el error está dentro del rango máximo permitido se distribuirá en partes iguales entre las estaciones o vértices de la poligonal
- La precisión mínima en el cierre de la poligonal será 1:2.500
- El cierre lineal debe cumplir con el orden de precisión horizontal.

$$e = \sqrt{(\Delta NS)^2 + (\Delta EW)^2}$$

Precisión del cierre = 1: L / e

Dónde:

L = longitud total de la poligonal

e = error de cierre

ΔNS = error en las proyecciones norte-sur

ΔEW = error en las proyecciones este-oeste

Si el cierre está dentro del rango de precisión exigido, se corregirán las proyecciones respectivas para así obtener las coordenadas ajustadas.

- Corrección de proyecciones N-S

$$NS = \frac{(\sum(NS) * distancia\ lado)}{distancia\ total\ de\ poligonal}$$

- Corrección de proyecciones E-W

$$EW = \frac{(\sum(EW) * distancia\ lado)}{distancia\ total\ de\ poligonal}$$

Los levantamientos que se realicen con estaciones totales que permitan guardar los datos en módulo de memoria, entregarán la información de los datos crudos (información en formato propio de la estación total o del gnss), en formato digital y en archivos separados, el levantamiento de la poligonal y el levantamiento de los detalles, y en un formato interoperable el cálculo y ajuste de la poligonal.

Radiación

Los detalles se realizarán por el método de radiación simple o doble, se requiere que se verifique al final, el cierre con el par de los dos puntos bases, para descartar movimiento o desnivelación del aparato. Los levantamientos que se realicen con estaciones totales que permitan guardar los datos en módulo de memoria, entregarán la información de los datos crudos en formato digital en la estructuración indicada con los correspondientes archivos. Aquellos levantamientos que se realicen con equipos que no tengan módulos de memoria entregarán los datos en el formato cartera de toma de datos "Cartera de tránsito".

c) Batimetría del cauce

Una batimetría se refiere al levantamiento topográfico del relieve de superficies del terreno cubierto por el agua, sea este el fondo del mar o el fondo de los lechos de los ríos, ciénagas, humedales, lagos, embalses, etc. es decir, la cartografía de los fondos de los diferentes cuerpos de agua.

2.3.13.3. Gálido o altura libre

Las dimensiones del vano del puente deben venir determinadas en principio por la función hidráulica (de desagüe) que corresponde al vano. No obstante, abundan los puentes fluviales con vanos superiores a los necesarios, sobretodo en altura, pero también en longitud, como puede ocurrir por razones de trazado altimétrico en vías de gran importancia, en ríos pequeños o en ríos de montaña. En todo tipo de vías, ríos de llanura, por el contrario, el vano debe ser tan grande como sea preciso para permitir el paso del agua. Las dimensiones del vano son la altura libre y anchura libre (ancho efectivo del puente proyectado en un plano perpendicular a la corriente).

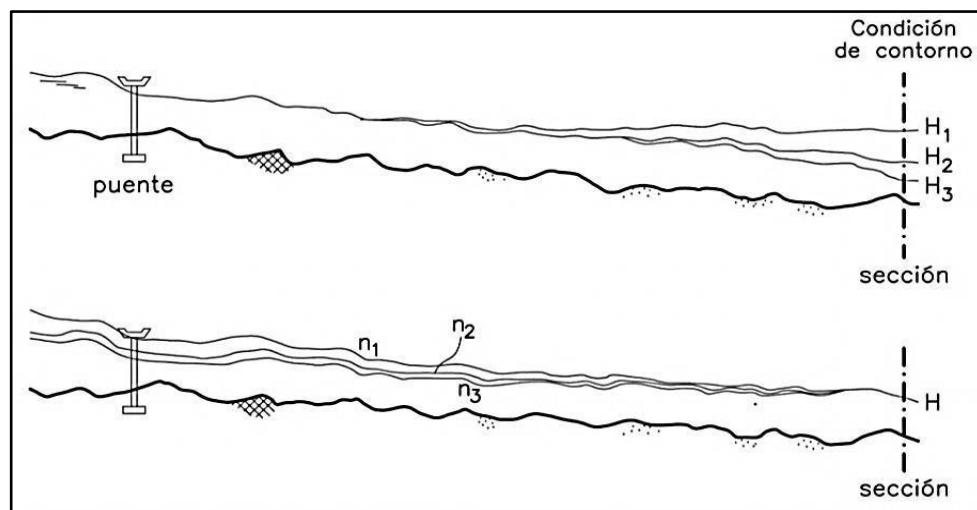


Figura 2.14. Influencia de la oscuridad de contorno H y el coeficiente de rugosidad en el cálculo hidráulico.

Fuente: Martin (1996).

2.3.14. Programa de Simulación

2.3.14.1. Hidroesta

Es una herramienta que facilita y simplifica los cálculos laboriosos, y el proceso del análisis de la abundante información que se deben realizar en los estudios hidrológicos.

El producto del trabajo proporciona al ingeniero civil, agrícola, agrónomo, hidrólogo y otros especialistas que trabajen en este campo, una herramienta que permite realizar cálculos, simulaciones rápidas, y determinar los caudales o precipitaciones de diseño.

2.3.14.2. HEC-HMS

El HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System) es un programa de simulación hidrológica tipo evento, lineal y semidistribuido, desarrollado para estimar las hidrógrafas de salida en una cuenca o varias subcuencas (caudales máximos y tiempos al pico) a partir de condiciones extremas de lluvias, aplicando para ello algunos de los métodos de cálculo de hietogramas de diseño, pérdidas por infiltración, flujo base y conversión en escorrentía directa que han alcanzado cierta popularidad en los Estados Unidos y por extensión en nuestro país.

El programa se deriva directamente del HEC-1, y conserva en esencia la misma filosofía de introducción de datos y secuencia de cálculos. El HMS, incluye la mayor parte de las rutinas de HEC-1 (algunas parecen haber sido obviadas) e incorpora como elementos adicionales:

Un método de transformación lineal de la escorrentía (basado en una modificación del hidrograma unitario de Clark) que puede utilizarse en una representación de la cuenca a través de celdas, con datos distribuidos de precipitación obtenidos por ejemplo de registros de radar (una opción tecnológica que no tiene aún aplicación en nuestro país).

Una opción de pérdida distribuida de humedad en suelos que aplica el mismo principio de las celdas y puede utilizarse en simulaciones sobre períodos largos (de días o meses) y una opción de optimización, un poco más versátil que la del HEC-1.

La versión es atractiva porque trabaja en un ambiente de ventanas mucho más agradable que en HEC-1 y porque permite visualizar los resultados de las simulaciones en forma gráfica, tabulada y más expedita para el usuario.

2.3.14.3. IBER v2.0

Es un modelo matemático bidimensional para la simulación de flujos en ríos y estuarios promovido por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX y desarrollado en colaboración con el Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, GEAMA (de la Universidad de A Coruña), los campos de aplicación son: simulación del flujo en lámina libre en cauces naturales, evaluación de zonas inundables, cálculo hidráulico de encauzamientos, cálculo hidráulico de redes de canales en lámina libre, cálculo de corrientes de marea en estuarios, estabilidad de los sedimentos del lecho, procesos de erosión y sedimentación por transporte de material granular.

2.4. RECOPILOCIÓN DE DATOS

2.4.1. Cartografías

2.4.1.1. Cartas nacionales

Ubicación Cartográfica

Cartográficamente se encuentra ubicado en el cuadrante 25o, 25ñ, 26o, 26ñ (Sistema de Proyección UTM, zona 18).

Projected Coordinate System	: GS_1984_UTM_Zone_18S
Projection	: Transverse Mercator
Geographic Coordinate System	: GCS_WGS_1984
Datum	: D_WGS_1984
Prime Meridian	: Greenwich

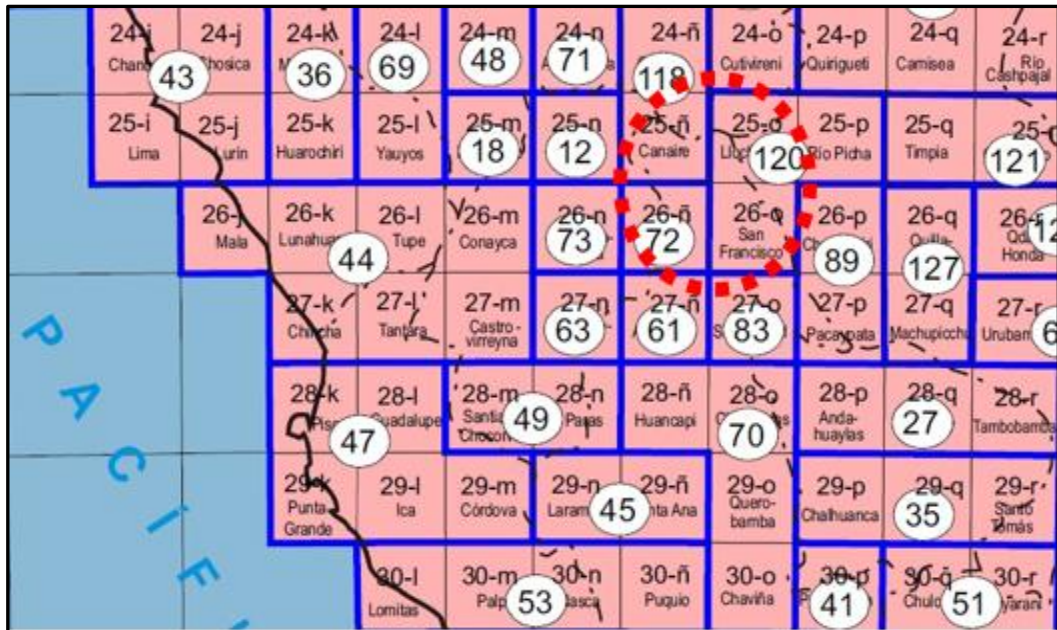


Figura 2.15. Ubicación cartográfica de la cuenca Canayre

Fuente: Instituto Geológico minero y Metalúrgico-carta geográfica del Perú.

2.4.2. Modelo elevado digital (DEM) O RASTER

Modelo Digital del Terreno, cuyos datos almacenados representan valores de altitud. Caracterizar la superficie y sobre todo, delimitar cuencas hidrográficas.

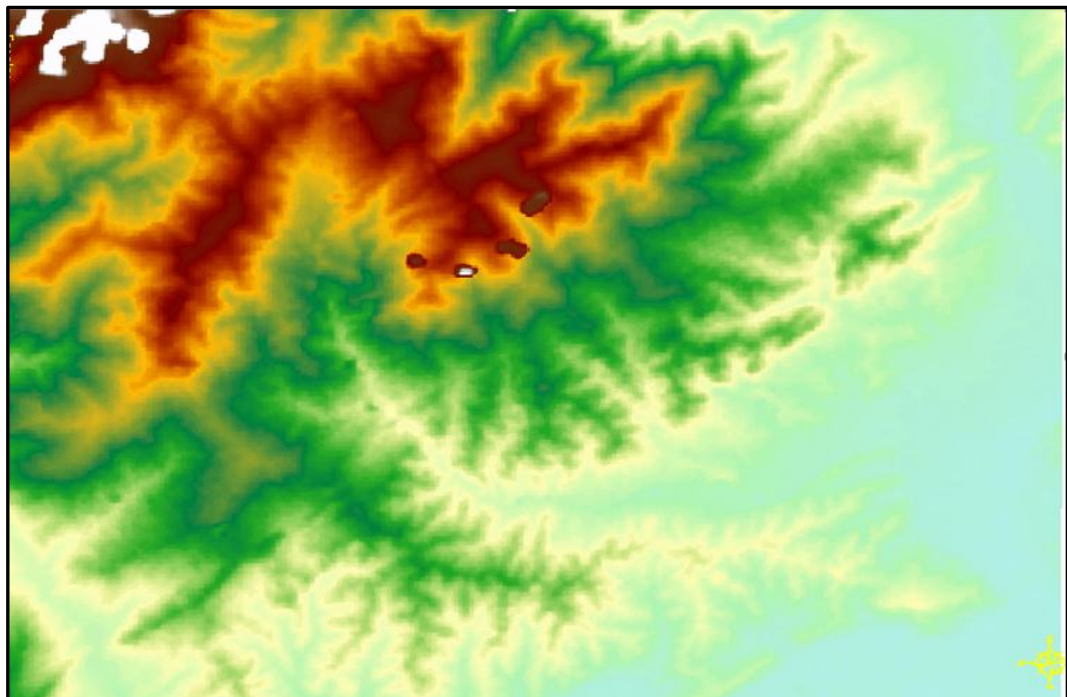


Figura 2.16. Modelo de elevación digital del terreno

Fuente: Elaboración propia.

Watershed delineation

Delinea una subcuenca por cada uno de los segmentos de cauce definidos en el paso anterior.

Input flow direction raster: se introduce el raster de dirección de flujo creado en el paso 2.

Input raster or feature pour point data: se introduce el shape de puntos creado en el paso anterior "vertToPoint".

Pour point field (optional): Dejamos la opción por defecto (ARCID).

Output raster: La ruta y el nombre del archivo salida, le damos el nombre Watershed.

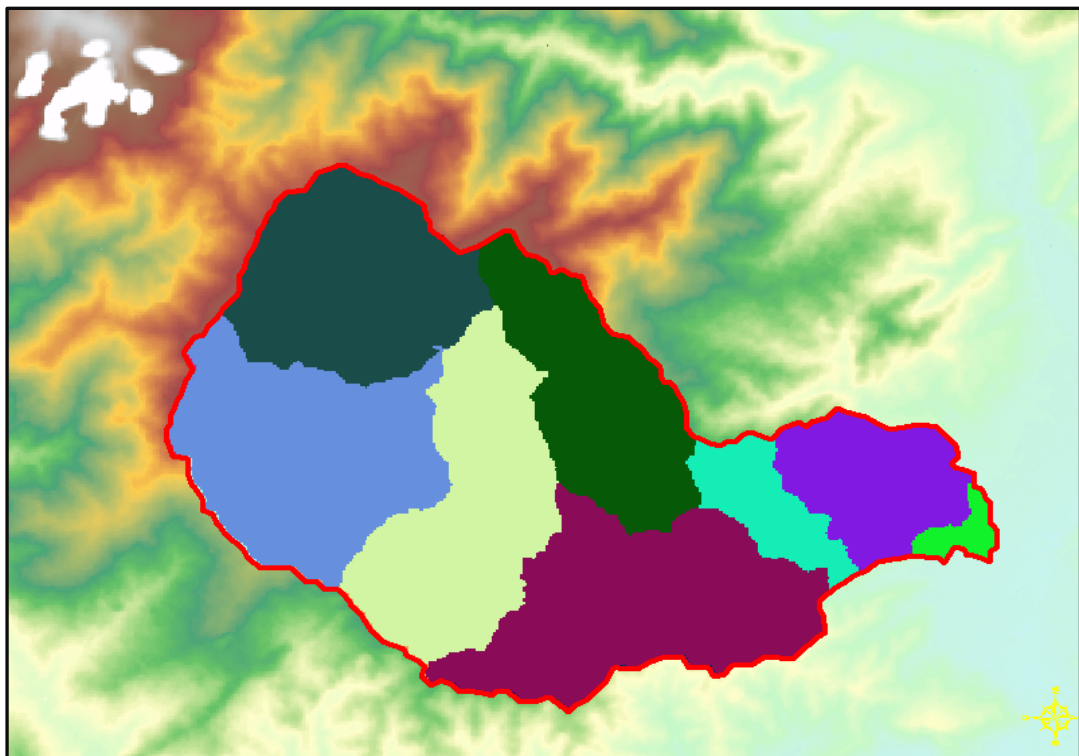


Figura 2.17. Delimitación de cada sub cuenca

Fuente: Elaboración propia.

2.4.2.1. Convertir el raster a polígono

Arctoolbox > Conversion Tools > From Raster > Raster to Polygon

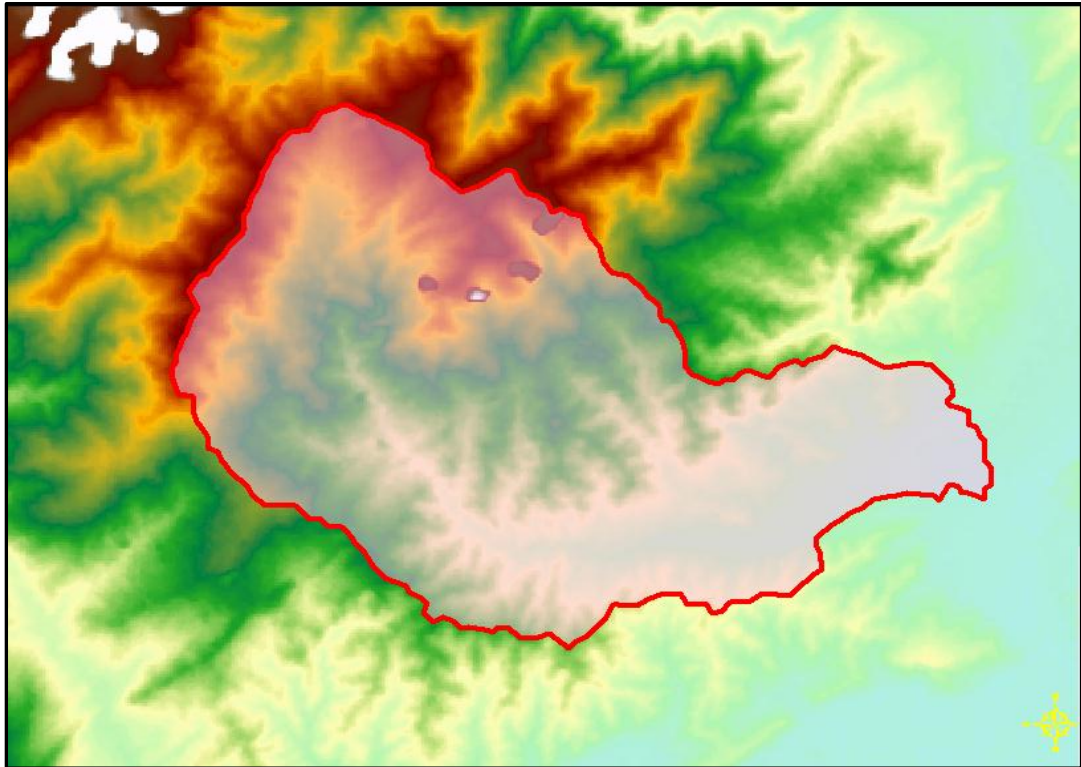


Figura 2.18. Cuenca hidrográfica de río Canayre

Fuente: Elaboración propia.

2.4.3. Información pluviométrica

2.4.3.1. Características de la cuenca

Para estimar los caudales máximos se hizo uso de información pluviométrica de estaciones de cuencas vecinas; es necesario mencionar que se dividió en 3 partes estaciones para la parte baja, media y alta las cuales son las siguientes.

Parte Baja:

Estación Sivia

Parte Media

Estación Quillabamba

Parte Alta

Estación Anco

Estación Machente

La información pluviométrica utilizada fue adquirida del SENAMH. La Cuenca de río Canayre en estudio se encuentra conformada por 8 subcuencas.

2.4.3.2. Estaciones meteorológicas del proyecto

Cuadro 2.2. Estaciones meteorológicas utilizadas (mm)

ESTACIÓN	LATITUD	LONGITUD	ALTITUD(m.s.n.m)
SIVIA	12° 30' S	73° 51' W	560
SATIPO	11° 13'	74° 37'	588
QUILLABAMBA	12° 51'	72° 41'	990
ANCO	12° 58'	73° 34'	1379
MACHENTE	12° 32'	73° 50'	1250

Fuente: SENAMHI.

Pma: Precipitación Total Media Anual

Pmax24: Precipitación Máxima de la Máximas en 24 horas

2.4.3.3. Evaluación precipitación máxima diaria

2.4.3.3.1. Disponibilidad de datos hidrológicos

Como no se tiene información de registros de caudales máximos se ha calculado las descargas máximas a partir de las precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones.

Cuadro 2.3. Precipitaciones máximas 24 h. de la estación meteorológica Sivia.

 SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA - SENAMHI REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMAS EN 24 HRS (mm)														
Estación:	SIVIA			Latitud :	12° 30' S			Dpto:	Junin					
Parámetro:	Precipitación Maxima en 24 Hrs (mm)			Longitud :	73° 51' W			Prov:	Satipo					
				Altitud :	560 msnm			Dist	Satipo					
AÑO	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	PP MAX	
1972	21.20	35.30	24.39	23.50	15.10	11.10	10.00	15.50	12.74	12.80	25.00	26.70	35.3	
1973	32.00	37.90	34.00	25.68	13.50	10.00	12.65	10.58	21.00	10.80	32.50	30.00	37.9	
1974	39.00	42.00	52.20	25.20	12.50	12.00	10.00	11.80	12.30	10.58	43.50	38.00	52.2	
1975	43.00	45.00	35.00	24.50	14.60	13.00	10.50	10.00	12.50	16.10	38.00	42.00	45.0	
1976	39.00	42.00	34.00	25.96	10.50	14.50	12.00	11.00	12.20	17.90	28.00	38.00	42.0	
1977	43.00	41.70	28.00	27.58	12.90	11.00	10.50	12.20	15.10	23.50	35.00	43.90	43.9	
PROM	36.20	40.65	34.60	25.40	13.18	11.93	10.94	11.85	14.31	15.28	33.67	36.43	40.65	

FUENTE: SENAMHI

Fuente: Senamhi.

Cuadro 2.4. Precipitaciones máximas 24 h. de la estación meteorológica Satipo.

 SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA - SENAMHI REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMAS EN 24 HRS (mm)														
Estación:	SATIPO			Latitud :	11° 13' S			Dpto:	Junin					
Parámetro:	Precipitación Maxima en 24hrs (mm)			Longitud :	74° 37' W			Prov:	Satipo					
				Altitud :	588 msnm			Dist	Satipo					
AÑO	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	PP MAX	
2004	81.50	55.50	25.60	63.70	45.50	15.50	49.50	40.00	24.40	27.70	55.50	43.90	81.5	
2005	19.40	63.20	41.00	53.70	5.80	9.00	28.80	34.40	13.20	59.60	82.80	46.50	82.8	
2006	61.20	40.40	22.60	21.70	17.50	52.30	10.50	32.60	22.60	68.70	27.20	55.90	68.7	
2007	59.70	28.80	47.00	17.60	21.80	34.40	36.30	37.70	32.00	52.20	28.00	83.40	83.4	
2008	37.50	69.80	38.70	61.50	24.10	12.40	26.30	18.50	40.00	36.00	34.40	53.70	69.8	
2009	35.30	63.70	34.40	40.40	47.40	25.50	35.00	7.00	61.50	100.90	36.10	57.20	100.9	
2010	73.20	67.30	43.10	35.70	11.9+	57.60	26.20	21.00	12.70	29.20	33.90	50.20	73.2	
2011	54.90	36.90	16.40	67.30	36.40	24.70	36.10	33.90	36.30	82.80	55.40	36.30	82.8	
2012	47.80	63.40	87.90	23.60	15.90	29.00	8.60	13.19	16.20	42.50	29.30	47.40	87.9	
2013	31.60	86.80	43.10	44.20	13.40	38.60	7.40	71.50	30.50	34.10	27.80	37.50	86.8	
2014	34.60	34.40	28.50	14.80	29.60	32.80	19.30	22.10	44.30	34.60	62.30	47.10	62.3	
PROM	48.79	55.47	38.94	40.38	25.74	30.16	25.82	30.17	30.34	51.66	42.97	50.83	55.47	

FUENTE: SENAMHI

Fuente: Senamhi.

Cuadro 2.5. Precipitación máxima 24 h de estación meteorológica Quillabamba.

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA - SENAMHI														
REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMAS EN 24 HRS (mm)														
Estación:	QUILLABAMBA							Latitud :	12° 51' S		Dpto:	Cusco		
Parámetro:	Precipitación Maxima en 24hrs (mm)							Longitud :	72° 41' W		Prov:	La Convencion		
								Altitud :	990 msnm		Dist:	Santa Ana		
AÑO	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	PP MAX	
2004	21.20	31.00	21.80	S/D	18.40	6.60	38.10	14.50	14.00	19.20	28.90	20.00	38.1	
2005	29.40	28.30	28.20	26.20	24.60	6.90	20.30	5.20	15.70	18.50	8.10	40.60	40.6	
2006	49.00	23.40	43.60	39.20	4.20	8.20	4.50	14.80	5.90	18.80	25.90	26.90	49.0	
2007	52.60	18.90	20.30	31.50	17.30	10.20	7.10	S/D	5.50	38.00	32.30	19.70	52.6	
2008	53.10	22.80	15.60	34.00	7.90	0.60	10.80	19.20	18.50	24.20	16.20	27.80	53.1	
2009	26.20	38.20	28.00	9.80	6.50	2.30	7.80	4.00	5.00	33.20	54.00	25.20	54.0	
2010	18.40	83.80	36.80	26.80	7.60	9.40	9.00	13.40	22.20	54.60	25.40	26.60	83.8	
2011	24.20	34.60	30.40	28.00	15.20	12.00	12.40	26.80	7.80	49.00	34.00	31.00	49.0	
2012	30.40	38.20	21.40	26.80	10.40	18.60	10.20	16.20	S/D	12.40	12.40	38.80	38.8	
2013	20.60	34.60	30.20	38.00	7.60	10.00	S/D	34.00	26.40	31.40	31.20	34.20	38.0	
2014	39.40	46.00	42.00	14.80	22.40	0.00	17.60	4.60	16.00	19.00	29.00	30.60	46.0	
PROM	33.14	36.35	28.94	27.51	12.92	7.71	13.78	15.27	13.70	28.94	27.04	29.22	36.35	

FUENTE: SENAMHI

Fuente: Senamhi.


Cuadro 2.6. Precipitaciones máximas 24 h. de la estación meteorológica Anco.

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA - SENAMHI														
REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMAS EN 24 HRS (mm)														
Estación:	ANCO							Latitud :	12° 58'		Dpto:	Ayacucho		
Parámetro:	Precipitación Maxima en 24 Hrs (mm)							Longitud :	73° 34'		Prov:	La Mar		
								Altitud :	1379 msnm		Dist:	Anco		
AÑO	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	PP MAX	
1967	10.40	28.60	32.80	12.60	16.70	0.00	15.30	9.70	8.60	10.20	14.20	27.70	32.8	
1968	27.20	18.60	18.90	7.50	9.30	10.20	9.20	17.20	11.70	26.70	27.90	18.90	27.9	
1969	35.30	25.20	15.00	6.10	8.20	10.40	8.20	13.20	7.10	16.30	24.00	20.20	35.3	
1970	23.00	17.20	22.40	18.20	11.30	8.20	5.30	9.70	8.60	12.90	22.80	19.30	23.0	
1971	22.70	20.40	21.60	9.80	5.60	5.00	3.20	3.10	4.00	13.30	16.10	21.50	22.7	
1972	24.90	35.80	20.70	7.60	4.10	5.50	14.10	6.40	12.50	16.10	14.30	23.50	35.8	
1973	25.50	20.80	21.00	10.00	6.30	6.30	7.00	8.60	3.69	3.70	12.50	22.40	25.5	
1974	28.10	29.30	42.60	13.20	4.10	2.20	S/D	16.90	3.43	7.90	29.20	24.00	42.6	
1975	24.50	18.40	20.50	16.00	21.10	7.30	4.30	3.10	12.92	20.00	19.60	15.70	24.5	
1976	24.30	31.20	24.20	17.80	7.30	2.90	15.50	7.60	19.90	8.90	5.70	13.60	31.2	
1977	11.90	15.10	12.90	0.00	0.00	0.00	2.90	3.50	6.50	16.50	25.00	7.20	25.0	
1978	24.10	29.70	14.00	12.20	3.90	0.00	1.20	3.90	5.70	34.40	14.30	S/D	34.4	
1979	19.20	18.10	14.10	7.40	3.50	2.10	0.00	0.00	14.01	22.30	20.40	13.50	22.3	
1980	13.50	11.00	13.30	3.00	6.00	16.10	0.00	6.10	2.80	8.10	11.00	16.60	16.6	
1981	20.00	27.80	10.00	10.80	0.00	4.10	2.30	8.70	3.50	15.50	16.20	10.30	27.8	
PROM	22.31	23.15	20.27	10.15	7.16	5.35	6.32	7.85	8.33	15.52	18.21	18.17	23.15	

FUENTE: SENAMHI

Fuente: Senamhi.

Cuadro 2.7. Precipitación máxima 24 h de la estación meteorológica Machente

 SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA - SENAMHI REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMAS EN 24 HRS (mm)														
Estación:	MACHENTE			Latitud :	12° 32'			Dpto:	Ayacucho					
Parámetro:	Precipitación Maxima en 24 Hrs (mm)			Longitud :	73° 50'			Prov:	La Mar					
				Altitud :	1250 msnm			Dist:	Ayna					
AÑO	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	PP MAX	
1968	28.70	21.10	21.50	61.30	35.40	18.10	17.80	21.90	29.10	43.40	42.80	29.90	61.3	
1969	26.80	36.90	46.50	19.90	16.10	19.60	12.30	26.10	18.10	26.10	13.60	27.10	46.5	
1970	37.50	48.40	49.80	56.00	8.40	20.10	5.00	20.60	53.00	60.30	36.00	34.80	60.3	
1971	S/D	S/D	46.30	46.40	24.00	12.90	18.90	21.80	11.80	40.50	37.10	29.70	46.4	
1972	47.70	37.00	38.50	28.60	31.20	6.10	26.70	28.10	21.10	28.10	27.60	28.10	47.7	
1973	48.80	61.70	33.90	21.10	23.10	11.20	8.10	18.10	18.90	21.80	25.70	32.00	61.7	
1974	43.30	30.50	47.00	21.80	6.10	6.10	6.40	96.20	26.30	32.70	26.10	31.40	96.2	
1975	27.80	39.20	56.60	22.70	16.90	24.30	1.30	18.60	21.60	21.60	35.00	29.30	56.6	
1976	30.10	32.10	34.60	18.50	18.60	13.90	17.70	21.50	38.70	16.70	18.30	18.10	38.7	
1977	18.70	31.20	34.90	32.70	23.40	8.10	9.10	15.40	13.10	25.50	33.30	35.90	35.9	
1978	29.40	22.70	25.40	26.70	25.70	9.10	0.40	24.70	28.70	16.80	26.80	29.50	29.5	
1979	30.40	26.30	18.20	18.50	11.30	0.30	18.30	9.60	12.10	15.60	13.80	23.40	30.4	
1980	35.00	26.60	27.70	18.20	15.10	9.10	13.10	23.40	34.60	30.30	26.10	26.70	35.0	
1981	28.40	48.90	30.40	28.50	15.60	26.00	17.80	34.10	23.70	31.50	31.70	25.70	48.9	
1982	36.50	34.10	26.10	21.90	12.80	13.50	24.20	19.80	27.70	S/D	S/D	S/D	36.5	
PROM	33.51	35.48	35.83	29.52	18.91	13.23	13.14	26.66	25.23	29.35	28.14	28.69	35.83	

FUENTE: SENAMHI

Fuente: Senamhi.

2.4.4. Topografía y batimetría

La información primordial para lograr la consecución del proyecto se obtuvo de los trabajos desarrollados en la zona del proyecto, a través de un levantamiento topográfico, proporcional a la importancia del proyecto y a la información disponible.

El levantamiento topográfico complementa la información cartográfica Y sobre ello determinar el perfil del terreno donde desarrolla el planteamiento de obras de defensa y secciones transversales a cada 20m de distancia. Durante el levantamiento topográfico se ha determinado los puntos de intersección de poligonal abierto donde se desarrolla el eje del rio, ubicación de BMs a cada 500 m.

Para la materialización del estudio se ha recorrido a equipos sofisticados tales así para la determinación del punto de partida se ha utilizado GPS referencia, para la línea de gradiente nivel de ingeniero y sus miras, para el levantamiento de puntos topográficos Estación Total y sus prismas.

El instrumento EDM (Instrumento electrónico para la medición de distancias) que se ha empleado para llevar a cabo estos trabajos ha sido la Estación Total de alta precisión Marca SOKKIA, con una precisión de lectura de 2" y alcance de hasta 5 Km con prisma. Debido a que el levantamiento topográfico se realizó con un aparato de alta precisión los errores son mínimos.

Se ha realizado el levantamiento topográfico de detalle de todas las fajas marginales, obras existentes, áreas de la localidad de Villa Virgen y entre otros a lo largo del río Canayre, Los levantamientos topográficos, están relacionados al sistema de control plano-altimétrico por radiación a partir de la poligonal principal de apoyo. Para tal caso en cada una de las zonas de levantamiento se han colocado previamente dos puntos los que están materializados en hitos de estaca y/o pintados en piedra. Estos levantamientos cubren las áreas suficientes para la impostación de las estructuras hidráulicas a diseñar.

Los trabajos de levantamientos topográficos se realizaron con curvas de nivel equidistantes. Los planos han sido generados en Sistema AutoCAD Civil 3D 2017 y reflejan todos los detalles del terreno que la escala permite.

Cuadro 2.8. Datos topográficos

PUNTO	NORTE	ESTE	ELEVACIOÓN	DESCRIPCIÓN
1	8641521.25	604776.424	548	R
2	8641521.25	604776.426	548	R
3	8641523.94	604777.851	548	R
4	8641521.28	604776.366	548	R
5	8641517.8	604776.697	548	R
6	8641527.1	604806.89	547	R
7	8641523.2	604806.44	547	R
8	8641519.96	604805.778	547	R
9	8641515.93	604805.115	547	R
10	8641526.77	604833.675	546	R
11	8641521.32	604833.581	546	R
12	8641523.75	604833.449	546	R
13	8641517.62	604833.891	546	R
14	8641523.95	604864.752	545	R
15	8641526.4	604865.446	546	R
16	8641521.28	604864.759	545	R
17	8641507.01	604887.458	545	R

18	8641510.15	604889.503	545	R
19	8641513.56	604891.04	545	R
20	8641516.96	604892.1	545	R
21	8641490.01	604919.826	544	R
22	8641492.19	604920.873	544	R
23	8641494.08	604922.683	544	R
24	8641498.64	604924.956	544	R
25	8641488.1	604944.193	544	R
26	8641489.61	604934.545	544	R
27	8641491.04	604942.65	545	R
28	8641488.92	604951.434	544	R
29	8641489.11	604933.565	544	R
30	8641484.4	604931.377	544	R
31	8641499.75	604939.263	545	R
34	8641519.69	604970.301	544	R
35	8641514.31	604974.337	544	R
36	8641492.16	604989.274	543	R
37	8641492.23	604976.896	543	R
38	8641498.99	605007.001	542	R
39	8641500.96	605002.05	542	R
40	8641571.49	605029.689	542	R
41	8641516.34	605016.197	542	R
42	8641497.21	605000.305	542	R
43	8641509.52	604997.851	542	R
44	8641528.59	605032.183	541	R
45	8641525.81	605034.66	541	R
46	8641531.29	605029.977	541	R
47	8641523.19	605039.414	543	R
48	8641512.98	605023.978	542	R
49	8641492.05	605043.8	543	R
50	8641521.65	605005.653	543	R
51	8641543.57	605049.815	542	R
52	8641545.62	605039.767	541	R
53	8641556.65	605047.619	540	R
54	8641522.14	605014.907	542	R
55	8641484	604977.336	545	R
56	8641556.57	605057.936	540	R
57	8641565.07	605049.088	541	R
58	8641562.41	605068.043	539	R
59	8641560.76	605068.517	539	R
60	8641566.83	605067.366	540	R
61	8641559.84	605074.488	539	R
62	8641563	605073.328	540	R
63	8641563.02	605073.355	540	R
64	8641563.01	605073.343	540	R
65	8641563.5	605087.191	539	R

66	8641553.29	605094.403	539	R
67	8641549.58	605094.302	539	R
68	8641552.5	605086.337	539	R
70	8641558.46	605118.655	538	R
71	8641560.42	605106.552	538	R
72	8641551.31	605106.357	538	R
73	8641544.27	605125.531	538	R
75	8641551.18	605123.68	537	R
76	8641553.59	605122.965	537	R
77	8641577.78	605144.186	537	R
78	8641553.45	605129.679	537	R
80	8641562.26	605149.715	536	R
81	8641558.32	605140.635	537	R
82	8641581.35	605154.422	536	R
83	8641579.76	605155.887	536	R
84	8641577.97	605151.876	536	R
85	8641586.35	605153.261	536	R
86	8641589.01	605158.38	536	R
87	8641566.65	605152.724	536	R
88	8641564.97	605142.719	536	R
89	8641589.4	605167.451	535	R
90	8641595.95	605166.463	535	R
91	8641587.62	605171.272	535	R
92	8641584.73	605172.263	535	R
93	8641602.24	605192.72	534	R
94	8641601.34	605197.016	534	R
95	8641607.72	605193.343	534	R
96	8641615.58	605207.046	534	R
97	8641617.61	605216.599	534	R
99	8641619.25	605225.867	533	R
100	8641617.35	605227.95	533	R
101	8641615.98	605231.09	533	R
102	8641625.06	605225.985	533	R
103	8641620.51	605244.778	532	R
104	8641622.94	605239.001	532	R
105	8641625.72	605249.214	532	R
106	8641625.02	605274.052	531	R
107	8641619.32	605268.182	532	R
108	8641624.84	605263.613	532	R
109	8641612.55	605295.652	530	R
110	8641611.04	605294.125	530	R
111	8641615.04	605295.924	531	R
112	8641608.58	605315.795	530	R
113	8641609.6	605314.837	530	R
114	8641638.81	605336.683	530	R
115	8641625.1	605328.887	530	R

116	8641614.84	605336.931	530	R
117	8641655.23	605351.316	529	R
118	8641657.6	605347.567	529	R
119	8641652.52	605353.852	530	R
121	8641679.73	605359.053	529	R
122	8641683.59	605352.605	529	R
123	8641683.96	605350.709	529	R
124	8641699.41	605365.105	529	R
125	8641681.74	605355.54	529	R
126	8641715.93	605393.127	528	R
127	8641703.94	605389.703	528	R
128	8641705.21	605399.123	528	R
129	8641715	605399.864	528	R
130	8641708.03	605419.172	528	R
131	8641730.3	605426.087	527	R
132	8641726.95	605429.183	527	R
133	8641724.13	605430.72	527	R
134	8641717.37	605436.55	527	R
135	8641736.46	605449.492	527	R
136	8641744.35	605439.843	526	R
137	8641739.72	605445.045	527	R
138	8641744.22	605439.969	526	R
139	8641760.48	605456.527	525	R
140	8641756.32	605461.474	525	R
141	8641765.36	605455.281	526	R
142	8641768.43	605481.908	525	R
143	8641772.37	605481.949	525	R
144	8641777.27	605480.96	525	R
145	8641788.07	605482.838	525	R
146	8641788.05	605482.761	525	R
147	8641788.09	605482.786	525	R
148	8641762.95	605505.453	525	R
149	8641779.6	605509.64	524	R
150	8641769.2	605529.637	524	R
151	8641765.44	605529.199	524	R
152	8641758.91	605527.676	524	R
153	8641761.47	605528.484	523	R
154	8641759.84	605551.936	524	R
155	8641770.16	605552.736	524	R
174	8641760.63	605570.245	524	R
175	8641743.02	605537.43	523	R
176	8641732.12	605601.127	523	R
177	8641741.86	605584.229	523	R
178	8641749.99	605581.579	523	R
179	8641756.02	605597.947	523	R
180	8641738.8	605627.528	522	R

181	8641749.95	605628.882	522	R
182	8641763.55	605626.585	522	R
183	8641771.74	605636.188	521	R
184	8641746.45	605656.727	521	R
185	8641757.06	605655.969	521	R
186	8641769.53	605659.518	521	R
187	8641762.39	605648.899	521	R
188	8641763.13	605697.333	520	R
191	8641787.71	605708.048	519	R
192	8641780.87	605689.122	520	R
193	8641786.29	605710.595	519	R
194	8641785.58	605714.034	519	R
195	8641789.61	605706.475	520	R
197	8641801.31	605734.621	518	R
198	8641797.46	605737.404	518	R
199	8641809.2	605757.393	517	R
200	8641827.72	605768.853	517	R
201	8641812.71	605755.64	517	R
202	8641846.66	605790.351	517	R
203	8641838.22	605776.812	517	R
204	8641824.2	605796.454	517	R
205	8641837.07	605757.075	517	R
206	8641844.23	605776.235	517	R
207	8641844.78	605843.645	515	R
208	8641851.88	605856.224	515	R
209	8641850.24	605811.533	516	R
210	8641842.66	605842.699	516	R
211	8641847.01	605878.293	515	R
212	8641841.74	605875.854	515	R
213	8641842.39	605897.164	515	R
214	8641843.83	605883.311	515	R
215	8641833.33	605874.781	515	R
216	8641823.87	605967.073	513	R
217	8641827.94	605924.508	514	R
218	8641822.74	605905.663	514	R
219	8641817.51	605926.476	514	R
220	8641808.72	605927.811	514	R
221	8641829.84	605933.355	514	R
222	8641825.58	605951.176	514	R
223	8641816.79	605954.142	513	R
224	8641829.83	605954.774	514	R
225	8641834.89	605976.029	513	R
226	8641837.26	605974.906	513	R
227	8641839.53	606007.276	512	R
228	8641847.67	605995.238	512	R
229	8641843.74	606000.54	512	R

230	8641861.39	606032.741	511	R
231	8641866.67	606026.866	511	R
232	8641873.53	606023.676	511	R
233	8641873.36	606061.524	510	R
234	8641879.78	606055.488	510	R
235	8641887.79	606052.641	510	R
236	8641886.83	606074.23	510	R
237	8641883.92	606076.081	509	R
238	8641888.63	606100.236	509	R
239	8641876.79	606074.656	510	R
240	8641876.85	606074.719	510	R
241	8641880.48	606101.094	509	R
242	8641885.29	606114.389	509	R
243	8641873.05	606113.263	509	R
244	8641878.6	606118.028	509	R
245	8641870.69	606131.718	508	R
246	8641878.68	606132.497	508	R
247	8641876.52	606125.165	508	R
248	8641879.46	606151.473	508	R
249	8641876.76	606142.614	508	R
250	8641876.76	606137.598	508	R
251	8641875.03	606150.416	508	R
252	8641866.58	606150.681	508	R
253	8641861.16	606163.887	508	R
254	8641876.19	606168.565	507	R
255	8641868.62	606166.528	507	R
256	8641879.14	606172.547	506	R
257	8641865.32	606178.147	507	R
258	8641873.74	606194.236	506	R
259	8641879.28	606205.485	506	R
260	8641856.81	606184.931	507	R
262	8641879.72	606190.01	507	R
263	8641864.97	606220.561	506	R
264	8641891.27	606203.502	506	R
265	8641877.09	606215.666	506	R
266	8641885.16	606195.514	506	R
267	8641887.81	606232.697	506	R
268	8641893.16	606216.908	506	R
269	8641881.6	606240.148	505	R
270	8641900.83	606225.599	506	R
271	8641903.06	606237.789	505	R
272	8641895.9	606230.98	506	R
273	8641896.88	606238.159	506	R
274	8641914.1	606262.247	504	R
275	8641911.79	606277.247	504	R
276	8641906.49	606264.681	504	R

277	8641905.4	606289.836	504	R
278	8641913.81	606298.637	504	R
279	8641893.87	606336.27	503	R
280	8641902.79	606337.857	503	R
281	8641901.09	606356.056	503	R
282	8641894.8	606360.833	503	R
283	8641905.91	606365.078	503	R
284	8641919.99	606399.406	501	R
285	8641933.3	606417.467	502	R
286	8641924.84	606395.756	502	R
288	8641933.88	606398.603	502	R
289	8641925.07	606419.525	501	R
290	8641928.82	606418.816	501	R
291	8641921.74	606435.932	501	R
292	8641915.19	606436.745	500	R
293	8641939.43	606442.489	501	R
294	8641905.65	606466.641	501	R
295	8641932.54	606466.289	501	R
296	8641910.99	606467.992	501	R
297	8641926.38	606467.5	501	R
298	8641913.77	606477.355	501	R
301	8640563.21	606330.23	524	R
302	8640563.21	606330.23	524	R
303	8640543.14	606329.605	524	R
304	8640357.06	606420.269	527	R
305	8640363.57	606407.563	527	R
306	8640368.68	606437.264	528	R
307	8640407.4	606376.323	526	R
308	8640404.91	606395.697	527	R
309	8640401.95	606383.707	526	R
310	8640407.13	606365.385	526	R
311	8640429.37	606372.644	526	R
312	8640439.25	606347.105	526	R
313	8640451.61	606380.567	525	R
314	8640443.38	606362.259	526	R
315	8640485.06	606355.633	525	R
316	8640491.77	606373.01	526	R
317	8640481.74	606346.904	526	R
318	8640477.73	606335.537	525	R
319	8640530.12	606341.512	525	R
320	8640525.08	606331.025	524	R
321	8640530.91	606362.054	525	R
322	8640526.59	606313.944	524	R
323	8640571.98	606329.594	523	R
324	8640570.01	606323.408	523	R
325	8640575.29	606346.981	524	R

326	8640566.24	606306.513	523	R
327	8640614.88	606312.91	522	R
328	8640615.73	606300.74	522	R
329	8640621.55	606273.061	522	R
330	8640616.67	606326.351	522	R
331	8640700.81	606306.567	521	R
332	8640700.34	606321.239	521	R
333	8640702.02	606296.322	521	R
334	8640671.04	606275.816	522	R
335	8640681.9	606267.756	522	R
336	8640770.74	606309.829	520	R
337	8640770.19	606292.415	520	R
338	8640770.09	606324.716	520	R
339	8640687.41	606263.916	521	R
340	8640839.15	606305.721	518	R
341	8640835.58	606282.686	519	R
342	8640837.99	606328.383	518	R
343	8640903.15	606296.771	517	R
344	8640900.23	606327.911	518	R
345	8640904.98	606278.552	518	R
346	8640922.16	606294.725	517	R
347	8640909.96	606279.695	517	R
348	8640910.06	606280.021	517	R
349	8640955.25	606306.135	516	R
350	8640951.52	606328.026	516	R
351	8640947.55	606288.788	517	R
352	8640963.3	606265.747	517	R
353	8641016.02	606325.506	516	R
354	8641011.44	606271.72	516	R
355	8641020.87	606313.197	515	R
356	8641006.05	606341.098	515	R
357	8641085.27	606327.699	515	R
358	8641081.49	606348.486	514	R
359	8641082.81	606337.8	514	R
360	8641081.31	606363.218	516	R
361	8641114.35	606327.957	515	R
362	8641145.89	606338.831	514	R
363	8641115.58	606354.088	515	R
364	8641132.18	606351.408	515	R
365	8641169.93	606321.018	512	R
366	8641178.77	606307.845	512	R
367	8641174.24	606332.125	512	R
368	8641177.8	606346.839	512	R
369	8641218.52	606325.605	512	R
370	8641219.26	606309.582	512	R
371	8641223.24	606343.975	511	R

372	8641222.07	606354.757	511	R
373	8641266.5	606320.525	511	R
374	8641273.53	606305.729	511	R
375	8641273.03	606361.427	510	R
376	8641273.34	606367.004	510	R
377	8641320.43	606339.353	510	R
378	8641331.01	606310.701	509	R
379	8641315.41	606372.125	510	R
380	8641314.68	606375.02	510	R
381	8641355.89	606380.852	509	R
382	8641355.06	606384.517	509	R
383	8641353.64	606380.512	509	R
384	8641353.61	606380.533	509	R
385	8641379.99	606338.006	509	R
386	8641339.1	606369.262	509	R
387	8641339.12	606369.277	509	R
388	8641388.18	606390.718	508	R
389	8641397.32	606377.322	508	R
390	8641384.48	606399.743	508	R
391	8641380.37	606419.95	508	R
392	8641428.03	606409.324	508	R
393	8641450.81	606396.969	507	R
394	8641442.35	606432.609	507	R
395	8641447.01	606423.985	508	R
396	8641507.96	606425.79	507	R
397	8641509.14	606415.369	507	R
398	8641488.26	606436.677	507	R
399	8641500.56	606454.442	507	R
400	8641563.46	606426.212	506	R
401	8641552.77	606437.127	506	R
402	8641555.36	606464.842	506	R
403	8641552.78	606437.06	506	R
404	8641558.38	606399.955	506	R
405	8641600.17	606419.888	506	R
406	8641601.65	606458.883	505	R
407	8641597.71	606393.01	505	R
408	8641635.93	606415.072	505	R
409	8641627.29	606373.091	505	R
410	8641640.48	606452.022	504	R
411	8641642.67	606439.138	504	R
412	8641627.33	606373.053	505	R
413	8641672.51	606400.101	505	R
414	8641666.24	606383.688	504	R
415	8641668.94	606431.128	504	R
416	8641669.96	606349.953	504	R
417	8641666.51	606434.643	505	R

418	8641693.1	606393.128	504	R
419	8641704.59	606374.836	504	R
420	8641706.59	606363.417	504	R
421	8641699.51	606403.033	504	R
422	8641706.27	606383.651	504	R
423	8641742.34	606385.915	503	R
424	8641732.79	606379.067	503	R
425	8641742.33	606385.916	503	R
426	8641732.99	606379.155	503	R
427	8641732.94	606379.144	503	R
428	8641774.42	606391.355	503	R
429	8641765.2	606411.224	503	R
430	8641764.75	606408.593	503	R
431	8641776.19	606408.139	502	R
432	8641780.52	606381.183	502	R
433	8641813.02	606382.338	502	R
434	8641801.26	606422.424	502	R
435	8641800.07	606430.039	501	R
436	8641836.34	606386.202	501	R
437	8641838.59	606459.149	501	R
438	8641846.15	606463.527	501	R
439	8641846.47	606463.71	501	R
440	8641852.43	606462.318	501	R
441	8641858.13	606451.059	501	R
442	8641872.5	606407.342	501	R
443	8641836.29	606488.27	501	R
444	8641892.94	606479.817	500	R
445	8641895.77	606469.357	501	R
446	8641890.06	606492.068	500	R
447	8641897.95	606508.202	500	R
448	8641911.31	606489.235	500	R
449	8641931.75	606503.653	500	R
450	8641938.07	606493.882	500	R
451	8641920.15	606508.967	500	R
452	8641919.23	606526.877	500	R
453	8641927.81	606515.723	499	R
454	8641931.41	606509.487	499	R
455	8641932.84	606504.888	499	R
456	8641941.43	606526.998	499	R
457	8641947	606518.709	499	R
458	8641971.92	606521.484	499	R
459	8641947.7	606547.617	499	R
460	8642005.47	606538.867	499	R
461	8641977.15	606576.983	499	R
462	8641996.27	606549.125	498	R
463	8642000.75	606544.589	499	R

464	8642000.76	606544.566	498	R
465	8642032.43	606544.563	498	R
466	8642013.87	606519.599	498	R
467	8642061.91	606580.403	498	R
468	8642067.08	606570.078	498	R
469	8642044.65	606512.958	498	R
470	8642044.29	606530.261	499	R
471	8642084.58	606583.168	498	R
472	8642085.52	606604.961	497	R
473	8642088.08	606575.33	498	R
1454	8640385.18	606445.005	529	Q
1455	8640427.81	606411.834	527	Q
1456	8640496.69	606388.898	528	Q
1457	8640534.99	606377.341	527	Q
1458	8640577.85	606365.392	525	Q
1459	8640660.77	606304.545	521	Q
1460	8640688.71	606373.954	522	Q
1461	8640772.15	606349.165	521	Q
1462	8640838.82	606344.859	520	Q
1463	8640902.36	606340.736	520	Q
1464	8640952.58	606337.554	518	Q
1465	8641003.73	606351.586	517	Q
1466	8641023.45	606403.942	517	Q
1467	8641104.67	606388.419	516	Q
1468	8641186.24	606373.218	513	Q
1469	8641225.52	606370.27	512	Q
1470	8641272.19	606380.165	512	Q
1471	8641314.58	606396.784	512	Q
1472	8641342.66	606410.026	511	Q
1473	8641376.3	606432.308	510	Q
1474	8641438.14	606462.436	509	Q
1475	8641497.68	606473.506	509	Q
1476	8641557.18	606479.339	507	Q
1477	8641605.6	606474.935	507	Q
1478	8641643.71	606470.761	506	Q
1479	8641704.98	606449.35	505	Q
1480	8641759.65	606452.733	504	Q
1481	8641828.84	606509.603	503	Q
1482	8641894.29	606549.875	502	Q
1483	8641941.68	606573.605	500	Q
1484	8641973.72	606591.226	500	Q
1485	8642058.59	606632.187	499	Q
1486	8640397.09	606470.702	529	Q
1487	8640443.37	606469.097	528	Q
1488	8640507.14	606444.318	528	Q
1489	8640548.68	606431.277	527	Q

1490	8640591.99	606417.433	525	Q
1492	8640700.41	606428.289	523	Q
1493	8640774.95	606426.48	521	Q
1494	8640844.81	606423.055	520	Q
1495	8640904.35	606412.611	520	Q
1496	8640952.15	606417.656	518	Q
1497	8640998.85	606428.457	518	Q
1498	8641063.27	606446.152	517	Q
1499	8641135.73	606428.937	516	Q
1500	8641191.43	606438.533	513	Q
1501	8641232.64	606430.183	512	Q
1502	8641273.85	606438.676	512	Q
1503	8641331.52	606467.302	511	Q
1504	8641366.86	606490.741	510	Q
1505	8641432.92	606526.91	509	Q
1506	8641498.7	606535.62	509	Q
1507	8641564.4	606532.602	507	Q
1508	8641643.16	606531.708	506	Q
1509	8641749.32	606539.405	504	Q
1510	8641875.96	606633.448	502	Q
1511	8641971.91	606673.195	500	Q
1512	8642062.55	606717.825	499	Q
1514	8640442.66	606633.751	530	Q
1515	8640614.54	606598.186	526	Q
1516	8640824.07	606534.63	521	Q
1517	8641128.86	606670.56	516	Q
1518	8641359.33	606725.892	509	Q
1519	8641633.88	606728.703	505	Q
1520	8641847.65	606828.067	501	Q
1521	8642057.04	606932.653	499	Q
1522	8640350.2	606401.386	529	Q
1523	8640397.19	606358.567	528	Q
1524	8640336.91	606386.377	529	Q
1525	8640386.99	606340.812	528	Q
1526	8640468.94	606315.015	527	Q
1527	8640529.31	606267.407	526	Q
1528	8640289.41	606313.447	531	Q
1529	8640373.95	606264.689	528	Q
1530	8640446.61	606243.4	527	Q
1531	8640539.08	606202.507	526	Q
1532	8640646.91	606158.288	524	Q
1533	8640779.43	606257.51	522	Q
1534	8640847.35	606265.689	521	Q
1535	8640902.47	606242.088	520	Q
1536	8640969	606245.161	518	Q
1537	8641024.27	606260.065	517	Q

1538	8641096.92	606298.256	515	Q
1539	8641179.76	606294.66	514	Q
1540	8641274.02	606285.094	512	Q
1541	8641348.8	606300.565	511	Q
1542	8641418.99	606354.727	510	Q
1543	8641454.68	606377.433	508	Q
1544	8641555.78	606390.042	507	Q
1545	8641623.09	606360.058	506	Q
1546	8641698.64	606335.592	505	Q
1547	8641790.63	606352.683	505	Q
1548	8641838.66	606380.217	503	Q
1549	8641906.96	606396.899	502	Q
1550	8641514.37	604777.479	549	Q
1551	8641512.66	604806.576	548	Q
1552	8641512.28	604835.846	547	Q
1553	8641517.26	604863.968	546	Q
1554	8641505.42	604886.675	545	Q
1555	8641487.81	604918.948	545	Q
1556	8641479.79	604945.539	544	Q
1557	8641481.13	604979.875	545	Q
1558	8641497.51	605015.376	543	Q
1559	8641520.42	605044.499	543	Q
1560	8641549.64	605059.423	541	Q
1561	8641574.56	605083.574	540	Q
1562	8641574.61	605078.466	540	Q
1563	8641551.64	605073.377	540	Q
1565	8641542.72	605141.583	538	Q
1566	8641553.76	605151.35	537	Q
1567	8641571	605172.565	536	Q
1568	8641581.62	605172.898	535	Q
1569	8641596.8	605200.457	535	Q
1570	8641602.34	605217.116	534	Q
1571	8641613.23	605235.49	534	Q
1572	8641612.9	605253.08	533	Q
1573	8641615.16	605276.475	532	Q
1574	8641605.32	605295.521	531	Q
1575	8641605.3	605318.421	530	Q
1576	8641623.3	605354.889	530	Q
1577	8641644.85	605364.63	530	Q
1578	8641667.93	605366.895	529	Q
1579	8641664.18	605384.902	529	Q
1580	8641702.25	605405.496	528	Q
1581	8641714.4	605439.947	528	Q
1582	8641736.16	605454.707	527	Q
1583	8641754.76	605464.296	526	Q
1584	8641764.01	605484.574	525	Q

1585	8641753.73	605512.299	525	Q
1586	8641749.85	605524.699	524	Q
1587	8641718.26	605596.172	523	Q
1588	8641734.25	605628.538	522	Q
1589	8641743.66	605671.582	521	Q
1590	8641759.51	605701.956	520	Q
1591	8641783.86	605718.709	519	Q
1592	8641797.42	605749.124	518	Q
1593	8641811.24	605772.395	517	Q
1595	8641843.55	605809.294	516	Q
1596	8641828.07	605868.71	515	Q
1597	8641820.06	605904.652	514	Q
1598	8641803.05	605928.789	514	Q
1599	8641808.62	605959.684	514	Q
1600	8641819.76	605985.808	513	Q
1601	8641836.96	606011.402	512	Q
1602	8641858.95	606037.925	512	Q
1603	8641871.26	606065.602	511	Q
1604	8641877.28	606083.036	510	Q
1605	8641876.74	606100.804	509	Q
1606	8641870.56	606112.451	510	Q
1607	8641867.43	606130.824	508	Q
1608	8641863.48	606149.362	508	Q
1609	8641858.2	606163.393	508	Q
1610	8641854.04	606185.787	508	Q
1611	8641845.66	606231.262	507	Q
1612	8641879.41	606244.022	505	Q
1614	8641902.49	606290.719	505	Q
1615	8641889.58	606340.895	504	Q
1616	8641887.94	606361.349	503	Q
1617	8641209.04	605437.436	535	Q
1618	8641185.39	605305.17	540	Q
1619	8641177.11	605162.493	545	Q
1620	8641156.64	604926.311	550	Q
1621	8641530.15	604777.679	549	Q
1622	8641530.49	604807.231	549	Q
1623	8641531.16	604833.896	547	Q
1624	8641531.72	604866.878	547	Q
1625	8641522.57	604898.079	546	Q
1626	8641505.01	604933.775	546	Q
1627	8641519.28	604945.775	546	Q
1628	8641570.03	605045.174	542	Q
1629	8641574.81	605067.111	541	Q
1630	8641572.29	605092.874	541	Q
1631	8641566.86	605115.27	540	Q
1634	8641573.67	605127.589	539	Q

1635	8641578.99	605132.645	538	Q
1636	8641591.3	605139.602	537	Q
1637	8641609.45	605157.509	537	Q
1638	8641612.49	605189.13	535	Q
1639	8641627.89	605202.895	536	Q
1640	8641631.76	605223.665	535	Q
1641	8641631.92	605249.243	534	Q
1642	8641631.8	605262.454	533	Q
1643	8641633.11	605276.151	533	Q
1644	8641632.62	605290.071	532	Q
1645	8641632.02	605306.618	532	Q
1646	8641650.18	605321.567	531	Q
1647	8641640.42	605320.449	531	Q
1648	8641658.26	605340.335	530	Q
1649	8641686.49	605343.363	530	Q
1650	8641729.66	605380.733	529	Q
1651	8641740.17	605414.384	528	Q
1652	8641756.43	605434.732	527	Q
1653	8641774.06	605452.852	527	Q
1654	8641796.33	605476.046	527	Q
1655	8641794.08	605509.584	526	Q
1656	8641772.55	605552.583	526	Q
1657	8641766.1	605598.336	524	Q
1658	8641784.23	605623.449	523	Q
1659	8641786.75	605648.852	523	Q
1660	8641790.52	605686.169	521	Q
1661	8641800.24	605701.866	521	Q
1662	8641815.49	605731.813	519	Q
1664	8641865.73	605779.609	518	Q
1665	8641846.58	605752.878	518	Q
1666	8641872.85	605938.842	516	Q
1667	8641874.41	605891.502	517	Q
1668	8641867.56	605908.59	517	Q
1669	8641861.94	605867.162	516	Q
1670	8641850.12	605949.377	515	Q
1671	8641847.28	605973.539	514	Q
1672	8641860.44	605993.553	513	Q
1673	8641883.54	606016.912	513	Q
1674	8641901.02	606048.879	513	Q
1675	8641902.32	606070.108	512	Q
1676	8641898.99	606100.655	511	Q
1677	8641893.17	606117.706	511	Q
1678	8641896.58	606137.135	510	Q
1679	8641893.36	606153.751	510	Q
1680	8641893.94	606175.446	509	Q
1681	8641893.95	606189.621	508	Q

1683	8641915.17	606218.798	508	Q
1684	8641921.04	606264.851	507	Q
1685	8641924.77	606299.682	505	Q
1686	8641908.75	606334.533	504	Q
1687	8641930.53	606363.076	504	Q
1688	8641961.08	606382.555	503	Q
1689	8641950.87	606411.387	503	Q
1690	8641953.8	606434.699	502	Q
1691	8641934.53	606466.569	501	Q
1692	8641581.67	604770.457	550	Q
1693	8641579.14	604879.574	547	Q
1694	8641576.85	605053.541	542	Q
1695	8641621.77	605125.158	539	Q
1696	8641729.56	605284.179	532	Q
1697	8641892.15	605504.971	526	Q
1698	8642050.16	605714.582	519	Q
1699	8642135.45	606009.779	516	Q
1700	8641663.62	604734.736	550	Q
1701	8641662.12	604851.878	548	Q
1702	8641681.38	604989.329	543	Q
1703	8640545.96	606299.026	524	Q
1704	8641911.54	606347.728	503	Q
1705	8641896.49	606345.392	503	Q
1706	8641513.34	604904.051	545	Q
1707	8641504.76	604897.682	545	Q
1708	8641509.96	604900.827	544	Q
1709	8641562.84	604977.276	545	Q
1710	8641500.57	604983.112	543	Q
1711	8641508.08	605002.299	542	Q
1712	8641506.81	605016.551	542	Q
1713	8641525.2	605018.76	542	Q
1714	8641615.27	605076.035	541	Q
1715	8641539.17	605092.953	540	Q
1716	8641571.94	605106.514	540	Q
1717	8641525.14	605156.513	538	Q
1718	8641538.76	605116.038	539	Q
1719	8641549.89	605116.928	538	Q
1720	8641560.87	605159.077	537	Q
1721	8641573.6	605224.249	535	Q
1722	8641606.92	605208.984	534	Q
1723	8641706.14	605347.545	530	Q
1724	8641715.93	605337.289	530	Q
1725	8641627.42	605351.561	530	Q
1726	8641598.88	605324.722	531	Q
1727	8641616.61	605330.398	530	Q
1728	8641597.9	605343.853	531	Q

1729	8641775.88	605733.664	520	Q
1730	8641746.49	605754.627	520	Q
1731	8641745.32	605723.047	521	Q
1732	8641822.97	605853.603	516	Q
1733	8641789.44	605972.25	514	Q
1734	8641850.72	606141.94	510	Q
1735	8641844.2	606102.297	511	Q
1736	8641846.12	606059.344	512	Q
1737	8641595.4	605113.449	540	Q
1738	8640336.51	606465.504	528	Q
1739	8640323.36	606445.386	528	Q
1740	8640307.58	606511.341	529	Q
1741	8640292.75	606499.755	529	Q
1742	8640271.97	606532.772	529	Q
1743	8640289.83	606553.206	529	Q
1744	8640354.59	606479.26	529	Q
1745	8640303.95	606423.439	531	Q
1746	8640328	606526.177	529	Q
1747	8640267.76	606477.122	531	Q
1748	8640311.05	606576.671	530	Q
1749	8640244.94	606512.719	531	Q
1750	8640510.52	606504.458	528	Q
1751	8640446.49	605919.012	530	Q
1752	8640592.54	605344.721	545	Q
1753	8640949.45	606214.087	520	Q
1754	8640907.9	606187.735	521	Q
1755	8640839.16	606171.317	522	Q
1756	8640759.83	606159.421	523	Q
1757	8641910.91	607807.202	500	Q
1758	8641636.65	607756.176	505	Q
1759	8641360.93	607703.761	510	Q
1760	8641098.41	607693.929	515	Q
1761	8640855.49	607693.929	520	Q
1762	8640660.76	607690.249	525	Q
1763	8640427.32	607683.291	530	Q
1764	8641998.62	607017.074	500	Q
1765	8642001.62	607384.53	500	Q
1766	8641660.48	607073.319	505	Q
1767	8641660.48	607404.274	505	Q
1768	8641372.22	607047.368	510	Q
1769	8641334.51	607316.59	510	Q
1770	8641085.67	607334.711	515	Q
1771	8641123.43	606908.964	515	Q
1772	8640858.44	606921.05	520	Q
1773	8640827.79	607351.503	520	Q
1774	8640672.3	606706.465	525	Q

1775	8640677.43	607247.882	525	Q
1776	8640457.21	606917.463	530	Q
1777	8640435.87	607341.443	530	Q
1778	8640900.85	606539.772	520	Q
1779	8641913.43	606006.786	513	Q
1780	8641925.87	606049.071	513	Q
1781	8641925.46	606098.76	511	Q
1782	8641928.32	606178.334	509	Q
1783	8641883.53	605933.168	520	Q
1784	8641919.66	606001.146	517	Q
1785	8641937.26	606046.324	518	Q
1786	8641938.94	606100.702	515	Q
1787	8641940.6	606176.948	513	Q
1788	8640733.81	606389.872	522	Q
1789	8640786.17	606380.009	521	Q
1790	8640650.5	606324.892	521	Q
1791	8640634.81	606366.93	523	Q
1792	8640614.66	606366.354	524	Q
1793	8641470.04	604949.698	545	Q
1794	8641450.12	604934.485	546	Q
1795	8641571.92	605147.739	536	Q
1796	8641650.83	605394.56	530	Q
1797	8641621.2	605417.622	530	Q
1798	8641609.74	605368.038	531	Q
1799	8641575.48	605405.447	531	Q
1800	8641710.7	605549.428	525	Q
1801	8641703.93	605525.778	526	Q
1802	8641691.46	605503.389	527	Q
1803	8641686.07	605480.975	528	Q
1804	8641757.47	605666.402	521	Q
1805	8641837.85	605883.797	515	
1806	8641825.74	606040.108	513	Q
1807	8641801.2	606065.214	513	Q
1808	8641807.87	606118.365	512	Q
1809	8642349.81	606104.838	516	Q
1810	8642356.46	605770.202	520	Q

Fuente: Elaboración propia.

2.4.5. Estudio de suelos

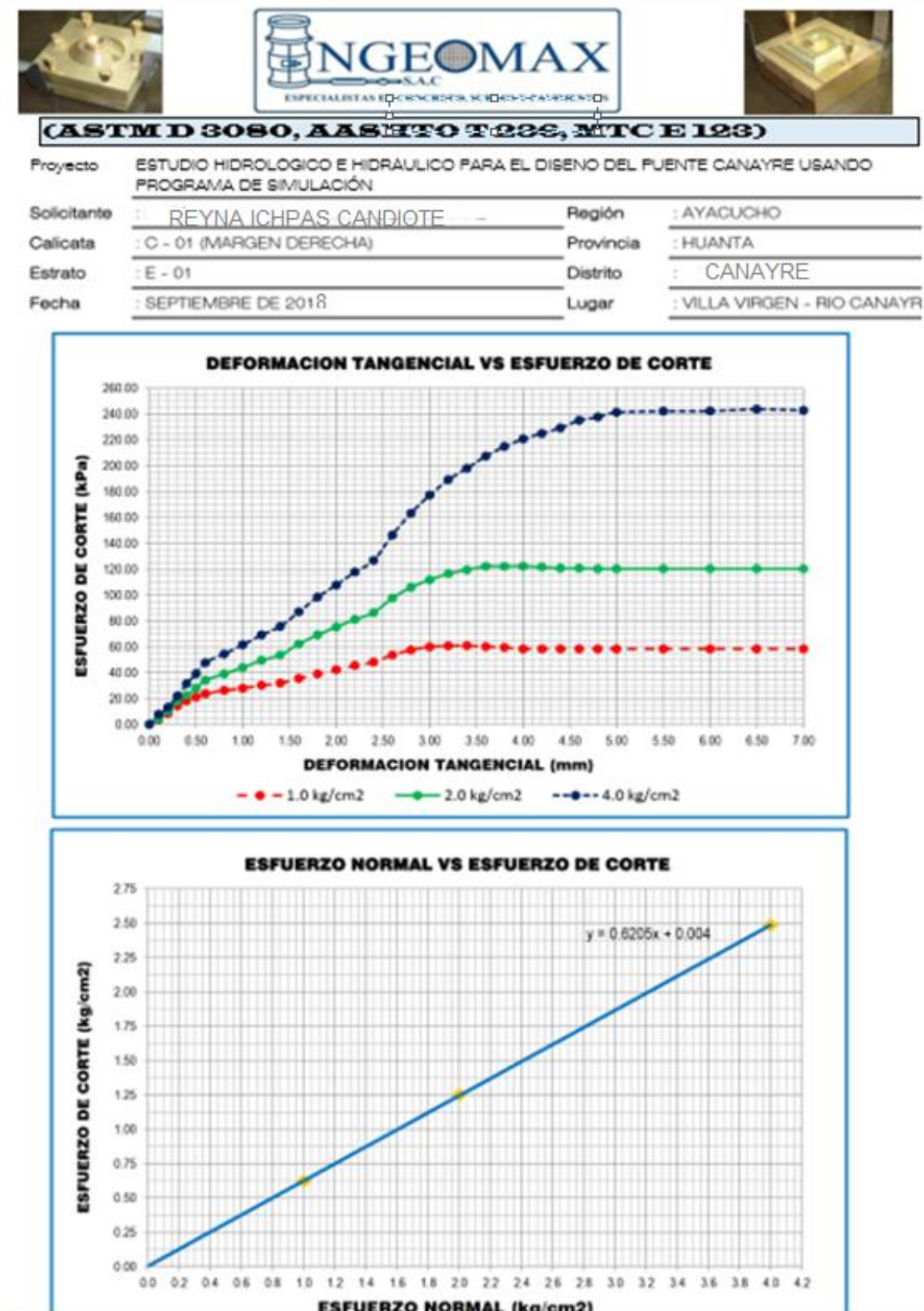


Figura 2.19. Deformación tangencial y esfuerzo normal

Fuente: Ingeomax.

Solicitante	: REYNA ICHPAS CANDIOTE	Región	: AYACUCHO
	: C - 01 (MARGEN DERECHA)	Provincia	: HUANTA
	: E - 01	Distrito	: CANAYRE
	: SEPTIEMBRE DE 2018	Lugar	: VILLA VIRGEN - RIO CANAYRE

DATOS

: REMOLDEADO (MATERIAL < MALLA N° 4)

: E - 01

: CUADRADA

Lado o Diámetro Celda : 63.69 mm

Espesor de muestra en celda: 21.55 mm

CONSOLIDADO DRENADO

Especimen N°	1	2	3
Lado o Diámetro de la muestra (mm) :	63.69	63.69	63.69
Altura inicial de la muestra (mm) :	21.55	21.55	21.55
Densidad Humeda Inicial (t/m ³) :	1.799	1.799	1.799
Contenido de Humedad (%) :	15.17%	15.17%	15.17%
Densidad Seca Inicial (t/m ³) :	1.562	1.562	1.562
Deformación vertical despues de la consolidacion (mm) :	0.250	0.310	0.610
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (mm) :	21.3	21.24	20.94
Esfuerzo Normal (kg/cm ²) :	1	2	4
Esfuerzo de Corte Maximo (Kps) :	61.04	122.48	243.78
Esfuerzo de Corte Maximo (kg/cm ²) :	0.62	1.25	2.48

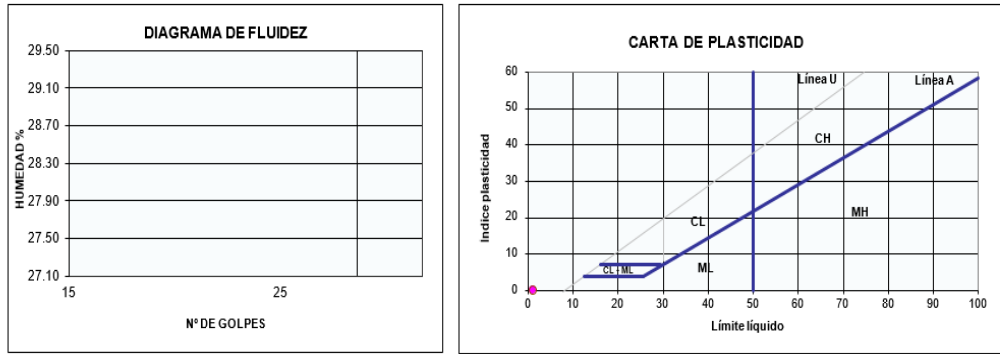


Proyecto	ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL PUENTE CANAYRE USANDO PROGRAMA DE SIMULACIÓN		
Solicitante	: REYNA ICHPAS CANDIOTE	Region	: AYACUCHO
Calicata	: C - 01 (MARGEN DERECHA)	Provincia	: HUANTA
Estrato	: E - 01	Distrito	: CANAYRE
Fecha	: SEPTIEMBRE DE 2018	Lugar	: VILLA VIRGEN - RIO CANAYRE

LÍMITES DE CONSISTENCIA		LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D-4319, MTC E 111-2000)	LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D-4319, MTC E 111-2000)	LÍMITES DE CONSISTENCIA	
Tara Número	Unidades	NP	NP	LL (%) =	NP
Peso Recipiente + Suelo Húmedo	gr			LP (%) =	NP
Peso Recipiente + Suelo Seco	gr			LL - LP = IP (%) =	NP
Peso del Recipiente	gr				
Peso del Suelo Seco	gr				
Peso del Agua	gr				
Contenido de Humedad	%				
Número de Golpes					

Figura 2.20. Límite de consistencia

Fuente: Ingeomax.



Proyecto : " ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL PUENTE CANAYRE USANDO PROGRAMA DE SIMULACIÓN
 Solicitante : REYNA ICHPAS CANDIOTE Region : AYACUCHO

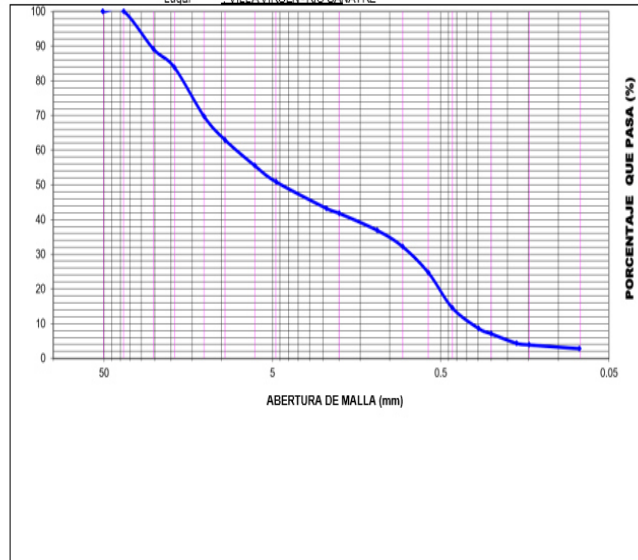
ENSAYO ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (ASTM DE 422, D 4318, D 2487, D 2216, D 4254, D 854, DE 1557)						DATOS DEL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO		ENSAYO ESTANDAR		COEFICIENTES DE UNIFORMIDAD Y CURVATURA					
TAMICES ASTM	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	RETENIDO PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)	% QUE PASA	Peso seco inicial (gr)	% Grava	peso seco lavado (gr)	% Arena	Pérdida por lavado (gr)	% Finos	D10 (mm)	D30 (mm)	D60 (mm)	D85 (mm)
3"	76.200					1937.33	49.12	1883.21	48.09	54.12	2.79	0.327	0.768	8.271	
2 1/2"	63.500											0.434	4.479	20.423	
2"	50.800														
1 1/2"	38.100				100.00										
												Cu = 25.26 Cc = 0.22			

CURVA GRANULOMETRICA

Calicata : C-01 (MARGEN DERECHA)
 Estrato : E-01
 Fecha : SEPTIEMBRE DE 2018

Provincia : HUANTA
 Distrito : CANAYRE
 Lugar : VILLAVIRGEN - RIO CANAYRE

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	Nº 4	Nº 8	Nº 10	Nº 16	Nº 20	Nº 30	Nº 40	Nº 50	Nº 60	Nº 80	Nº 100	Nº 200	FONDO LAVADO	TOTAL
	25.400	19.050	12.700	9.525	6.350	4.750	2.380	2.000	1.190	0.840	0.590	0.426	0.297	0.250	0.177	0.149	0.075	54.12	1937.33
	209.83	103.06	273.94	131.48	143.36	89.97	148.77	27.24	95.17	91.11	145.73	196.26	114.80	29.78	53.22	8.78	20.72	2.79	
	10.83	5.32	14.14	6.79	7.40	4.64	7.68	1.41	4.91	4.70	7.52	10.13	5.93	1.54	2.75	0.45	1.07	100.000	0.00
	10.831	16.150	30.290	37.077	44.477	49.121	56.800	58.206	63.118	67.821	75.343	85.474	91.400	92.937	95.684	96.137	97.206		
	89.17	83.86	69.71	62.92	56.52	50.88	43.20	41.79	36.88	32.18	24.66	14.53	8.60	7.06	4.32	3.86	2.79		



CLASIFICACION DE SUELOS			
AASHTO		SUCS	
A-1-a	(0)	GP	GRAVA MAL GRADUADA CON ARENA

Figura 2.21. Ensayo estándar de clasificación de suelos

Fuente: Ingeomax.

Cu =	25.26	CLASIFICACION DE SUELOS	
Cc =	0.22	Clasificación SUCS	GP
D ₁₅ (mm) =	0.434	GRAVA MAL GRADUADA CON ARENA	
D ₅₀ (mm) =	4.479		
D ₈₅ (mm) =	20.423	Clasificación AASHTO	A-1-a (0)



Calicata	: C-01 (MARGEN DERECHA)	Provincia	: HUANTA	DETERMINACION DE HUSO GRANULOMETRICO PARA
Estrato	: E-01	Distrito	: CANAYA	
Fecha	: SEPTIEMBRE DE 2018	Lugar	: VILLA VIRGEN - RIO CANAYRE	

FILTRO

DEFINICIÓN: Dos factores principales influyen al seleccionar el material de un filtro: la granulometría para el material del filtro debe ser tal que: a) El suelo a proteger no sea lavado por el filtro b) que no se genere una carga de presión hidrostática excesiva en el suelo con un coeficiente inferior de permeabilidad.

RESUMEN ENSAYOS ESTÁNDAR	DATOS DEL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO		MATERIAL DE FILTRO	
	SUELO A PROTEGER		Según Terzaghi y Peck 1967	
	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO			
	% Grava	49.12	D ₈₅ (F) (mm) =<	102.115
	% Arena	48.09	5 D ₈₅ (S) =	
	% de Finos	2.79	D ₁₅ (F) (mm) >= 15(S) =	1.735
	COEFICIENTES DE UNIFORMIDAD Y CURVATURA		Adicionalmente Según el Departamento de Marina de los Estados Unidos 1971	
	D ₁₀ = D ₆₀ (mm) =	0.327	D ₅₀ (F) (mm) =< D ₅₀ (S) =	111.966
D ₃₀ (mm) =	0.768	25		
D ₆₀ (mm) =	8.271	D ₁₅ (F) (mm) =< D ₁₅ (S) =	8.673	
		20		

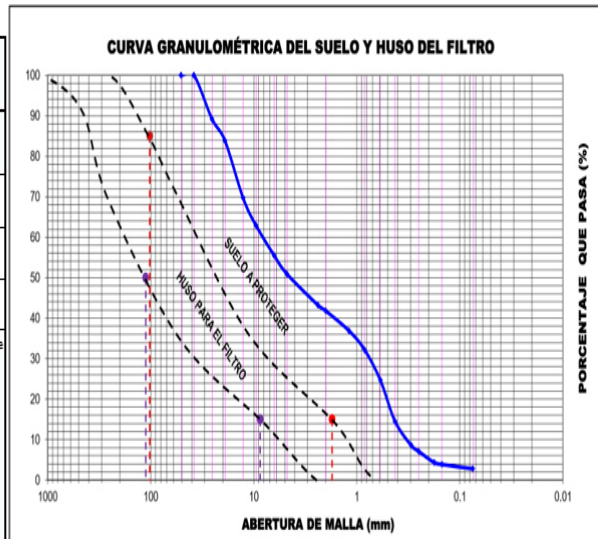


Figura 2.22. Ensayo estándar de clasificación de suelos

Fuente: Ingeomax.


		INGENIERIA GEOTECNICA AL MAXIMO ESPECIALISTAS EN SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS	
PESO UNITARIO EN SUELOS (MTC E 203 - 2016)			
Proyecto	ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL PUENTE CANAYRE USANDO PROGRAMA DE SIMULACION		
Solicitante	REYNA ICHPAS CANDIOTE	Region	AYACUCHO
Centro	C - 01 (MARGEN DERECHA)	Provincia	HUANTA
Material	E - 01	Distrito	CANAYRE
Fecha	SEPTIEMBRE DE 2018	Lugar	VILLA VIRGEN - RIO CANAYRE
SUELO DE NIVEL DE CIMENTACION			
PESO UNITARIO SUELTO (PUS)			
Nº DE ENSAYO	Ensayo Nº 01	Ensayo Nº 02	Ensayo Nº 03
A Peso Molde (gr)	1,854.0	1,854.0	1,854.0
B Peso Agregado + Molde (gr)	5,033.0	5,032.0	5,056.0
C Peso Agregado Suelto (gr) = (B)-(A)	3,179.0	3,178.0	3,202.0
D Volumen del Molde (cm ³)	2,974.0	2,974.0	2,974.0
E Peso Unitario Suelto Seco (Kg/m ³) = (C)/(D)	1,741	1,741	1,749
PROMEDIO PUS (Kg/m ³)	1,744		
PESO UNITARIO COMPACTADO (PUC) METODO DEL APISONADO			
Nº DE ENSAYO	Ensayo Nº 01	Ensayo Nº 02	Ensayo Nº 03
A Peso Molde (gr)	1,854.0	1,854.0	1,854.0
B Peso Agregado + Molde (gr)	5,327.0	5,360.0	5,357.0
C Peso Agregado Suelto (gr) = (B)-(A)	3,533.0	3,506.0	3,503.0
D Volumen del Molde (cm ³)	2,974.0	2,974.0	2,974.0
E Peso Unitario Suelto Seco (Kg/m ³) = (C)/(D)	1,980	1,951	1,950
PROMEDIO PUC (Kg/m ³)	1,854		
DETERMINACION DE LA HUMEDAD			
EXPLORACION		C - 01 / E - 02	
	N		
1	RECIPIENTE	Nº	20.0
2	PESO SUELO HUMEDO+RECIPIENTE DE LA MUESTRA	gr	105.52
3	PESO SUELO SECO+RECIPIENTE DE LA MUESTRA	gr	92.95
4	PESO RECIPIENTE	gr	25.29
5	PESO AGUA EN LA MUESTRA	gr	12.57
6	PESO SECO DE LA MUESTRA	gr	87.66
7	HUMEDAD	%	18.58%
8	HUMEDAD	%	18.47%
CONTENIDO DE HUMEDAD		%	18.52%
PESO UNITARIO SUELTO PUS (Kg/m ³)		1,744	
PESO UNITARIO COMPACTO PUC (Kg/m ³)		1,854	

Figura 2.23. Peso unitario en suelos (MTC E 203 - 2016)

Fuente: Ingeomax.

CAPÍTULO 3.

III. METODOLOGÍA

3.1. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

Por la naturaleza de los datos y el alcance es una investigación descriptiva, ya que describe de acuerdo a las características del objetivo.

Es una investigación cualitativa, ya que se basa en el análisis de los resultados de los diferentes datos calculados del estudio hidrológico e hidráulico para el diseño del puente Canayre.

3.2. POBLACIÓN DE ESTUDIO

Según PROVIAS NACIONAL a nivel del departamento se ejecutaron en el año 2019, 6 obras de puente modulares instalados y según MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES a nivel del departamento se reemplazaron 12 puentes en corredor vial.

3.3. TAMAÑO DE MUESTRA

Considerando los proyectos de construcción de puente ubicado en el departamento de Ayacucho se ha seleccionado 01 de construcción de puente, tipo Acrow.

3.4. TÉCNICAS DE RECOPIACION DE DATOS

Desde el punto de vista hidráulico, el río Canayre se encuentra 100 metros de la localidad de Canayre, del distrito de Canayre, la inundación del río ocasionaría daño a la población; ya que, a lo largo de dicho tramo, es posible encontrar habitantes de la zona y zonas de cultivo, dichos daños que ocasionaría a la población se pueden prevenir con un buen estudio hidrológico de acuerdo con las variaciones de caudal pico producto de máximas avenidas, pendientes y secciones.

La morfología del río Canayre se caracteriza como un río joven con gran erosión debido a las corrientes de agua y velocidad de flujo debido a cambios de pendientes longitudinal y transversal desde su inicio en la cabecera de la cuenca. El río Canayre tiene una pendiente promedio de

S=0.14%, con abundancia de carga sólida de grano grueso, un escurrimiento variable en épocas de avenidas y riberas fácilmente erosionables.

Con lo mencionado anteriormente, la simulación hidráulica debe tomar los datos recogidos en el campo y los datos encontrados en investigaciones realizadas en la zona de estudio.

CAPÍTULO 4.

IV. DESARROLLO DE TEMA

4.1. ESTUDIO HIDROLÓGICO DEL RIO CANAYRE

El río Canayre se ubica al margen derecho de la localidad Canayre, distrito de Canayre; donde se procederá a realizar un planeamiento el diseño del puente Canayre.

Se delimito aproximadamente la zona de cuenca con Google Earth, luego se descargó la información topográfica en Global Mapper, se selecciona la zona de la cuenca Canayre, luego se descargó en modelo digital de elevación (MDE). Con la realizó la delimitación de la cuenca con el uso del Software (ArcGIS) y SAS. Planet para descargar de satélite de alta resolución. Pasos para realizar el estudio del río Canayre.

4.1.1. Modelo de elevación digital del terreno

Un Modelo Digital de Terreno (MDT) es una estructura numérica de datos que representa la distribución espacial de una variable cuantitativa y continua. El tipo de MDT más conocido es el Modelo Digital de Elevaciones (MDE), un caso particular de aquel, en el que la variable representada es la cota del terreno en relación a un sistema de referencia concreto es decir los datos almacenados representan valores de altitud.

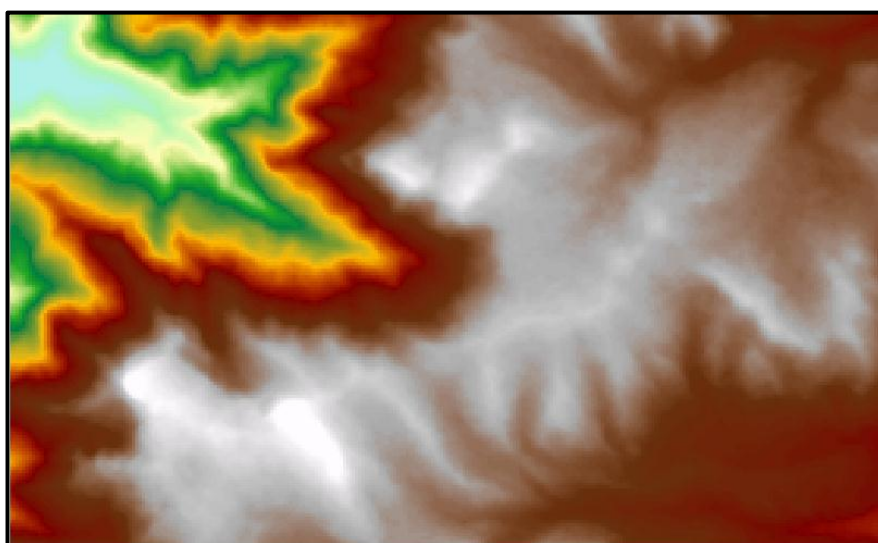


Figura 4.1. Modelo de elevación digital del terreno

Fuente: Elaboración propia.

4.1.2. Dirección de flujo

La dirección del flujo está determinada por la dirección más empinada de descendencia de cada celda o pixel.

Se calcula como: Cambio de valor de z / distancia * 100

La distancia se calcula entre los centros de las celdas. Por lo tanto, si el tamaño de la celda es de 1, la distancia ortogonal entre dos celdas es 1, y la distancia diagonal es 1,414. En la figura 4.2 se indica como quedo definido finalmente el Dirección del flujo.

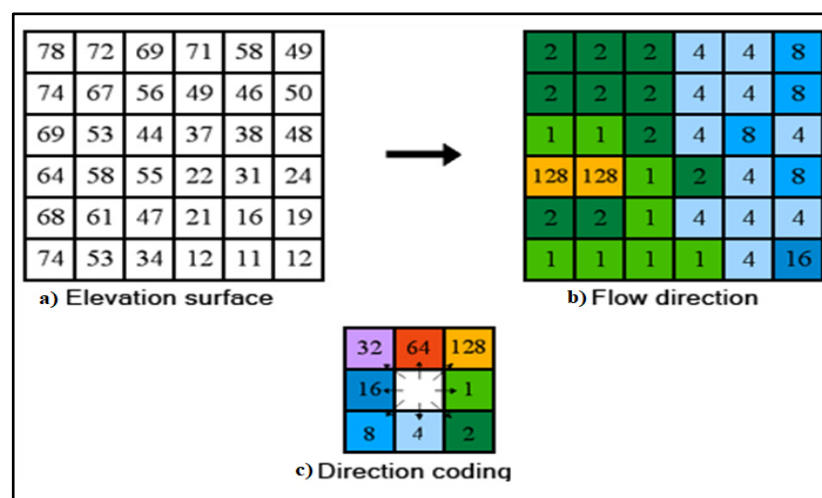


Figura 4.2. Dirección de flujos: a) Elevación de superficie, b) Dirección de flujo y c) Codificación de dirección.

Fuente: Yaneth Zambrano Nájera.

4.1.3. Acumulación de flujo

Matriz en la cual se calcula para cada celda un valor de acumulación de peso proveniente de todas las celdas que fluyen hacia ella.

Las celdas de salida con una acumulación de flujo alta son áreas de flujo concentrado y se pueden utilizar para identificar canales de arroyo. En la figura 4.3 muestra las celdas de salida con una acumulación de flujo.

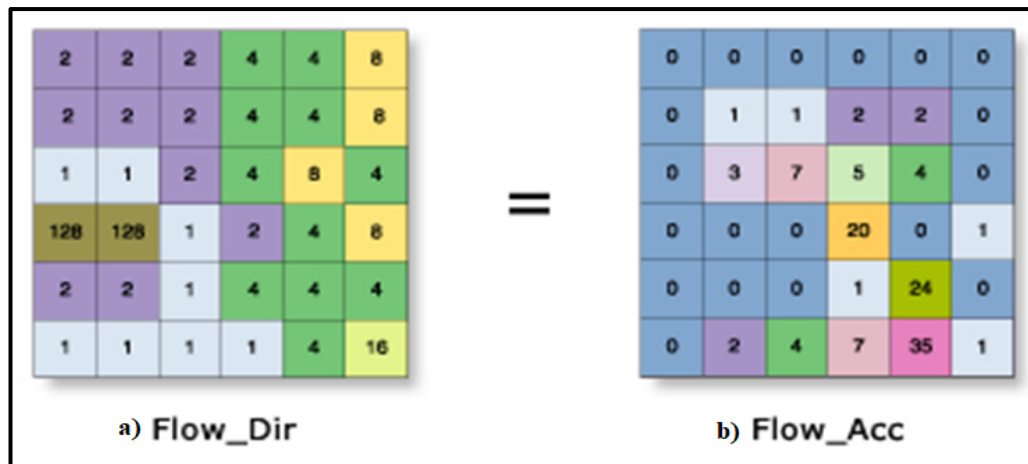


Figura 4.3. a) Dirección de flujo y b) Acumulación de flujo

Fuente: Yaneth Zambrano Nájera.

4.1.4. Cuenca

Un watershed es un área de terreno que drena agua en un punto común, como un riachuelo, arroyo, río o lago cercano. Cada cuenca pequeña drena agua en una cuenca mayor que, eventualmente, desemboca en el océano.

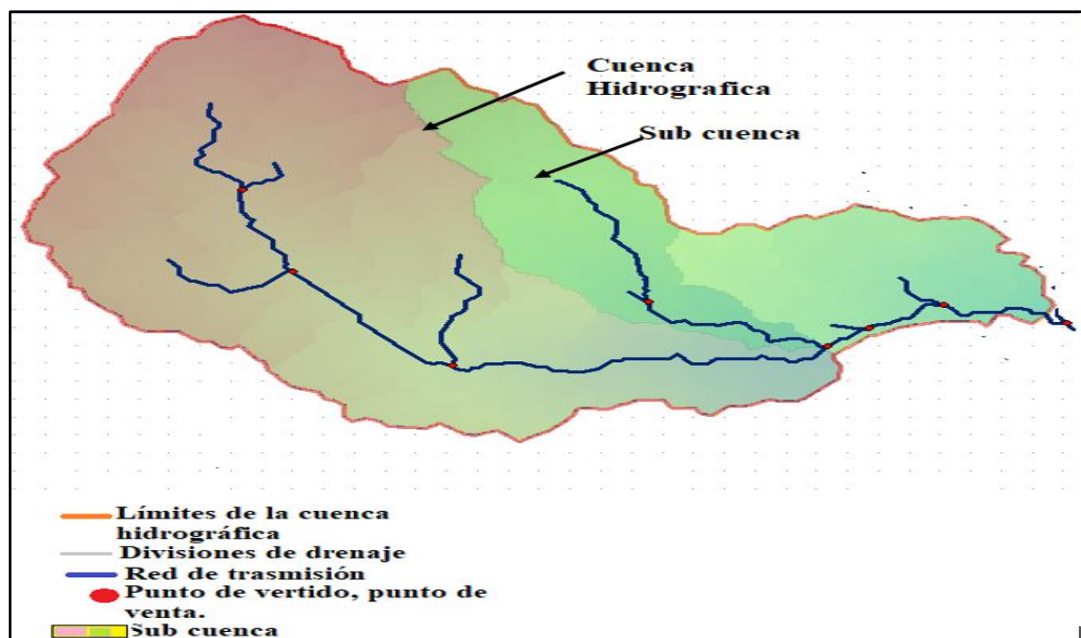


Figura 4.4. a) Elevación de superficie, b) Dirección de flujo y c) Codificación de dirección.

Fuente: Elaboración propia.

Tratamiento probabilístico de la información

4.1.5. Análisis estadístico de las precipitaciones máximas diarias

a. Métodos de distribuciones de probabilidades utilizadas

Se determina con las siguientes distribuciones de probabilidad.

1. Distribución Normal
2. Distribución Log – Normal
3. Distribución Log – Pearson III
4. Distribución Gumbel
5. Distribución Gumbel Modificada

b. Test de Kolmogorov – Smirnov

Chereque (1991) Este procedimiento es un test no paramétrico que permite probar si dos muestras provienen del mismo modelo probabilístico, así mismo se hace referencia a que es necesario determinar la frecuencia observada acumulada y la frecuencia teórica acumulada; una vez determinadas ambas frecuencias, se obtiene el supremo de las diferencias entre ambas y este test es válido para distribuciones continuas y sirve tanto para muestras grandes como para muestras pequeñas.

Para la aplicación de este test, se necesita en primer lugar determinar la frecuencia observada acumulada.

$$Fn(x) = \frac{n}{N + 1}$$

Dónde:

$F_n(x)$: Frecuencia observada acumulada.

n : N° de orden del dato.

N : N° total de datos.

Luego se debe calcular la frecuencia teórica acumulada $F(X)$, determinada para cada una de las funciones. Una vez obtenidas ambas frecuencias, se procede a calcular el valor supremo de las diferencias entre ambas, en la i -ésima posición de orden, que se denomina D_c .

$$D_c = \text{Sup}|F_n(x)_i - F(x)_i|$$

Si la diferencia suprema es menor que la diferencia tabulada por tabla, definida en base al tamaño de la muestra, se está en presencia de un buen ajuste con el nivel de confianza asumido. Si esta comparación revela una diferencia suficientemente grande entre las funciones de distribución muestral y la distribución propuesta, entonces se rechaza.

4.1.6. Análisis de los caudales máximos

4.1.6.1. Caudales máxima y obtención del hidrograma

a. Precipitación de diseño

Precipitación efectiva: El exceso de precipitación o precipitación efectiva (P_e), es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca, bajo la suposición de flujo superficial en lámina de agua.

Separación de la lluvia neta: calcular qué parte de la lluvia causará escorrentía directa. Como se observa en la figura 4.5.

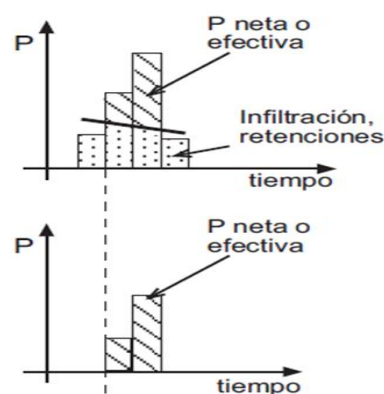


Figura 4.5. Precipitación efectiva

Fuente: Chereque (1991).

b. Precipitación de diseño

Calcular la escorrentía directa: Definir cuánto escurrirá superficialmente. Como se observa en la figura 4.6.

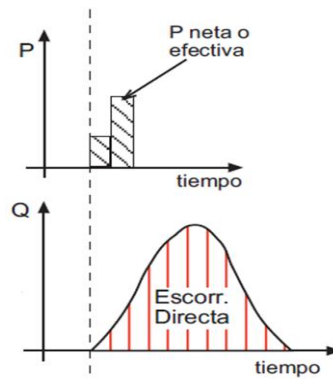


Figura 4.6. Escorrentía directa

Fuente: Chereque (1991).

c. Separación caudal base

Sumar a la escorrentía directa la escorrentía base: la escorrentía base es aquella que existe previamente. Como se observa en la figura 4.7.

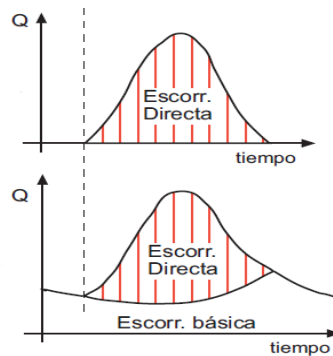


Figura 4.7. Escorrentía base

Fuente: Chereque (1991).

d. Tránsito del hidrograma

Evolución de hidrograma a lo largo del tiempo: Cómo se mueve el hidrograma a través de un cauce, un conducto, etc. Como se observa en la figura 4.8.

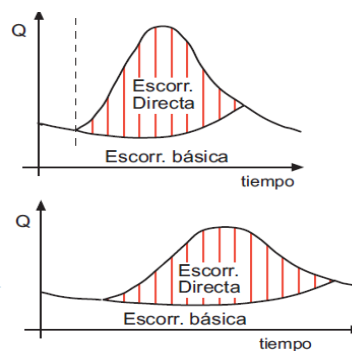


Figura 4.8. Tránsito del hidrograma a lo largo del tiempo

Fuente: Chereque (1991).

e. Pérdidas de volumen o infiltración

Sabemos que el volumen total de agua disponible para escorrentía superficial es el resultado de descontar de la precipitación el agua interceptada por la vegetación, infiltrada en el suelo, almacenada en la superficie del mismo, evaporada desde diferentes superficies o transpirada a través de las plantas.

f. Uso de suelo

Chereque (1991). Menciona que el uso de suelo puede producir ciertos impactos en los escurrimientos tales como:

1. La presencia o ausencia de cobertura vegetal suelen reducir o incrementar las velocidades con que se mueve el agua en la cuenca.
2. Cantidad de agua infiltrada en el suelo.
3. Cantidad de agua interceptada por la vegetación.

Método SCS para abstracciones o pérdidas

Sobre la base de las características determinadas de la cuenca (tipo de suelo, tipo de cultivo, cubierta vegetal, etc.), se determina un número adimensional de curva, CN, a través del cual se transforman las precipitaciones brutas en precipitaciones netas usando la relación:

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

Dónde:

P: Precipitación bruta o total (mm)

Pe: Precipitación neta (mm)

La retención potencial máxima del suelo (mm), está dado por:

$$S = \left(\frac{100}{CN} - 10\right) * 25.4$$

CN: número adimensional de curva.

Este CN se determina de tablas, que ha sido preparada para condiciones antecedentes de humedad media, AMC II. Para condiciones secas (AMC I).

Cuadro 4.1. Clasificación de antecedentes de humedad (AMC)

Clases de condiciones de la humedad antecedentes	Lluvia total de los 5 días anteriores (milímetros)	
	Estación sin desarrollo vegetativo	Estación de crecimiento vegetativo
I	menos de 127 mm	menos de 36.6 mm
II	12.7 a 27.9 mm	35.6 a 53.3 mm
II	más de 27 mm	más de 53.3 mm

Fuente: Chow, Maidment y Mays (1994).

g. Tránsito del hidrograma por el cauce

La agrupación de caudales de agua de diversa procedencia (superficial, etc.) en un punto de un cauce y su variación a lo largo del tiempo constituye un hidrograma. El programa HEC-HMS permite escoger entre los siguientes modelos a la hora de tratar de representar la transformación que experimenta el hidrograma entre los puntos inicial y final de un tramo de cauce:

h. Método de Muskingum

Este método involucra el concepto de almacenamiento de prisma y de cuña. Fue desarrollado por McCarthy, (1938) para determinar la relación que manifiesta el río Muskingum en Ohio (USA), con el paso de una onda de creciente. El almacenamiento de prisma es esencialmente el correspondiente al de la superficie del agua en flujo permanente y el de cuña es el almacenamiento adicional referente al verdadero perfil de la superficie del agua durante la creciente.

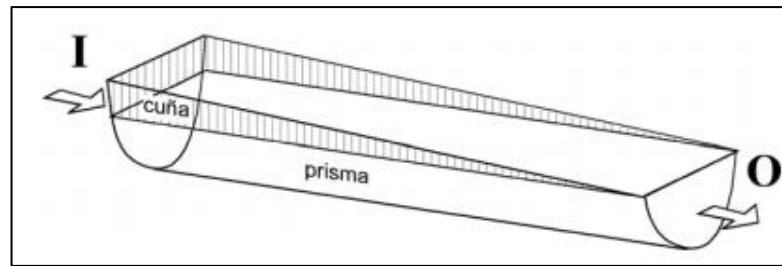


Figura 4.9. Almacenamiento por prisma y cuña por un tramo de un canal

Fuente: McCathy (1938).

Método de Muskingum define el almacenamiento en el tramo, S , como una función lineal de los almacenamientos ponderados de prisma más el de cuña, así:

$$S = KQ + KX \cdot (I - Q)$$

Operando algebraicamente, se tiene la ecuación del método de Muskingum: Ecuación (70).

$$S = K \cdot [XI + Q \cdot (1 - X)]$$

El valor de X determina el grado de atenuación de la onda al pasar por el tramo del río; depende de la forma del almacenamiento de cuña y varía entre:

$$0 \leq X \leq 0.5$$

Así, si $X = 0$; $S = KQ$, se produce la máxima atenuación, lo que indica que el embalse es función sólo de la salida. Si $X = 0.5$, tanto el ingreso (I) como la salida

(Q) tienen el mismo peso y por este motivo, la onda transita sin atenuación. Despejando el término de modelos de tránsito de ondas o crecientes (modelo HEC- HMS) se pueden calcular K y X por optimización. La velocidad de una onda de creciente, V_w , es mayor que la velocidad media del río en una sección para cierta descarga normal. Esta V_w se puede estimar usando el método de la ley de Seddon que establece que existiendo la curva h/Q para una determinada sección transversal, representativa del tramo, la pendiente de esta curva es igual a dQ/dh y V_w es: Ecuación (72) y (73).

$$v_v = \frac{1}{m} \left(\frac{dQ}{dh} \right) \qquad K = \frac{L}{V_w}$$

Dónde:

V_w : es la velocidad de la onda de creciente en m/s.

B : es el ancho de la superficie libre del agua, en m.

L : es la longitud del tramo en metros.

dQ/dh : es la pendiente de la curva cota/descarga

Otra forma de estimar la velocidad de la onda de creciente, es calcular la velocidad media en una sección con la ecuación de Manning, V , y aplicar una de las relaciones empíricas de la Tabla que se ha encontrado entre ambas velocidades. Relaciones entre velocidad de la onda de creciente, V_w , y la velocidad media de Manning, V .

Cuadro 4.2. La velocidad media en una sección

Forma del canal	V_w/V
Rectangular, ancho	1.67
Parabólico, ancho	1.44
Triangular	1.33

Fuente: McCarthy, (1938).

En canales naturales se aconseja una relación de 1.5. La estimación de X en ríos sin aforos puede ser muy difícil, teniendo presente que en ríos de pendientes suaves y planicies inundables X tiende a cero y por el contrario, en ríos de mayor pendiente y cauces muy definidos sin planicies inundables X tiende a 0.5, Cunge (1969) define X , como:

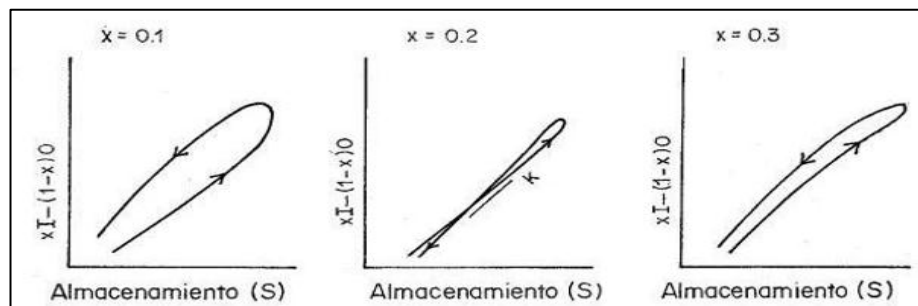


Figura 4.10. Obtención de los parámetros K y X de Muskingum

Fuente: Cunge (1969).

4.2. ESTUDIO HIDRÁULICO

4.2.1. IBER v2.0

Iber es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no permanente, y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación de Iber abarca la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos, y el flujo de marea en estuarios. El modelo Iber consta actualmente de 3 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares y/o cuadriláteros.

4.2.1.1. Datos de entrada del IBER V2.0

En el mismo sentido, para modelar ríos, se necesita 03 datos de entrada necesarios: la malla de cálculo, las condiciones hidrodinámicas y la rugosidad.

4.2.1.1. Malla de cálculo

El IBER facilita la importación de topografía en formato ASCII, TIN, entre otros, previamente creados por un Sistema de Información Geográfica (SIG).¹²⁷ Una vez realizada la importación, se genera una malla no-estructurada con elementos de 03 o 04 lados¹²⁸, que ayuda a la adaptación de la superficie dentro del modelo; la cual, puede ser modificada para la implementación de alguna estructura u obtener una malla más/menos detallada.

CAPÍTULO 5.

V. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1. ANÁLISIS, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1.1. Hidrología



Figura 5.1. Área de drenaje del puente Canayre

Fuente: Elaboración propia.

Interpretación:

La cabecera del área de drenaje del puente Canayre se encuentra a una elevación aproximada de 3176 msnm. Esta cubre un área de drenaje aproximada de 69.88 km². Su curso principal tiene una longitud de 19.40 km con dirección predominante al noroeste, su punto de salida se encuentra a una altitud aproximada de 517msnm.

Cuadro 5.1. Características morfológicas de la cuenca del río Canayre

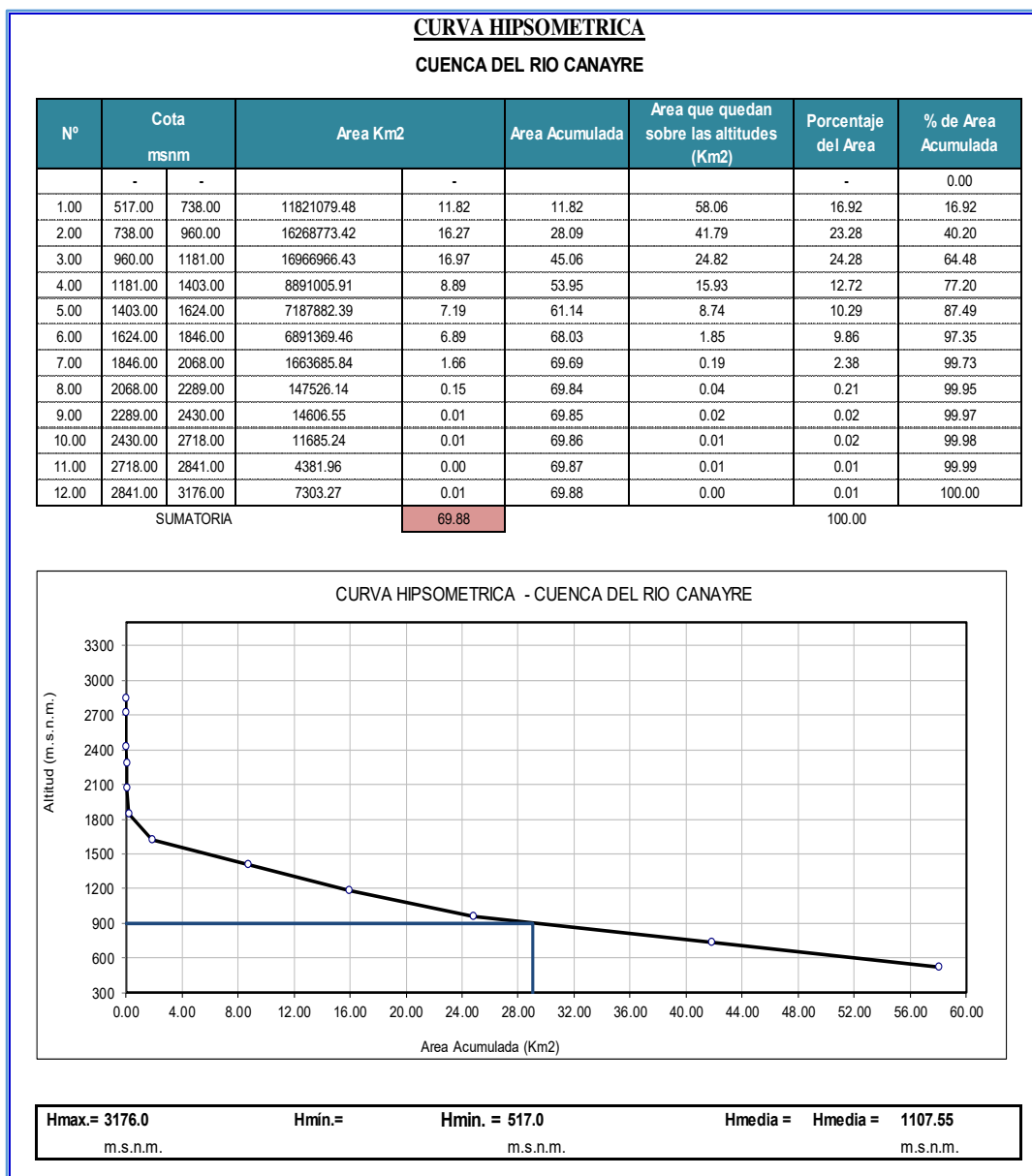
PARAMETROS MORFOMETRICOS						
CUENCA DEL RIO CANAYRE						
PARAMETROS			UNIDAD	CUENCA DEL RIO CANAYRE		
AREA DE LA CUENCA			Km ²	69.88		
PERIMETRO			Km	51.82		
PARAMETROS DE FORMA	FACTOR DE CUENCA	Coeficiente de Compacidad (Gravelius)		1	1.75	
		FACTOR DE FORMA	Longitud (// al curso más largo)		Km	19.40
			Ancho Medio		Km	3.60
			Radio de Circularidad		1	0.33
			Factor de Forma		1	0.19
	RECTANGULO EQUIVALENTE		Lado Mayor	Km	22.85	
			Lado Menor	Km	3.06	
	Longitud total de los ríos de diferentes grados		Orden 1	Km	56.80	
			Orden 2	Km	36.31	
			Orden 3	Km	9.41	
Orden 4			Km	4.00		
Orden 5			Km	11.71		
PARAMETROS DE RELIEVE	Curva Hipsométrica		-	✓		
	Polígono de Frecuencia		-	✓		
	Altitud Máxima de la Cuenca		m.s.n.m.	3176		
	Altitud Mínima de la Cuenca		m.s.n.m.	517		
	Desnivel total de la Cuenca		Km	2.66		
	Altitud de Frecuencia Media		m.s.n.m.	900		
	Altitud Media de la Cuenca		m.s.n.m.	1107.6		
	Altura Máxima del cauce		m.s.n.m.	3176		
	Altura más frecuente		m.s.n.m.	600 - 900		
	Pendiente de la cuenca (sist. del rectángulo equivalente)		%	11.63		
PARAMETROS DE LA RED HIDROGRAFICA DE LA CUENCA	Tipo de corriente		-	Perenne		
	Densidad de drenaje		Km/Km ²	1.69		
	Pendiente media del río principal		m/m	0.14		
	Altura Máxima del cauce		m.s.n.m.	3176		
	Altitud Mínima del cauce		m.s.n.m.	517		
	Tiempo de concentracion		Hr.	4.17		
	Grado de ramificacion		-	5°		

Fuente: Elaboración propia.

Interpretación:

Los resultados obtenidos de cuadro 5.1 menciona que el área de la cuenca Canayre es de 69.88Km², el perímetro de 51.82, grado de ramificación de 5°, una altitud máxima de la cuenca 3176 m.s.n.m. y una altitud mínima de 517 m.s.n.m, densidad de drenaje 1.69km/km², pendiente de la cuenca 11.63%, tiempo de concentración 4.17hr y coeficiente de compacidad 1.75.

Cuadro 5.2. Curva hipsométrica del río Canayre



Fuente: Elaboración propia.

Interpretación:

El resultado obtenido de la tabla 5.2. De la gráfica determinó una altitud máxima de 3176.00m.s.n.m., una altitud mínima de 517 m.s.n.m., una altitud media de 1107.55 m.s.n.m. y una altitud de frecuencia media de 900 m.s.n.m (en ella, en ella, el 50% del área de la cuenca, está situada por encima de esa altitud y el 50% está situada por debajo de ella).

Cuadro 5.3. Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov – distribución normal – cuenca baja

N°	Pmax(mm)	P(x)	Z	F(Z)	Δx (F(Z) - P(x))
1	62.30	0.083	-1.64	0.0505	0.0328
2	68.70	0.167	-1.05	0.1475	0.0192
3	69.80	0.250	-0.95	0.1722	0.0778
4	73.20	0.333	-0.63	0.2642	0.0692
5	81.50	0.417	0.14	0.5549	0.1382
6	82.80	0.500	0.26	0.6020	0.1020
7	82.80	0.583	0.26	0.6020	0.0186
8	83.40	0.667	0.31	0.6232	0.0434
9	86.80	0.750	0.63	0.7353	0.0147
10	87.90	0.833	0.73	0.7675	0.0658
11	100.90	0.917	1.93	0.9735	0.0568
Suma (mm)	880.10			$\Delta_{max} =$	0.1382
Media (mm)	80.01	d =0.391 n= 11 $\alpha=0.05$	SE ACEPTA	F(Z): Usando la tabla A.1 pag. 285 de fundamentosde hidrologia de superficie FRANCISCO J. APARICIO MIJARES para sus calculos respectivos	
D.Est. (mm)	10.80				
N° Dats	11.00				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.4. Prueba de bondad de ajuste Kmirnov- Kolmogorov - distribución log- normal – cuenca baja.

N°	P (mm) X	Ln Pmax (X)	P(x)	Z	F(Z)	Δx (F(Z) - P(x))
1	62.30	4.1320	0.08	-1.7764	0.0378	0.0455
2	68.70	4.2297	0.17	-1.0581	0.1450	0.0217
3	69.80	4.2456	0.25	-0.9414	0.1733	0.0767
4	73.20	4.2932	0.33	-0.5920	0.2769	0.0564
5	81.50	4.4006	0.42	0.1970	0.5781	0.1614
6	82.80	4.4164	0.50	0.3133	0.6230	0.1230
7	82.80	4.4164	0.58	0.3133	0.6230	0.0396
8	83.40	4.4236	0.67	0.3663	0.6429	0.0237
9	86.80	4.4636	0.75	0.6599	0.7453	0.0047
10	87.90	4.4762	0.83	0.7524	0.7741	0.0592
11	100.90	4.6141	0.92	1.7656	0.9613	0.0446
Suma (mm)	880.10	48.11			$\Delta_{max} =$	0.1614
Media (mm)	80.01	4.37	d =0.391 n= 11 $\alpha=0.05$	SE ACEPTA		
D.Est. (mm)	10.80	0.14				
N° Dats	11.00	11.00				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.7. Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov - distribución Gumbel modificado – cuenca baja.

N°	P (mm) (X)	P(X)	y	G(y)	Δx (G(y) - P(x))
1	62.30	0.083	-1.526	0.010	0.0733
2	68.70	0.167	-0.766	0.116	0.0503
3	69.80	0.250	-0.635	0.151	0.0986
4	73.20	0.333	-0.231	0.284	0.0498
5	81.50	0.417	0.754	0.625	0.2081
6	82.80	0.500	0.909	0.668	0.1683
7	82.80	0.583	0.909	0.668	0.0849
8	83.40	0.667	0.980	0.687	0.0204
9	86.80	0.750	1.384	0.778	0.0283
10	87.90	0.833	1.514	0.803	0.0308
11	100.90	0.917	3.058	0.954	0.0375
Suma (mm)	880.10			$\Delta_{max} =$	0.2081
Media (mm)	80.01	d=0.391			
D.Est. (S)	10.80	n= 11			
α	8.42	$\alpha=0.05$			
μ	75.15	SE ACEPTA			
N° Dats	11.00				

Maximo Villon pag. 250-256
HIDROLOGIA ESTADISTICA del libro
Maximo Villon pag. 210-216

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.8. Resultados de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov – cuenca baja

DIST. NORMAL	DIST. LOG NORMAL	DIST. LOG PEARSON III	DIST. GUMBEL ORIGINAL	DIST. GUMBEL MODIFICADO
0.13824	0.16144	0.88297	0.18290	0.20812

Fuente: Elaboración propia.

Interpretación:

Del cuadro 5.3 y 5.8 de las funciones de distribución de probabilidad teóricas más usadas en hidrología para la cuenca media según la prueba de test de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, el ajuste mediante la función de distribución normal es aceptada para las series anuales de caudales máximos, Aparicio (1997), Indica. Diferencia entre la función de probabilidad observada es menor que la estimada con un valor critico de que depende del número de datos, se acepta la hipótesis.

Cuadro 5.9. Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov – distribución normal – cuenca media

N°	Pmax(mm)	P(x)	Z	F(Z)	Δx (F(Z) - P(x))	
1	38.00	0.083	-0.87	0.1909	0.1075	
2	38.10	0.167	-0.87	0.1930	0.0263	
3	38.80	0.250	-0.81	0.2081	0.0419	
4	40.60	0.333	-0.67	0.2500	0.0834	
5	46.00	0.417	-0.26	0.3979	0.0188	
6	49.00	0.500	-0.03	0.5508	0.0508	
7	49.00	0.583	-0.03	0.4888	0.0945	
8	52.60	0.667	0.25	0.5984	0.0683	
9	53.10	0.750	0.29	0.6132	0.1368	
10	54.00	0.833	0.36	0.6394	0.1939	
11	83.80	0.917	2.65	0.9960	0.0793	
Suma (mm)	543.00	d =0.391 n= 11 $\alpha=0.05$	SE ACEPTA		$\Delta_{max} =$	0.194
Media (mm)	49.36					
D.Est. (mm)	12.99					
N° Datos	11.00					

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.10. Prueba de bondad de ajuste Kmirnov- Kolmogorov - distribución log- normal – cuenca media

N°	P (mm) X	Ln Pmax (X)	P(x)	Z	F(Z)	Δx (F(Z) - P(x))
1	38.00	3.6376	0.08	-1.0263	0.1524	0.0690
2	38.10	3.6402	0.17	-1.0148	0.1551	0.0116
3	38.80	3.6584	0.25	-0.9355	0.1748	0.0752
4	40.60	3.7038	0.33	-0.7379	0.2303	0.1031
5	46.00	3.8286	0.42	-0.1939	0.4231	0.0065
6	49.00	3.8918	0.50	0.0814	0.5324	0.0324
7	49.00	3.8918	0.58	0.0814	0.5324	0.0509
8	52.60	3.9627	0.67	0.3903	0.6518	0.0148
9	53.10	3.9722	0.75	0.4315	0.6669	0.0831
10	54.00	3.9890	0.83	0.5047	0.6931	0.1402
11	83.80	4.4284	0.92	2.4193	0.9922	0.0756
Suma (mm)	543.00	42.60	SE ACEPTA		$\Delta_{max} =$	0.1402
Media (mm)	49.36	3.87				
D.Est. (mm)	12.99	0.23				
N° Datos	11.00	11.00				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.11. Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov_ distribución Log- Pearson TIPO III – cuenca media

N°	P (mm) X	Log Pmax (Log X)	$Y=(x-51)/\alpha_1$	2Y	$2\beta_1$	γ^2	$F_{(KT)}$	$P_{(X)}$	$\Delta x (F_{(KT)}-P_{(X)})$
1	38.00	1.580	0.667	1.333	4.366	0.856	0.144	0.083	0.061
2	38.10	1.581	0.683	1.367	4.366	0.850	0.150	0.167	0.017
3	38.80	1.589	0.801	1.601	4.366	0.809	0.191	0.250	0.059
4	40.60	1.609	1.093	2.185	4.366	0.702	0.298	0.333	0.035
5	46.00	1.663	1.896	3.793	4.366	0.435	0.565	0.417	0.149
6	49.00	1.690	2.303	4.606	4.366	0.330	0.670	0.500	0.170
7	49.00	1.690	2.303	4.606	4.366	0.330	0.670	0.583	0.087
8	52.60	1.721	2.759	5.519	4.366	0.238	0.762	0.667	0.095
9	53.10	1.725	2.820	5.641	4.366	0.228	0.772	0.750	0.022
10	54.00	1.732	2.928	5.857	4.366	0.210	0.790	0.833	0.043
11	83.80	1.923	5.757	11.514	4.366	0.021	0.979	0.917	0.062
Suma								$\Delta_{max} =$	0.1698
Media	1.682								
Des.Eest(S)	0.09968		d=0.391						
sesgo(y)	1.354		n= 11	SE ACEPTA					
$\beta_1=(2/\gamma)^2$	2.183		$\alpha=0.05$						
$\alpha_1=S/\sqrt{\beta_1}$	0.0675								
$\delta_1=X-\alpha_1\beta_1$	1.535								

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.12. Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov- distribución Gumbel – cuenca media

N°	P (mm) (X)	P(X)	z	F(z)	$\Delta x (F(z) - P(x))$
1	38.00	0.0833	-0.41	0.22	0.1396
2	38.10	0.1667	-0.40	0.23	0.0590
3	38.80	0.2500	-0.34	0.25	0.0048
4	40.60	0.3333	-0.19	0.30	0.0361
5	46.00	0.4167	0.25	0.46	0.0417
6	49.00	0.5000	0.49	0.54	0.0432
7	49.00	0.5833	0.49	0.54	0.0401
8	52.60	0.6667	0.79	0.63	0.0320
9	53.10	0.7500	0.83	0.65	0.1036
10	54.00	0.8333	0.90	0.67	0.1666
11	83.80	0.9167	3.34	0.97	0.0485
				$\Delta_{max} =$	0.1666
Media	49.36				
Desvest	12.99		d=0.391	Tabla A.5 valores críticos de d para la prueba de bondad de ajuste francisco aparicio mijares pag. 286	
uy	0.5236		n= 11		
σy	1.06		$\alpha=0.05$	$\bar{y}_n = 0.5236$	$y = \frac{X - \alpha}{\mu} \mu = X - y_n \alpha$
Alfa	12.22		35.4900	$\sigma_n = 1.0628$	$\alpha = \frac{S}{\sigma_n}$
U	42.96		183.1897	SE ACEPTA	
exp(1)	2.72				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.13. Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov - distribución Gumbel modificado – cuenca media

N°	P (mm) (X)	P(X)	y	G(y)	Δx (G(y) - P(x))
1	38.00	0.083	-0.545	0.178	0.0950
2	38.10	0.167	-0.535	0.181	0.0147
3	38.80	0.250	-0.466	0.203	0.0467
4	40.60	0.333	-0.288	0.264	0.0698
5	46.00	0.417	0.245	0.457	0.0406
6	49.00	0.500	0.541	0.559	0.0588
7	49.00	0.583	0.541	0.559	0.0245
8	52.60	0.667	0.897	0.665	0.0016
9	53.10	0.750	0.946	0.678	0.0718
10	54.00	0.833	1.035	0.701	0.1323
11	83.80	0.917	3.977	0.981	0.0648
Suma (mm)	543.00	d=0.391 n= 11 $\alpha=0.05$ SE ACEPTA		$\Delta_{max} =$	0.1323
Media (mm)	49.36				
D.Est. (S)	12.99				
α	10.13				
μ	43.52				
N° Datos	11.00				

Maximo Villon pag. 250-256
HIDROLOGIA ESTADISTICA del
libro Maximo Villon pag. 210-216

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.14. Resultados de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov – cuenca media.

DIST. NORMAL	DIST. LOG NORMAL	DIST. LOG PEARSON III	DIST. GUMBEL	DIST. GUMBEL
0.1939	0.1402	0.1698	0.1666	0.1323

Fuente: Elaboración propia.

Interpretación:

Del cuadro 5.12 y 5.13 de las funciones de distribución de probabilidad teóricas más usadas en hidrología para la cuenca media según la prueba de test de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, el ajuste mediante la función de distribución Gumbel Modificado es aceptada para las series anuales de caudales máximos, Aparicio (1997), Indica. Diferencia entre la función de probabilidad observada es menor que la estimada con un valor crítico de que depende del número de datos, se acepta la hipótesis.

Cuadro 5.15. Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov – distribución Normal – cuenca alta

N°	Pmax(mm)	P(x)	Z	F(Z)	Δx (F(Z) - P(x))
1	30.400	0.059	-1.06	0.1447	0.0859
2	32.800	0.118	-0.92	0.1799	0.0623
3	34.400	0.176	-0.82	0.2062	0.0297
4	35.000	0.235	-0.78	0.2166	0.0187
5	35.900	0.294	-0.73	0.2327	0.0614
6	36.500	0.353	-0.69	0.2439	0.1091
7	38.700	0.412	-0.56	0.2870	0.1247
8	46.400	0.471	-0.10	0.4599	0.0107
9	46.500	0.529	-0.09	0.4623	0.0672
10	47.700	0.588	-0.02	0.4909	0.0973
11	48.900	0.647	0.05	0.5196	0.1275
12	56.600	0.706	0.51	0.6951	0.0108
13	60.300	0.765	0.73	0.7679	0.0032
14	61.300	0.824	0.79	0.7858	0.0377
15	61.700	0.882	0.82	0.7927	0.0896
16	96.200	0.941	2.88	0.9980	0.0569
Suma (mm)	769.30			$\Delta_{max} =$	0.1275
Media (mm)	48.08	d=0.323			
D.Est (mm)	16.69	n= 16		SE ACEPTA	
N° Datos	16.00	$\alpha=0.05$			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.16. Prueba de bondad de ajuste Kmironov- Kolmogorov - distribución log- normal – cuenca alta

N°	P (mm) X	Ln Pmax (X)	P(x)	Z	F(Z)	Δx (F(Z) - P(x))
1	30.40	3.4144	0.06	-1.3331	0.0913	0.0324
2	32.80	3.4904	0.12	-1.0865	0.1386	0.0210
3	34.40	3.5381	0.18	-0.9319	0.1757	0.0008
4	35.00	3.5553	0.24	-0.8758	0.1906	0.0447
5	35.90	3.5807	0.29	-0.7934	0.2138	0.0803
6	36.50	3.5973	0.35	-0.7396	0.2298	0.1232
7	38.70	3.6558	0.41	-0.5497	0.2913	0.1205
8	46.40	3.8373	0.47	0.0392	0.5156	0.0451
9	46.50	3.8395	0.53	0.0462	0.5184	0.0110
10	47.70	3.8649	0.59	0.1289	0.5513	0.0370
11	48.90	3.8898	0.65	0.2095	0.5830	0.0641
12	56.60	4.0360	0.71	0.6841	0.7530	0.0472
13	60.30	4.0993	0.76	0.8896	0.8132	0.0484
14	61.30	4.1158	0.82	0.9430	0.8271	0.0036
15	61.70	4.1223	0.88	0.9641	0.8325	0.0499
16	96.20	4.5664	0.94	2.4054	0.9919	0.0507
Suma (mm)	769.30	61.20			$\Delta_{max} =$	0.1232
Media (mm)	48.08	3.83	d=0.323			
D.Est (mm)	16.69	0.30814	n= 16		SE ACEPTA	
N° Datos	16.00	16.00	$\alpha=0.05$			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.17. Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov_ distribución Log- Pearson TIPO III – cuenca alta

Nº	P (mm) X	Log Pmax (Log X)	Y=(x-δ1)/α1	2Y	2β1	χ²	F(κT)	P(x)	Δx (F(κT)-P(x))
1	30.40	1.483	2.930	5.860	12.534	0.923	0.077	0.059	0.018
2	32.80	1.516	3.547	7.094	12.534	0.851	0.149	0.118	0.031
3	34.40	1.537	3.934	7.868	12.534	0.795	0.205	0.176	0.028
4	35.00	1.544	4.075	8.149	12.534	0.773	0.227	0.235	0.009
5	35.90	1.555	4.281	8.562	12.534	0.740	0.260	0.294	0.034
6	36.50	1.562	4.415	8.831	12.534	0.717	0.283	0.353	0.070
7	38.70	1.588	4.891	9.782	12.534	0.635	0.365	0.412	0.047
8	46.40	1.667	6.365	12.730	12.534	0.389	0.611	0.471	0.140
9	46.50	1.667	6.383	12.765	12.534	0.386	0.614	0.529	0.084
10	47.70	1.679	6.590	13.179	12.534	0.356	0.644	0.588	0.056
11	48.90	1.689	6.792	13.583	12.534	0.328	0.672	0.647	0.025
12	56.60	1.753	7.980	15.959	12.534	0.193	0.807	0.706	0.101
13	60.30	1.780	8.494	16.988	12.534	0.150	0.850	0.765	0.085
14	61.30	1.787	8.628	17.255	12.534	0.140	0.860	0.824	0.036
15	61.70	1.790	8.680	17.361	12.534	0.137	0.863	0.882	0.019
16	96.20	1.983	12.289	24.578	12.534	0.017	0.983	0.941	0.042
Suma								Δmax =	0.1405
Media	1.661								
Des.Eest(S)	0.13382		d =0.323						
sesgo(y)	0.799		n = 16	SE ACEPTA					
β1=(2/y)²	6.267		α=0.05						
α1=S/√β1	0.0535								
δ1=X-α1β1	1.326								

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.18. Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov- distribución Gumbel – cuenca alta

Nº	P (mm) (X)	P(X)	z	F(z)	Δx (F(z) - P(x))
1	30.40	0.0588	-0.60	0.1605	0.1017
2	32.80	0.1176	-0.45	0.2080	0.0904
3	34.40	0.1765	-0.35	0.2422	0.0658
4	35.00	0.2353	-0.31	0.2554	0.0201
5	35.90	0.2941	-0.25	0.2756	0.0185
6	36.50	0.3529	-0.22	0.2893	0.0637
7	38.70	0.4118	-0.08	0.3402	0.0716
8	46.40	0.4706	0.41	0.5167	0.0461
9	46.50	0.5294	0.42	0.5188	0.0106
10	47.70	0.5882	0.50	0.5445	0.0437
11	48.90	0.6471	0.57	0.5694	0.0777
12	56.60	0.7059	1.06	0.7083	0.0024
13	60.30	0.7647	1.30	0.7615	0.0032
14	61.30	0.8235	1.36	0.7744	0.0492
15	61.70	0.8824	1.39	0.7794	0.1030
16	96.20	0.9412	3.59	0.9727	0.0315
Suma	769.30			Δmax =	0.1030
Media	48.08				
Desvest	16.69				
uy	0.522				
σy	1.063				
Alfa	15.70				
u	39.88				

d =0.323 Tabla A.5 valores críticos de d para la prueba de bondad de ajuste francisco aparicio mijares pag. 286

n = 16

α=0.05

$\bar{y}_n = 0.5236$

$\sigma_n = 1.0628$

$y = \frac{X - \alpha}{\mu} \quad \mu = \frac{X - y \cdot \alpha}{\sigma_n}$

SE ACEPTA

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.19. Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov - distribución Gumbel modificado – cuenca alta

N°	P (mm) (X)	P(X)	y	G(y)	Δx (G(y) - P(x))
1	30.40	0.059	-0.781	0.113	0.0537
2	32.80	0.118	-0.597	0.163	0.0449
3	34.40	0.176	-0.474	0.201	0.0241
4	35.00	0.235	-0.428	0.216	0.0197
5	35.90	0.294	-0.359	0.239	0.0552
6	36.50	0.353	-0.313	0.255	0.0981
7	38.70	0.412	-0.144	0.315	0.0966
8	46.40	0.471	0.448	0.528	0.0573
9	46.50	0.529	0.456	0.530	0.0011
10	47.70	0.588	0.548	0.561	0.0273
11	48.90	0.647	0.640	0.590	0.0568
12	56.60	0.706	1.232	0.747	0.0411
13	60.30	0.765	1.516	0.803	0.0382
14	61.30	0.824	1.593	0.816	0.0075
15	61.70	0.882	1.624	0.821	0.0613
16	96.20	0.941	4.275	0.986	0.0450
Suma (mm)	769.30			$\Delta_{max} =$	0.0981
Media (mm)	48.08	d = 0.323			
D.Est (S)	16.69	n = 16			
α	13.01	$\alpha = 0.05$			
μ	40.57	SE ACEPTA			
N° Dats	16.00				

Maximo Villon pag. 250-256 HIDROLOGIA ESTADISTICA del libro Maximo Villon pag. 210-216

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.20. Resultados de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov- Smirnov – cuenca alta

DIST. NORMAL	DIST. LOG NORMAL	DIST. LOG PEARSON III	DIST. GUMBEL	DIST. GUMBEL MODIFICADO
0.12750	0.1232	0.14047	0.10299	0.09811

Fuente: Elaboración propia.

Interpretación:

Del cuadro 5.18 y 5.19 de las funciones de distribución de probabilidad teóricas más usadas en hidrología para la cuenca alta según la prueba de test de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, el ajuste mediante la función de distribución Gumbel Modificado es aceptada para las series anuales de caudales máximos, Aparicio (1997), Indica. Diferencia entre la función de probabilidad observada es menor que la estimada con un valor critico de que depende del número de datos, se acepta la hipótesis.

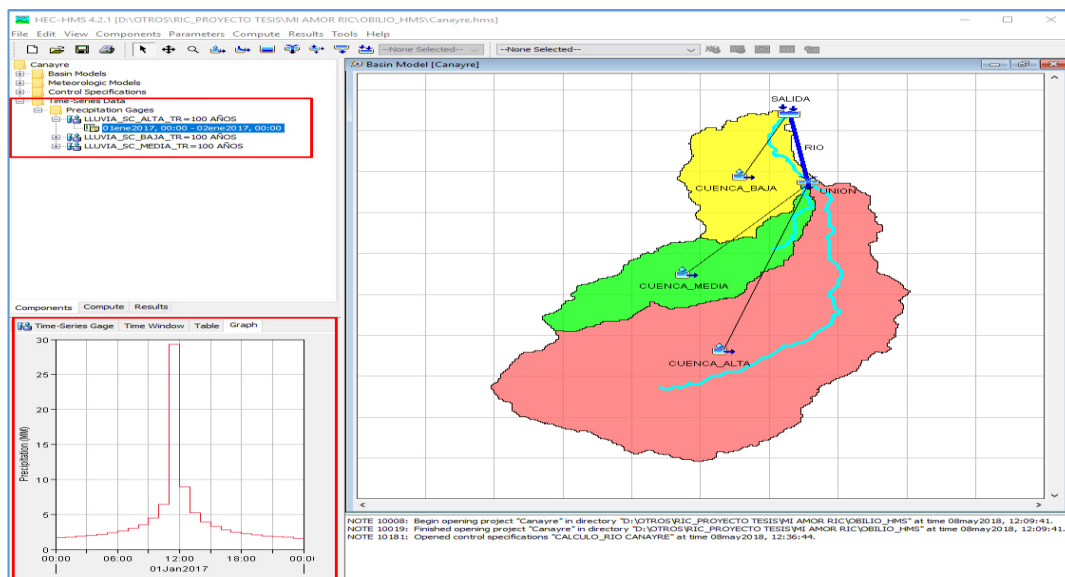


Figura 5.2. Modelamiento de la red hídrica en la cuenca del río Canayre en HEC – HMS 4.2.1.

Fuente: Elaboración propia.

Interpretación:

El esquema del presente modelo tuvo soporte en el ArcGIS con la extensión HEC-GeoHMS 4.2.1, lo cual se muestra en la figura 2.29 de la división de la cuenca en varias subcuencas debido que cada sub cuenca tiene características diferentes (pendiente, tiempo de concentración, etc.) y de acuerdo a la similitud de altitud. Debido que la cuenca no cuenta estación meteorológica se tomó datos de estaciones cercanas con características similares de la zona. Con la simulación hidrológica se determinó el caudal pico en máximas avenidas.

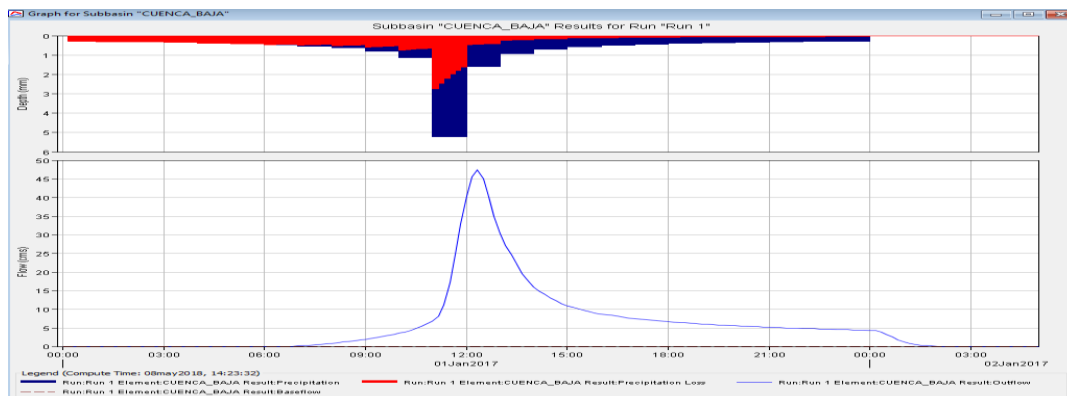
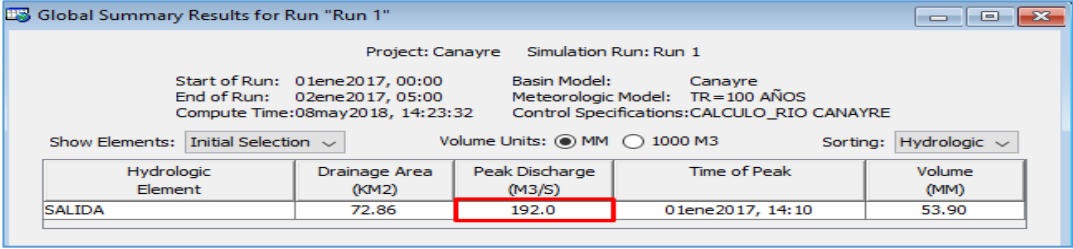


Figura 5.3. Simulación Hidrológica en la subcuenca baja del río Canayre

Fuente: Elaboración propia.

Interpretación:

En la figura 5.3 se muestra la transformación lluvia – caudal. El histograma de color rojo como perdida, el de azul como precipitación efectiva y la representación gráfica de la variación del caudal en relación con el tiempo de la subcuenca baja del río Canayre, de la misma forma se realizó para cada subcuenca.



Project: Canayre Simulation Run: Run 1

Start of Run: 01ene2017, 00:00 Basin Model: Canayre
 End of Run: 02ene2017, 05:00 Meteorologic Model: TR=100 AÑOS
 Compute Time:08may2018, 14:23:32 Control Specifications:CALCULO_RIO CANAYRE

Show Elements: Initial Selection Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SALIDA	72.86	192.0	01ene2017, 14:10	53.90

Figura 5.4. Caudal máximo de 192.00 m³/s del río Canayre

Fuente: Elaboración propia.

Interpretación:

En la figura 5.4 se muestra el caudal pico de (192 m³/s) en la salida del río Canayre en máximas avenidas.

5.1.2. Hidráulica

Una vez finalizado el estudio hidrológico y obtenido los caudales respectivos de diseño, se procede a realizar los cálculos hidráulicos. Para ello, se utilizó la herramienta de modelamiento bidimensional IBER.

Modelamiento en IBER

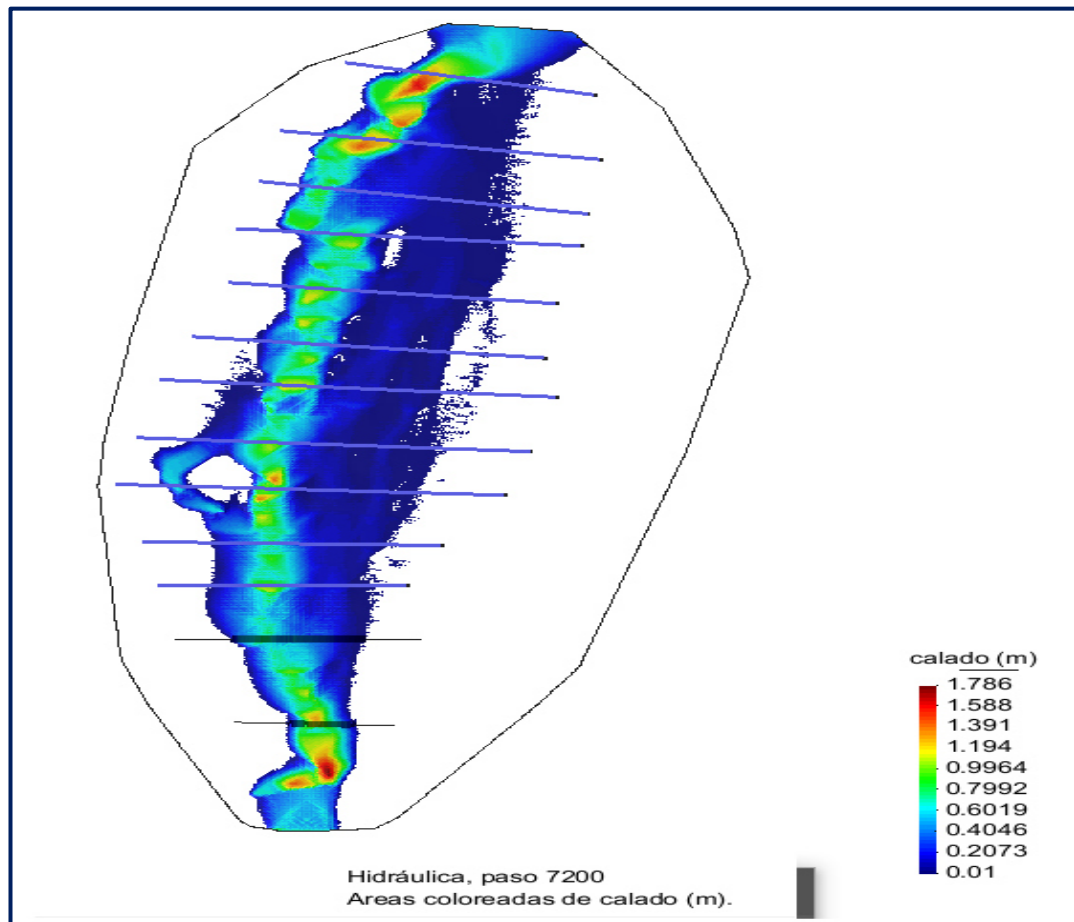


Figura 5.5. Modelamiento en el software Iber 2.4.3 del río Canayre

Fuente: Elaboración propia.

Interpretación:

Se muestra en la figura 5.5 la simulación de la inundación bidimensional del puente del río Canayre con el software Iber 2.4.3, donde se ve los niveles de agua máximo, donde afectaran a los márgenes del puente del río Canayre.

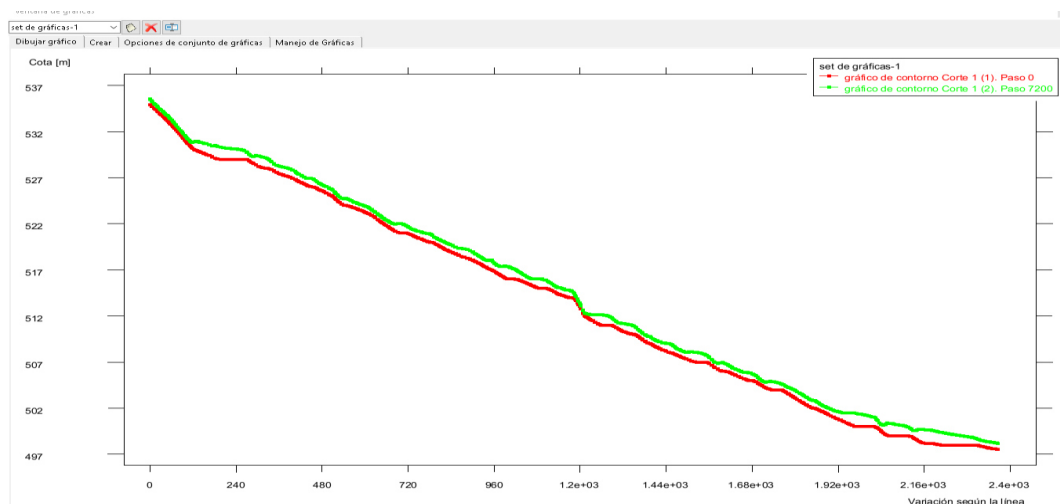


Figura 5.6. Perfil del flujo en el software Iber 2.4.3 del puente Canayre

Fuente: Elaboración propia.

Interpretación:

En la figura 5.6 se muestra el perfil del flujo con software Iber 2.4.3 del puente Canayre y así verlo los niveles de agua máximo, que afectarían al tablero del puente, los cuales se aprecian en la siguiente tabla de resumen.

Cuadro 5.21. Niveles máximos de agua (NAME) $Tr = 200$ años

SECCION	NAME (msnm)	TIRANTE (m)
S01	537	1.55
S02	517	1.41
S03	497	1.04

Fuente: Elaboración propia.

5.2. PRUEBAS DE HIPÓTESIS

5.2.1. Prueba de hipótesis general

HO: Si se realiza un estudio hidrológico e hidráulico entonces se tendrá un diseño adecuado del puente Canayre en la localidad de Canayre, distrito de Canayre, Huanta – Ayacucho.

H1: Si se realiza un estudio hidrológico e hidráulico a través del software HEC-HMS y el Software IBER 4.2.3 entonces se tendrá un diseño

adecuado del puente Canayre en la localidad de Canayre, distrito de Canayre, Huanta – Ayacucho.

Paso 1: Elegir el nivel de significancia o error de estimación

En este caso se utilizará el 5% o 0.005 en cifras decimales.

Paso2: Elegir la prueba estadística

Cuadro 5.22. Prueba de hipótesis específica uno

Pruebas de chi-cuadrado					
	Valor	Df	Significación (bilateral)	Significación exacta (bilateral)	Significación (unilateral)
Chi-cuadrado de Pearson	2,000 ^a	1	,001		
Corrección de continuidad ^b	,000	1	1,000		
Razón de verosimilitud	2,773	1	,096		
Prueba exacta de Fisher				1,000	,500
Asociación lineal por lineal	1,000	1	,317		
N de casos válidos	2				

a. 4 casillas (100.0%) han esperado un recuento menor que 5. El recuento mínimo esperado es 0.50.

Paso 3: Analizar el nivel de significancia o p-valor

Se evidencia que el resultado del p valor o nivel de significancia resultó de 0.001, que es menor que 0.005, permite afirmar que los softwares utilizados son los adecuado para los cálculos correspondientes.

Paso 4: Tomar una decisión

Interpretación: Dado el análisis estadístico de contrastación de hipótesis, ha dado cuenta que existen evidencias suficientes para aceptar la hipótesis específica uno y rechazar la hipótesis nula, toda vez que el p valor es menor que 0.005, en este caso el valor es de 0.001, lo que permite afirmar que Si se realiza un estudio hidrológico e hidráulico entonces se tendrá un diseño adecuado del puente Canayre en la localidad de Canayre, distrito de Canayre, Huanta – Ayacucho.

5.2.2. Prueba de hipótesis específica dos

HO: Si se realiza el estudio hidrológico entonces se determinará caudales de diseño elevado del puente Canayre en la localidad de Canayre, distrito de Canayre, Huanta – Ayacucho.

H1: Si se realiza un estudio hidrológico a través del software HEC-HMS entonces se determinará caudales de diseño elevado del puente Canayre en la localidad de Canayre, distrito de Canayre, Huanta – Ayacucho.

Paso 1: Elegir el nivel de significancia o error de estimación

En este caso se utilizará el 5% o 0.005 en cifras decimales.

Paso 2: Elegir la prueba estadística

Cuadro 5.23. Prueba de hipótesis específica dos

Pruebas de chi-cuadrado					
	Valor	Df	Significación (bilateral)	Significación exacta (bilateral)	Significación (unilateral)
Chi-cuadrado de Pearson	2,000 ^a	1	,001		
Corrección de continuidad ^b	,000	1	1,000		
Razón de verosimilitud	2,773	1	,096		
Prueba exacta de Fisher				1,000	,500
Asociación lineal por lineal	1,000	1	,317		
N de casos válidos	2				

a. 4 casillas (100.0%) han esperado un recuento menor que 5. El recuento mínimo esperado es 0.50.

Paso 3: Analizar el nivel de significancia o p-valor

Se evidencia que el resultado del p valor o nivel de significancia resultó de 0.001, que es menor que 0.005, permite afirmar que los software utilizados son los adecuado para los cálculos correspondientes.

Paso 4: Tomar una decisión

Interpretación: Dado el análisis estadístico de contrastación de hipótesis, ha dado cuenta que existen evidencias suficientes para aceptar la hipótesis específica uno y rechazar la hipótesis nula, toda vez que el p valor es menor que 0.005, en este caso el valor es de 0.001, lo que permite afirmar que Si se realiza el estudio hidrológico entonces se determinará caudales

de diseño elevado del puente Canayre en la localidad de Canayre, distrito de Canayre, Huanta – Ayacucho.

5.2.3. Prueba de hipótesis general tres

HO: Si se realiza el estudio hidráulico entonces se tendrá un diseño adecuado del puente Canayre distrito de Canayre, Huanta – Ayacucho.

H1: Si se realiza un estudio hidráulico a través del software IBER 4.2.3 entonces se tendrá un diseño adecuado del puente Canayre distrito de Canayre, Huanta – Ayacucho.

Paso 1: Elegir el nivel de significancia o error de estimación

En este caso se utilizará el 5% o 0.005 en cifras decimales.

Paso 2: Elegir la prueba estadística

Cuadro 5.21: Prueba de hipótesis específica uno a. 4 casillas (100.0%) han esperado un recuento menor que 5. El recuento mínimo esperado es 0.50.

Paso 3: Analizar el nivel de significancia o p-valor

Se evidencia que el resultado del p valor o nivel de significancia resultó de 0.001, que es menor que 0.005, permite afirmar que los softwares utilizados son los adecuado para los cálculos correspondientes.

Paso 4: Tomar una decisión

Interpretación: Dado el análisis estadístico de contrastación de hipótesis, ha dado cuenta que existen evidencias suficientes para aceptar la hipótesis específica uno y rechazar la hipótesis nula, toda vez que el p valor es menor que 0.005, en este caso el valor es de 0.001, lo que permite afirmar que si se realiza el estudio hidráulico entonces se tendrá un diseño adecuado del puente Canayre distrito de Canayre, Huanta – Ayacucho.

5.3. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

5.3.1. Hidrología

5.3.1.1. Descripción hidrográfica de la zona de estudio

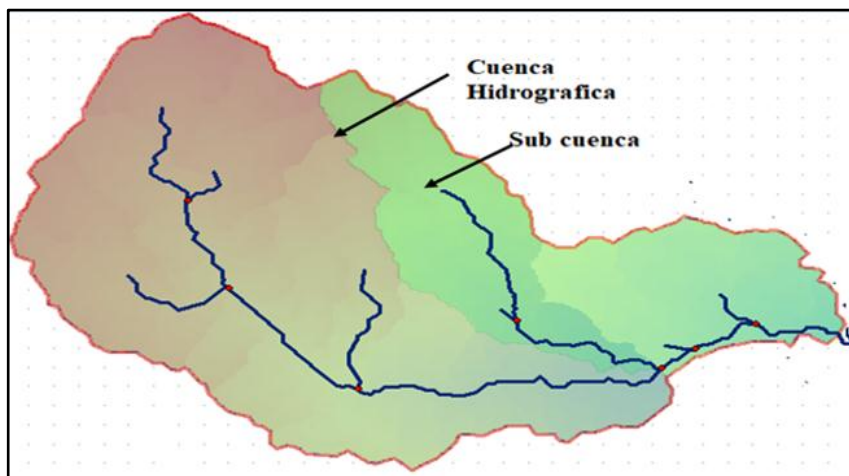


Figura 5.7. Área de drenaje del puente Canayre

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.24. Características morfológicas de la cuenca del río Canayre

PARAMETROS MORFOMETRICOS CUENCA DEL RIO CANAYRE					
PARAMETROS			UNIDAD	CUENCA DEL RIO CANAYRE	
AREA DE LA CUENCA			Km ²	69.88	
PERIMETRO			Km	51.82	
PARAMETROS DE FORMA	FACTOR DE CUENCA	Coeficiente de Compacidad (Gravelius)	1	1.75	
		FACTOR DE FORMA	Longitud (// al curso más largo)	Km	19.40
			Ancho Medio	Km	3.60
			Radio de Circularidad	1	0.33
			Factor de Forma	1	0.19
	RECTANGULO EQUIVALENTE		Lado Mayor	Km	22.85
			Lado Menor	Km	3.06
	Longitud total de los ríos de diferentes grados		Orden 1	Km	56.80
			Orden 2	Km	36.31
			Orden 3	Km	9.41
Orden 4			Km	4.00	
Orden 5			Km	11.71	
PARAMETROS DE RELIEVE	Curva Hipsométrica		-	✓	
	Polígono de Frecuencia		-	✓	
	Altitud Máxima de la Cuenca		m. s. n. m.	3176	
	Altitud Mínima de la Cuenca		m. s. n. m.	517	
	Desnivel total de la Cuenca		Km	2.66	
	Altitud de Frecuencia Media		m. s. n. m.	900	
	Altitud Media de la Cuenca		m. s. n. m.	1107.6	
	Altura Máxima del cauce		m. s. n. m.	3176	
	Altura más frecuente		m. s. n. m.	600 - 900	
Pendiente de la cuenca (sist. del rectángulo equivalente)		%	11.63		
PARAMETROS DE LA RED HIDROGRAFICA DE LA CUENCA	Tipo de corriente		-	Perenne	
	Densidad de drenaje		Km/Km ²	1.69	
	Pendiente media del río principal		m/m	0.14	
	Altura Máxima del cauce		m. s. n. m.	3176	
	Altitud Mínima del cauce		m. s. n. m.	517	
	Tiempo de concentración		Hr.	4.17	
	Grado de ramificación		-	5°	

Fuente: Elaboración propia.

5.3.1.2. Manejo de información pluviométrica

Cuadro 5.25. Precipitaciones máxima diaria anual ordenada en forma descendente del rio Canayre - cuenca baja (mm)

Nº	Pmax
1	100.9
2	87.9
3	86.8
4	83.4
5	82.8
6	82.8
7	81.5
8	73.2
9	69.8
10	68.7
11	62.3

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.26. Precipitaciones máxima diaria anual ordenada en forma descendente del rio Canayre - cuenca media (mm)

Nº	Pmax
1	83.8
2	54
3	53.1
4	52.6
5	49
6	49
7	46
8	40.6
9	38.8
10	38.1
11	38

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.27. Precipitaciones máxima diaria anual ordenada en forma descendente del rio Canayre - cuenca alta (mm).

Nº	Pmax
1	96.2
2	61.7
3	61.3
4	60.3
5	56.6
6	48.9
7	47.7
8	46.5
9	46.4
10	38.7
11	36.5
12	35.9
13	35
14	34.4
15	32.8
16	30.4

Fuente: Elaboración propia.

5.3.1.3. Análisis estadístico

Cuadro 5.28. Posición de trazado -Weibull-rio Canayre - cuenca baja

m	Pmax	P	T
1	100.9	0.083	12.000
2	87.9	0.167	6.000
3	86.8	0.250	4.000
4	83.4	0.333	3.000
5	82.8	0.417	2.400
6	82.8	0.500	2.000
7	81.5	0.583	1.714
8	73.2	0.667	1.500
9	69.8	0.750	1.333
10	68.7	0.833	1.200
11	62.3	0.917	1.091
MEDIANA	80.01		
S	10.80		

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.29. Posición de trazado -Weibull-rio Canayre - cuenca media

m	Pmax	P	T
1	83.80	0.083	12.000
2	54.00	0.167	6.000
3	53.10	0.250	4.000
4	52.60	0.333	3.000
5	49.00	0.417	2.400
6	49.00	0.500	2.000
7	46.00	0.583	1.714
8	40.60	0.667	1.500
9	38.80	0.750	1.333
10	38.10	0.833	1.200
11	38.00	0.917	1.091
MEDIANA	49.36		
S	12.99		

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.30. Posición de trazado -Weibull-rio Canayre- cuenca alta

m	Pmax	P	T
1	96.20	0.059	17.000
2	61.70	0.118	8.500
3	61.30	0.176	5.667
4	60.30	0.235	4.250
5	56.60	0.294	3.400
6	48.90	0.353	2.833
7	47.70	0.412	2.429
8	46.50	0.471	2.125
9	46.40	0.529	1.889
10	38.70	0.588	1.700
11	36.50	0.647	1.545
12	35.90	0.706	1.417
13	35.00	0.765	1.308
14	34.40	0.824	1.214
15	32.80	0.882	1.133
16	30.40	0.941	1.063
MEDIANA	48.08		
S	16.69		

Fuente: Elaboración propia.

5.3.1.4. Métodos de distribuciones de probabilidades utilizadas para el cálculo de las precipitaciones máximas diarias

Entre los métodos estadísticos más usados en hidrología, se consideran los siguientes:

- Distribución Normal
- Distribución Log – Normal
- Distribución Log – Pearson III
- Distribución Gumbel
- Distribución Gumbel Modificada

a) Distribución Normal

Cuadro 5.31. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno
- método distribución Normal-rio Canayre - cuenca baja

T(años)	P	W	Z	Pmax
2	0.5000	1.1774	0.0000	80.01
5	0.2000	1.7941	0.8415	89.10
10	0.1000	2.1460	1.2817	93.85
25	0.0400	2.5373	1.7511	98.92
50	0.0200	2.7971	2.0542	102.19
100	0.0100	3.0349	2.3268	105.14
200	0.0050	3.2552	2.5762	107.83

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.32. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno
- método distribución Normal-rio Canayre - cuenca baja

T(años)	P	W	Z	Pmax
2	0.5000	1.1774	0.0000	49.36
5	0.2000	1.7941	0.8415	60.30
10	0.1000	2.1460	1.2817	66.02
25	0.0400	2.5373	1.7511	72.11
50	0.0200	2.7971	2.0542	76.05
100	0.0100	3.0349	2.3268	79.59
200	0.0050	3.2552	2.5762	82.83

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.33. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno
- método distribución Normal-rio Canayre - cuenca baja

T(años)	P	W	Z	Pmax
2	0.5000	1.1774	0.0000	48.08
5	0.2000	1.7941	0.8415	62.13
10	0.1000	2.1460	1.2817	69.47
25	0.0400	2.5373	1.7511	77.31
50	0.0200	2.7971	2.0542	82.37
100	0.0100	3.0349	2.3268	86.92
200	0.0050	3.2552	2.5762	91.08

Fuente: Elaboración propia.

b) Distribución Log – Normal

Cuadro 5.34. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Log Normal-rio Canayre - cuenca baja

T(años)	P	W	Z	LOG Pmax	P max	
2	0.5000	1.1774	0.0000	1.900	79.34	
5	0.2000	1.7941	0.8415	1.949	88.97	
10	0.1000	2.1460	1.2817	1.975	94.47	
25	0.0400	2.5373	1.7511	2.003	100.70	
50	0.0200	2.7971	2.0542	2.021	104.94	
100	0.0100	3.0349	2.3268	2.037	108.91	
200	0.0050	3.2552	2.5762	2.052	112.67	
LOGPmax =		XLOG+SLOG*Z				
Pmax =		10exp(LOGPmax)				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.35. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Log Normal-rio Canayre - cuenca baja

T(años)	P	W	Z	LOG Pmax	P max	
2	0.5000	1.1774	0.0000	3.873	48.09	
5	0.2000	1.7941	0.8415	4.066	58.34	
10	0.1000	2.1460	1.2817	4.167	64.54	
25	0.0400	2.5373	1.7511	4.275	71.88	
50	0.0200	2.7971	2.0542	4.345	77.06	
100	0.0100	3.0349	2.3268	4.407	82.04	
200	0.0050	3.2552	2.5762	4.464	86.87	
LOGPmax =		XLOG+SLOG*Z				
Pmax =		10exp(LOGPmax)				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.36. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Log Normal-rio Canayre - cuenca baja

T(años)	P	W	Z	LOG Pmax	P max	
2	0.5000	1.1774	0.0000	1.661	45.84	
5	0.2000	1.7941	0.8415	1.774	59.41	
10	0.1000	2.1460	1.2817	1.833	68.04	
25	0.0400	2.5373	1.7511	1.896	78.63	
50	0.0200	2.7971	2.0542	1.936	86.33	
100	0.0100	3.0349	2.3268	1.973	93.90	
200	0.0050	3.2552	2.5762	2.006	101.40	
LOGPmax =		XLOG+SLOG*Z				
Pmax =		10exp(LOGPmax)				

Fuente: Elaboración propia.

c) Distribución Log – Pearson III

Cuadro 5.37. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Log Pearson III rio Canayre - cuenca baja

T(años)	P	W	Z	K	KT	Log pmax	Pmax (mm)
2	0.5000	1.1774	0.000	-0.030478	0.0304	1.901	79.673
5	0.2000	1.7941	0.8415	-0.030478	0.8490	1.950	89.063
10	0.1000	2.1460	1.2817	-0.030478	1.2604	1.974	94.194
25	0.0400	2.5373	1.7511	-0.030478	1.6866	1.999	99.820
50	0.0200	2.7971	2.0542	-0.030478	1.9550	2.015	103.535
100	0.0100	3.0349	2.3268	-0.030478	2.1920	2.029	106.929
200	0.0050	3.2552	2.5762	-0.030478	2.4051	2.042	110.077

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.38. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Log Pearson III Canayre - cuenca media

T(años)	P	W	Z	K	KT	Log pmax	Pmax (mm)
2	0.5000	1.1774	0.0000	0.226	-0.2139	1.661	45.789
5	0.2000	1.7941	0.8415	0.226	0.7058	1.752	56.550
10	0.1000	2.1460	1.2817	0.226	1.3281	1.814	65.234
25	0.0400	2.5373	1.7511	0.226	2.1111	1.893	78.077
50	0.0200	2.7971	2.0542	0.226	2.6871	1.950	89.112
100	0.0100	3.0349	2.3268	0.226	3.2550	2.007	101.520
200	0.0050	3.2552	2.5762	0.226	3.8180	2.063	115.523

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.39. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Log Pearson III rio Canayre - cuenca alta

T(años)	P	W	Z	K	KT	Log pmax	Pmax (mm)
2	0.5000	1.1774	0.0000	0.133	-0.1308	1.644	44.032
5	0.2000	1.7941	0.8415	0.133	0.7772	1.765	58.248
10	0.1000	2.1460	1.2817	0.133	1.3332	1.840	69.133
25	0.0400	2.5373	1.7511	0.133	1.9915	1.928	84.680
50	0.0200	2.7971	2.0542	0.133	2.4543	1.990	97.660
100	0.0100	3.0349	2.3268	0.133	2.8968	2.049	111.925
200	0.0050	3.2552	2.5762	0.133	3.3240	2.106	127.674

Fuente: Elaboración propia.

d) Distribución Gumbel I

Cuadro 5.40. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno - método distribución Gumbel I rio Canayre - cuenca baja

T(años)	P	KT	P max(mm)
2	0.5000	-0.1478	78.413
5	0.2000	0.9186	89.930
10	0.1000	1.6247	97.555
25	0.0400	2.5169	107.189
50	0.0200	3.1787	114.336
100	0.0100	3.8357	121.431
200	0.0050	4.4902	128.500

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.41. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno
- método distribución Gumbel I rio Canayre - cuenca media

T(años)	P	KT	P max(mm)
2	0.5000	-0.1478	47.443
5	0.2000	0.9186	61.298
10	0.1000	1.6247	70.471
25	0.0400	2.5169	82.061
50	0.0200	3.1787	90.660
100	0.0100	3.8357	99.194
200	0.0050	4.4902	107.698

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.42. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno
- método distribución Gumbel I rio Canayre - cuenca alta

T(años)	P	KT	P max(mm)
2	0.5000	-0.1478	45.614
5	0.2000	0.9186	63.414
10	0.1000	1.6247	75.199
25	0.0400	2.5169	90.089
50	0.0200	3.1787	101.136
100	0.0100	3.8357	112.100
200	0.0050	4.4902	123.025

Fuente: Elaboración propia.

e) Distribución Gumbel Modificado

Cuadro 5.43. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno
- método distribución Gumbel Modificado rio Canayre - cuenca baja

T(años)	P	KT	Pmax(mm)
2	0.5000	-0.1643	78.235
5	0.2000	0.7195	87.779
10	0.1000	1.3046	94.098
25	0.0400	2.0439	102.082
50	0.0200	2.5924	108.005
100	0.0100	3.1368	113.884
200	0.0050	3.6792	119.742

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.44. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno
- método distribución Gumbel Modificado rio Canayre - cuenca media

T(años)	P	KT	Pmax(mm)
2	0.5000	-0.1643	47.229
5	0.2000	0.7195	58.711
10	0.1000	1.3046	66.312
25	0.0400	2.0439	75.917
50	0.0200	2.5924	83.042
100	0.0100	3.1368	90.115
200	0.0050	3.6792	97.162

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.45. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno
- método distribución Gumbel Modificado rio Canayre - cuenca alta

T(años)	P	KT	Pmax(mm)
2	0.5000	-0.1643	45.339
5	0.2000	0.7195	60.090
10	0.1000	1.3046	69.856
25	0.0400	2.0439	82.195
50	0.0200	2.5924	91.349
100	0.0100	3.1368	100.436
200	0.0050	3.6792	109.489

Fuente: Elaboración propia.

5.3.1.5. Prueba de bondad de ajuste de Kolmogórov Smirnov

Cuadro 5.46. Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
distribución normal – cuenca baja

N°	Pmax(mm)	P(x)	Z	F(Z)	Δx (F(Z) - P(x))
1	62.30	0.083	-1.64	0.0505	0.0328
2	68.70	0.167	-1.05	0.1475	0.0192
3	69.80	0.250	-0.95	0.1722	0.0778
4	73.20	0.333	-0.63	0.2642	0.0692
5	81.50	0.417	0.14	0.5549	0.1382
6	82.80	0.500	0.26	0.6020	0.1020
7	82.80	0.583	0.26	0.6020	0.0186
8	83.40	0.667	0.31	0.6232	0.0434
9	86.80	0.750	0.63	0.7353	0.0147
10	87.90	0.833	0.73	0.7675	0.0658
11	100.90	0.917	1.93	0.9735	0.0568
Suma (mm)	880.10			$\Delta_{max} =$	0.1382
Media (mm)	80.01	d = 0.391	SE ACEPTA		
D.Est (mm)	10.80	n = 11			
N° Datos	11.00	$\alpha = 0.05$			

F(Z): Usando la tabla A.1 pag. 285 de fundamentos de hidrologia de superficie FRANCISCO J. APARICIO MIJARES para sus calculos respectivos

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.47. Prueba de bondad de ajuste Kmirnov- Kolmogorov - distribución log- normal – cuenca baja

N°	P (mm) X	Ln Pmax (X)	P(x)	Z	F(Z)	Δx (F(Z) - P(x))
1	62.30	4.1320	0.08	-1.7764	0.0378	0.0455
2	68.70	4.2297	0.17	-1.0581	0.1450	0.0217
3	69.80	4.2456	0.25	-0.9414	0.1733	0.0767
4	73.20	4.2932	0.33	-0.5920	0.2769	0.0564
5	81.50	4.4006	0.42	0.1970	0.5781	0.1614
6	82.80	4.4164	0.50	0.3133	0.6230	0.1230
7	82.80	4.4164	0.58	0.3133	0.6230	0.0396
8	83.40	4.4236	0.67	0.3663	0.6429	0.0237
9	86.80	4.4636	0.75	0.6599	0.7453	0.0047
10	87.90	4.4762	0.83	0.7524	0.7741	0.0592
11	100.90	4.6141	0.92	1.7656	0.9613	0.0446
Suma (mm)	880.10	48.11			$\Delta_{max} =$	0.1614
Media (mm)	80.01	4.37	d = 0.391			
D.Est. (mm)	10.80	0.14	n = 11	SE ACEPTA		
N° Dats	11.00	11.00	$\alpha = 0.05$			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.48. Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov_ distribución Log- Pearson TIPO III – cuenca baja

N°	P (mm) X	Log Pmax (Log X)	$\gamma = (x-51)/\alpha 1$	2Y	2 $\beta 1$	χ^2	F($\kappa 1$)	P(x)	Δx (F($\kappa 1$)-P(x))
1	62.30	1.794	139.043	278.087	239.230	0.042	0.958	0.083	0.875
2	68.70	1.837	131.187	262.373	239.230	0.143	0.857	0.167	0.690
3	69.80	1.844	129.911	259.821	239.230	0.169	0.831	0.250	0.581
4	73.20	1.865	126.089	252.179	239.230	0.267	0.733	0.333	0.400
5	81.50	1.911	117.460	234.920	239.230	0.562	0.438	0.417	0.021
6	82.80	1.918	116.188	232.377	239.230	0.608	0.392	0.500	0.108
7	82.80	1.918	116.188	232.377	239.230	0.608	0.392	0.583	0.192
8	83.40	1.921	115.608	231.217	239.230	0.629	0.371	0.667	0.296
9	86.80	1.939	112.398	224.796	239.230	0.736	0.264	0.750	0.486
10	87.90	1.944	111.386	222.772	239.230	0.767	0.233	0.833	0.600
11	100.90	2.004	100.305	200.609	239.230	0.966	0.034	0.917	0.883
Suma								$\Delta_{max} =$	0.8830
Media	1.900								
Des.Eest(S)	0.05912	d = 0.391							
sesgo(γ)	-0.183	n = 11	NO ACEPTA						
$\beta_1 = (2/\gamma)^2$	119.615	$\alpha = 0.05$							
$\alpha 1 = S/\sqrt{\beta 1}$	-0.0054								
$\delta_1 = X - \alpha 1 \beta_1$	2.546								

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.49. Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov- distribución gumbel – cuenca baja

N°	P (mm) (X)	P(X)	z	F(z)	Δx (F(z) - P(x))
1	62.30	0.0833	-1.22	0.0339	0.0494
2	68.70	0.1667	-0.59	0.1648	0.0018
3	69.80	0.2500	-0.48	0.1983	0.0517
4	73.20	0.3333	-0.15	0.3142	0.0192
5	81.50	0.4167	0.67	0.5996	0.1829
6	82.80	0.5000	0.80	0.6376	0.1376
7	82.80	0.5833	0.80	0.6376	0.0542
8	83.40	0.6667	0.86	0.6542	0.0124
9	86.80	0.7500	1.19	0.7381	0.0119
10	87.90	0.8333	1.30	0.7615	0.0718
11	100.90	0.9167	2.58	0.9270	0.0103
				$\Delta_{max} =$	0.1829
Media	80.01				
Desvest	10.80	d=0.391	Tabla A.5 valores criticos de d para la prueba de bondad de ajuste francisco aparicio mijares pag. 286		
uy	0.5236	n= 11			
σ_y	1.0628	$\alpha=0.05$	$\bar{y}_n = 0.5236$	$y = \frac{\bar{X} - \alpha}{\mu} \mu = X - y_n \alpha$	
Alfa	10.16		$\sigma_n = 1.0628$	$\alpha = \frac{S}{\sigma_n}$	
U	74.69				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.50. Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov - distribución Gumbel modificado – cuenca baja

N°	P (mm) (X)	P(X)	y	G(y)	Δx (G(y) - P(x))
1	62.30	0.083	-1.526	0.010	0.0733
2	68.70	0.167	-0.766	0.116	0.0503
3	69.80	0.250	-0.635	0.151	0.0986
4	73.20	0.333	-0.231	0.284	0.0498
5	81.50	0.417	0.754	0.625	0.2081
6	82.80	0.500	0.909	0.668	0.1683
7	82.80	0.583	0.909	0.668	0.0849
8	83.40	0.667	0.980	0.687	0.0204
9	86.80	0.750	1.384	0.778	0.0283
10	87.90	0.833	1.514	0.803	0.0308
11	100.90	0.917	3.058	0.954	0.0375
Suma (mm)	880.10			$\Delta_{max} =$	0.2081
Media (mm)	80.01	d=0.391			
D.Est (S)	10.80	n= 11			
α	8.42	$\alpha=0.05$			
μ	75.15	SE ACEPTA			
N° Dats	11.00				

Maximo Villon pag. 250-256
HIDROLOGIA ESTADISTICA del libro
Maximo Villon pag. 210-216

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.51. Resultados de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov - Smirnov – cuenca baja

DIST. NORMAL	DIST. LOG NORMAL	DIST. LOG PEARSON III	DIST. GUMBEL ORIGINAL	DIST. GUMBEL MODIFICADO
0.13824	0.16144	0.88297	0.18290	0.20812

Fuente: Elaboración propia.

La prueba de test de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, el ajuste mediante la función de distribución Normal es aceptada para las series anuales de caudales máximos, Aparicio (1997), Indica. Diferencia entre la función de probabilidad observada es menor que la estimada con un valor crítico de que depende del número de datos, se acepta la hipótesis.

Cuadro 5.52. Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov – Distribución Normal – cuenca media

N°	Pmax(mm)	P(x)	Z	F(Z)	Δx (F(Z) - P(x))	
1	38.00	0.083	-0.87	0.1909	0.1075	
2	38.10	0.167	-0.87	0.1930	0.0263	
3	38.80	0.250	-0.81	0.2081	0.0419	
4	40.60	0.333	-0.67	0.2500	0.0834	
5	46.00	0.417	-0.26	0.3979	0.0188	
6	49.00	0.500	-0.03	0.5508	0.0508	
7	49.00	0.583	-0.03	0.4888	0.0945	
8	52.60	0.667	0.25	0.5984	0.0683	
9	53.10	0.750	0.29	0.6132	0.1368	
10	54.00	0.833	0.36	0.6394	0.1939	
11	83.80	0.917	2.65	0.9960	0.0793	
Suma (mm)	543.00				$\Delta_{max} =$	0.194
Media (mm)	49.36	d =0.391 n= 11 $\alpha=0.05$ SE ACEPTA				
D.Est. (mm)	12.99					
N° Datos	11.00					

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.53. Prueba de bondad de ajuste Kmirnov- Kolmogorov - distribución log- normal – cuenca media

N°	P (mm) X	Ln Pmax (X)	P(x)	Z	F(Z)	Δx (F(Z) - P(x))	
1	38.00	3.6376	0.08	-1.0263	0.1524	0.0690	
2	38.10	3.6402	0.17	-1.0148	0.1551	0.0116	
3	38.80	3.6584	0.25	-0.9355	0.1748	0.0752	
4	40.60	3.7038	0.33	-0.7379	0.2303	0.1031	
5	46.00	3.8286	0.42	-0.1939	0.4231	0.0065	
6	49.00	3.8918	0.50	0.0814	0.5324	0.0324	
7	49.00	3.8918	0.58	0.0814	0.5324	0.0509	
8	52.60	3.9627	0.67	0.3903	0.6518	0.0148	
9	53.10	3.9722	0.75	0.4315	0.6669	0.0831	
10	54.00	3.9890	0.83	0.5047	0.6931	0.1402	
11	83.80	4.4284	0.92	2.4193	0.9922	0.0756	
Suma (mm)	543.00	42.60				$\Delta_{max} =$	0.1402
Media (mm)	49.36	3.87	$d = 0.391$ $n = 11$ $\alpha = 0.05$ SE ACEPTA				
D.Est. (mm)	12.99	0.23					
N° Datos	11.00	11.00					

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.54. Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov_ distribución Log- Pearson TIPO III – cuenca media

N°	P (mm) X	Log Pmax (Log X)	$Y=(x-\delta_1)/\alpha_1$	$2Y$	$2\beta_1$	γ^2	$F_{(KT)}$	$P(x)$	Δx ($F_{(KT)} - P(x)$)	
1	38.00	1.580	0.667	1.333	4.366	0.856	0.144	0.083	0.061	
2	38.10	1.581	0.683	1.367	4.366	0.850	0.150	0.167	0.017	
3	38.80	1.589	0.801	1.601	4.366	0.809	0.191	0.250	0.059	
4	40.60	1.609	1.093	2.185	4.366	0.702	0.298	0.333	0.035	
5	46.00	1.663	1.896	3.793	4.366	0.435	0.565	0.417	0.149	
6	49.00	1.690	2.303	4.606	4.366	0.330	0.670	0.500	0.170	
7	49.00	1.690	2.303	4.606	4.366	0.330	0.670	0.583	0.087	
8	52.60	1.721	2.759	5.519	4.366	0.238	0.762	0.667	0.095	
9	53.10	1.725	2.820	5.641	4.366	0.228	0.772	0.750	0.022	
10	54.00	1.732	2.928	5.857	4.366	0.210	0.790	0.833	0.043	
11	83.80	1.923	5.757	11.514	4.366	0.021	0.979	0.917	0.062	
Suma									$\Delta_{max} =$	0.1698
Media	1.682	$d = 0.391$ $n = 11$ $\alpha = 0.05$ SE ACEPTA								
Des. Eest(S)	0.09968									
sesgo(γ)	1.354									
$\beta_1 = (2/\gamma)^2$	2.183									
$\alpha_1 = S/\sqrt{\beta_1}$	0.0675									
$\delta_1 = X - \alpha_1 \beta_1$	1.535									

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.57. Resultados de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov- Smirnov – cuenca media

DIST. NORMAL	DIST. LOG NORMAL	DIST. LOG PEARSON III	DIST. GUMBEL	DIST. GUMBEL
0.1939	0.1402	0.1698	0.1666	0.1323

Fuente: Elaboración propia.

La prueba de test de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, el ajuste mediante la función de distribución Gumbel Modificado es aceptada para las series anuales de caudales máximos, Aparicio (1997), Indica. Diferencia entre la función de probabilidad observada es menor que la estimada con un valor critico de que depende del número de datos, se acepta la hipótesis.

Cuadro 5.58. Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov – distribución normal – cuenca alta

N°	Pmax(mm)	P(x)	Z	F(Z)	Δx (F(Z) - P(x))
1	30.400	0.059	-1.06	0.1447	0.0859
2	32.800	0.118	-0.92	0.1799	0.0623
3	34.400	0.176	-0.82	0.2062	0.0297
4	35.000	0.235	-0.78	0.2166	0.0187
5	35.900	0.294	-0.73	0.2327	0.0614
6	36.500	0.353	-0.69	0.2439	0.1091
7	38.700	0.412	-0.56	0.2870	0.1247
8	46.400	0.471	-0.10	0.4599	0.0107
9	46.500	0.529	-0.09	0.4623	0.0672
10	47.700	0.588	-0.02	0.4909	0.0973
11	48.900	0.647	0.05	0.5196	0.1275
12	56.600	0.706	0.51	0.6951	0.0108
13	60.300	0.765	0.73	0.7679	0.0032
14	61.300	0.824	0.79	0.7858	0.0377
15	61.700	0.882	0.82	0.7927	0.0896
16	96.200	0.941	2.88	0.9980	0.0569
Suma (mm)	769.30			$\Delta_{max} =$	0.1275
Media (mm)	48.08	d =0.323			
D.Est (mm)	16.69	n= 16		SE ACEPTA	
N° Datos	16.00	$\alpha=0.05$			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.59. Prueba de bondad de ajuste Kmirnov- Kolmogorov - distribución log- normal – cuenca alta

N°	P (mm) X	Ln Pmax (X)	P(x)	Z	F(Z)	Δ_x (F(Z) - P(x))	
1	30.40	3.4144	0.06	-1.3331	0.0913	0.0324	
2	32.80	3.4904	0.12	-1.0865	0.1386	0.0210	
3	34.40	3.5381	0.18	-0.9319	0.1757	0.0008	
4	35.00	3.5553	0.24	-0.8758	0.1906	0.0447	
5	35.90	3.5807	0.29	-0.7934	0.2138	0.0803	
6	36.50	3.5973	0.35	-0.7396	0.2298	0.1232	
7	38.70	3.6558	0.41	-0.5497	0.2913	0.1205	
8	46.40	3.8373	0.47	0.0392	0.5156	0.0451	
9	46.50	3.8395	0.53	0.0462	0.5184	0.0110	
10	47.70	3.8649	0.59	0.1289	0.5513	0.0370	
11	48.90	3.8898	0.65	0.2095	0.5830	0.0641	
12	56.60	4.0360	0.71	0.6841	0.7530	0.0472	
13	60.30	4.0993	0.76	0.8896	0.8132	0.0484	
14	61.30	4.1158	0.82	0.9430	0.8271	0.0036	
15	61.70	4.1223	0.88	0.9641	0.8325	0.0499	
16	96.20	4.5664	0.94	2.4054	0.9919	0.0507	
Suma (mm)	769.30	61.20				$\Delta_{max} =$	0.1232
Media (mm)	48.08	3.83	d = 0.323	SE ACEPTA			
D.Est. (mm)	16.69	0.30814	n = 16				
N° Datos	16.00	16.00	$\alpha = 0.05$				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.60. Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov_ distribución Log- Pearson TIPO III – cuenca alta

N°	P (mm) X	Log Pmax (Log X)	$Y=(x-51)/\alpha_1$	$2Y$	$2\beta_1$	γ^2	$F_{(KT)}$	$P_{(x)}$	Δ_x (F _(KT) -P _(x))	
1	30.40	1.483	2.930	5.860	12.534	0.923	0.077	0.059	0.018	
2	32.80	1.516	3.547	7.094	12.534	0.851	0.149	0.118	0.031	
3	34.40	1.537	3.934	7.868	12.534	0.795	0.205	0.176	0.028	
4	35.00	1.544	4.075	8.149	12.534	0.773	0.227	0.235	0.009	
5	35.90	1.555	4.281	8.562	12.534	0.740	0.260	0.294	0.034	
6	36.50	1.562	4.415	8.831	12.534	0.717	0.283	0.353	0.070	
7	38.70	1.588	4.891	9.782	12.534	0.635	0.365	0.412	0.047	
8	46.40	1.667	6.365	12.730	12.534	0.389	0.611	0.471	0.140	
9	46.50	1.667	6.383	12.765	12.534	0.386	0.614	0.529	0.084	
10	47.70	1.679	6.590	13.179	12.534	0.356	0.644	0.588	0.056	
11	48.90	1.689	6.792	13.583	12.534	0.328	0.672	0.647	0.025	
12	56.60	1.753	7.980	15.959	12.534	0.193	0.807	0.706	0.101	
13	60.30	1.780	8.494	16.988	12.534	0.150	0.850	0.765	0.085	
14	61.30	1.787	8.628	17.255	12.534	0.140	0.860	0.824	0.036	
15	61.70	1.790	8.680	17.361	12.534	0.137	0.863	0.882	0.019	
16	96.20	1.983	12.289	24.578	12.534	0.017	0.983	0.941	0.042	
Suma									$\Delta_{max} =$	0.1405
Media	1.661	SE ACEPTA								
Des.Eest(S)	0.13382									
sesgo(y)	0.799									
$\beta_1 = (2/Y)^2$	6.267									
$\alpha_1 = S/\sqrt{\beta_1}$	0.0535									
$\delta_1 = X - \alpha_1 \beta_1$	1.326									

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.61. Prueba de bondad de ajuste Smirnov- Kolmogorov- distribución Gumbel – cuenca alta

N°	P (mm) (X)	P(X)	z	F(z)	Δx (F(z) - P(x))
1	30.40	0.0588	-0.60	0.1605	0.1017
2	32.80	0.1176	-0.45	0.2080	0.0904
3	34.40	0.1765	-0.35	0.2422	0.0658
4	35.00	0.2353	-0.31	0.2554	0.0201
5	35.90	0.2941	-0.25	0.2756	0.0185
6	36.50	0.3529	-0.22	0.2893	0.0637
7	38.70	0.4118	-0.08	0.3402	0.0716
8	46.40	0.4706	0.41	0.5167	0.0461
9	46.50	0.5294	0.42	0.5188	0.0106
10	47.70	0.5882	0.50	0.5445	0.0437
11	48.90	0.6471	0.57	0.5694	0.0777
12	56.60	0.7059	1.06	0.7083	0.0024
13	60.30	0.7647	1.30	0.7615	0.0032
14	61.30	0.8235	1.36	0.7744	0.0492
15	61.70	0.8824	1.39	0.7794	0.1030
16	96.20	0.9412	3.59	0.9727	0.0315
Suma	769.30			$\Delta_{max} =$	0.1030
Media	48.08				
Desvest	16.69				
uy	0.522				
oy	1.063				
Alfa	15.70				
u	39.88				

$d = 0.323$
 $n = 16$
 $\alpha = 0.05$

Tabla A.5 valores críticos de d para la prueba de bondad de ajuste francisco aparicio mijares pag. 286

$\bar{y}_n = 0.5236$
 $\sigma_n = 1.0628$

$y = \frac{\bar{X} - \alpha}{\mu} \mu = \frac{X - y_n \alpha}{\sigma_n}$

SE ACEPTA

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.62. Prueba de bondad de ajuste smirnov- kolmogorov - distribución Gumbel modificado – cuenca alta

N°	P (mm) (X)	P(X)	y	G(y)	Δx (G(y) - P(x))
1	30.40	0.059	-0.781	0.113	0.0537
2	32.80	0.118	-0.597	0.163	0.0449
3	34.40	0.176	-0.474	0.201	0.0241
4	35.00	0.235	-0.428	0.216	0.0197
5	35.90	0.294	-0.359	0.239	0.0552
6	36.50	0.353	-0.313	0.255	0.0981
7	38.70	0.412	-0.144	0.315	0.0966
8	46.40	0.471	0.448	0.528	0.0573
9	46.50	0.529	0.456	0.530	0.0011
10	47.70	0.588	0.548	0.561	0.0273
11	48.90	0.647	0.640	0.590	0.0568
12	56.60	0.706	1.232	0.747	0.0411
13	60.30	0.765	1.516	0.803	0.0382
14	61.30	0.824	1.593	0.816	0.0075
15	61.70	0.882	1.624	0.821	0.0613
16	96.20	0.941	4.275	0.986	0.0450
Suma (mm)	769.30			$\Delta_{max} =$	0.0981
Media (mm)	48.08				
D.Est (S)	16.69				
α	13.01				
μ	40.57				
N° Datos	16.00				

$d = 0.323$
 $n = 16$
 $\alpha = 0.05$

Maximo Villon pag. 250-256 HIDROLOGIA ESTADISTICA del libro Maximo Villon pag. 210-216

SE ACEPTA

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.63. Resultados de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov- Smirnov – cuenca alta

DIST. NORMAL	DIST. LOG NORMAL	DIST. LOG PEARSON III	DIST. GUMBEL	DIST. GUMBEL MODIFICADO
0.12750	0.1232	0.14047	0.10299	0.09811

Fuente: Elaboración propia.

La prueba de test de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, el ajuste mediante la función de distribución Gumbel Modificado es aceptada para las series anuales de caudales máximos, Aparicio (1997), Indica. diferencia entre la función de probabilidad observada es menor que la estimada con un valor critico de que depende del número de datos, se acepta la hipótesis.

5.3.1.6. Tormenta de diseño

Guevara (1991). La tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para ser utilizado en el estudio de la respuesta hidrológica de una cuenca. Por lo general una tormenta de diseño es la entrada a un sistema de cálculo, los caudales resultantes que caracterizan a una cuenca se calculan mediante procedimiento de lluvia escorrentía y la circulación de estos caudales por los cauces de la cuenca de drenaje.

Para la estimación de la tormenta de diseño, se recurrió al principio conceptual, referente a que los valores extremos de lluvias de alta intensidad y corta duración aparecen, en el mayor de los casos, marginalmente dependientes de la localización geográfica, con base en el hecho de que estos eventos de lluvia están asociados con celdas atmosféricas las cuales tienen propiedades físicas similares en la mayor parte del mundo.

Para efectos del conocimiento de las tormentas de diseño del proyecto, se ha calculado la precipitación máxima para 1, 2, 3, 6, 12,24 horas en función a la precipitación máxima de 24 horas para los períodos de retorno de 5,

10, 25, 50, 100, 200, 500, 1000 años, aplicando el modelo de Dick y Peschke (Guevara, 1991), mediante la expresión siguiente:

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

Dónde:

P_d : Precipitación total (mm)

P_{24h} : Precipitación máxima en 24 horas (mm)

d : Duración en minutos

Los resultados de la aplicación del modelo se muestran en los cuadros siguientes.

Cuadro 5.64. Tormentas de diseño para diferentes periodo de duración y periodo de retorno en función de la precipitación máxima diaria -en la cuenca rio Canayre-cuenca baja

T (AÑOS)	PmaxDiaria (mm)	Duracion en minutos (d)					
		60	120	180	360	720	1440
2	80.01	36.148	42.988	47.574	56.575	67.279	80.009
5	89.10	40.254	47.870	52.977	63.000	74.921	89.096
10	93.85	42.402	50.425	55.804	66.362	78.919	93.851
25	98.92	44.692	53.148	58.818	69.946	83.181	98.919
50	102.19	46.171	54.907	60.764	72.261	85.933	102.193
100	105.14	47.501	56.488	62.514	74.343	88.409	105.136
200	107.83	48.718	57.936	64.116	76.247	90.674	107.830
500	111.09	50.193	59.689	66.057	78.556	93.419	111.094
1000	113.38	51.227	60.920	67.419	80.175	95.344	113.384

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.65. Tormentas de diseño para diferentes periodo de duración y periodo de retorno en función de la precipitación máxima diaria -en la cuenca rio Canayre-cuenca media

T (AÑOS)	PmaxDiaria (mm)	Duracion en minutos (d)					
		60	120	180	360	720	1440
2	47.23	21.338	25.376	28.083	33.396	39.715	47.229
5	58.71	26.526	31.544	34.910	41.515	49.370	58.711
10	66.31	29.960	35.629	39.430	46.890	55.762	66.312
25	75.92	34.299	40.789	45.141	53.681	63.838	75.917
50	83.04	37.519	44.617	49.377	58.720	69.830	83.042
100	90.12	40.714	48.417	53.583	63.721	75.777	90.115
200	97.16	43.898	52.204	57.773	68.704	81.703	97.162
500	106.46	48.098	57.199	63.301	75.278	89.521	106.459
1000	113.49	51.273	60.974	67.479	80.246	95.430	113.486

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.66. Tormentas de diseño para diferentes periodos de duración y periodo de retorno en función de la precipitación máxima diaria -en la cuenca rio Canayre-cuenca alta

T (AÑOS)	PmaxDiaria (mm)	Duracion en minutos (d)					
		60	120	180	360	720	1440
2	45.34	20.484	24.360	26.959	32.060	38.126	45.339
5	60.09	27.149	32.285	35.730	42.490	50.529	60.090
10	69.86	31.561	37.533	41.537	49.396	58.742	69.856
25	82.20	37.136	44.162	48.874	58.121	69.118	82.195
50	91.35	41.272	49.081	54.317	64.594	76.815	91.349
100	100.44	45.377	53.963	59.720	71.019	84.456	100.436
200	109.49	49.467	58.827	65.103	77.421	92.069	109.489
500	121.43	54.864	65.244	72.205	85.867	102.113	121.434
1000	130.46	58.942	70.095	77.572	92.250	109.704	130.461

5.3.1.7. Modelación HEC – HMS

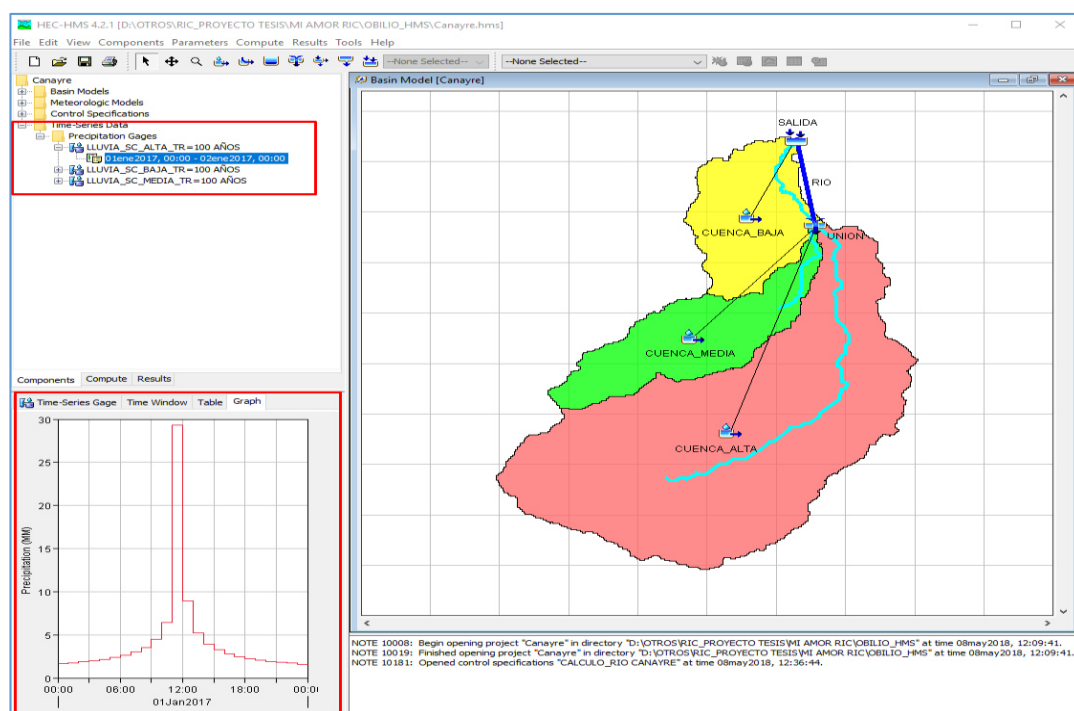


Figura 5.8. Modelamiento de la red hídrica en la cuenca del rio Canayre en HEC – HMS 4.2.1

Fuente: Elaboración propia.

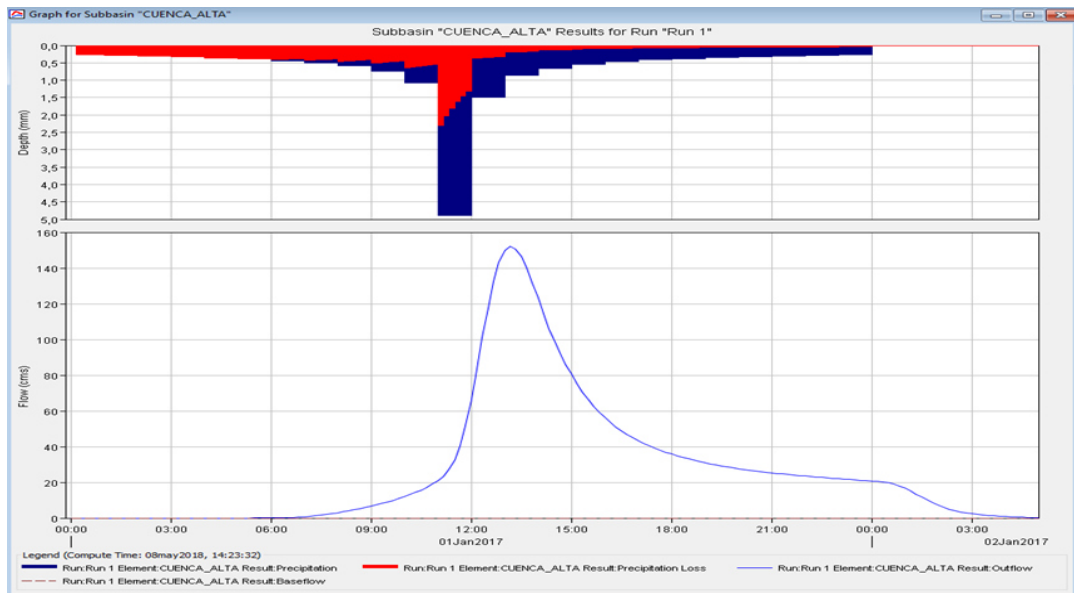


Figura 5.9. Simulación Hidrológica en la subcuenca alta del río Canayre

Fuente: Elaboración propia.

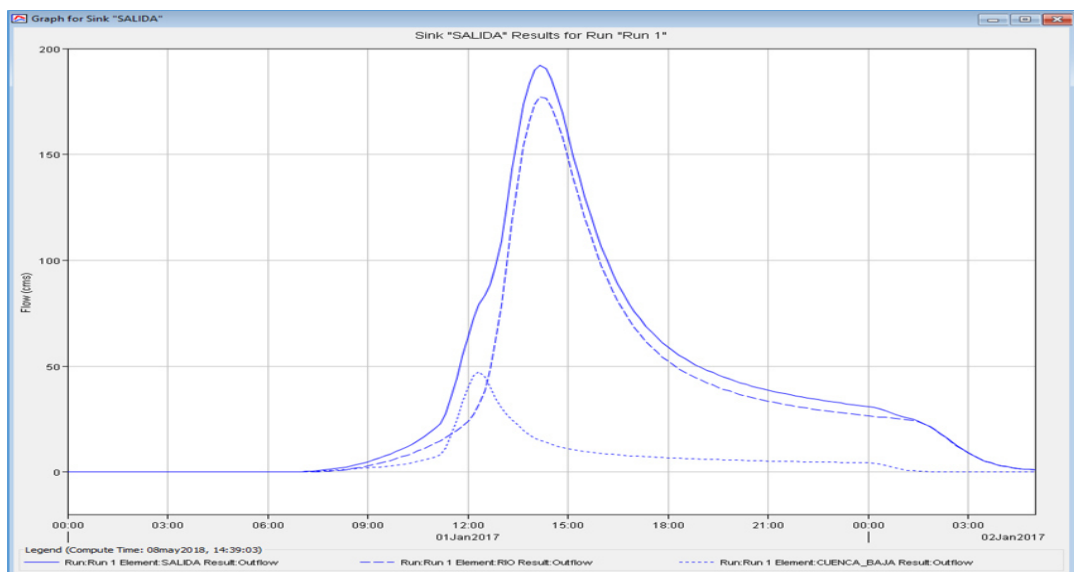


Figura 5.10. Hidrograma en el punto de interés (puente) del río Canayre

Fuente: Elaboración propia.

Global Summary Results for Run "Run 1"

Project: Canayre Simulation Run: Run 1

Start of Run: 01ene2017, 00:00 Basin Model: Canayre
 End of Run: 02ene2017, 05:00 Meteorologic Model: TR=100 AÑOS
 Compute Time: 08may2018, 14:23:32 Control Specifications: CALCULO_RIO CANAYRE

Show Elements: Initial Selection Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SALIDA	72.86	192.0	01ene2017, 14:10	53.90

Figura 5.11. Caudal máximo de 192.00 m³/s del río Canayre

Fuente: Elaboración propia.

Se observa el caudal de diseño de salida de la cuenca del río Canayre de $192.0 \text{ m}^3/\text{s}$.

5.3.2. Hidráulica

Se hizo el modelamiento con el uso del software iber

5.3.2.1. Modelamiento en IBER

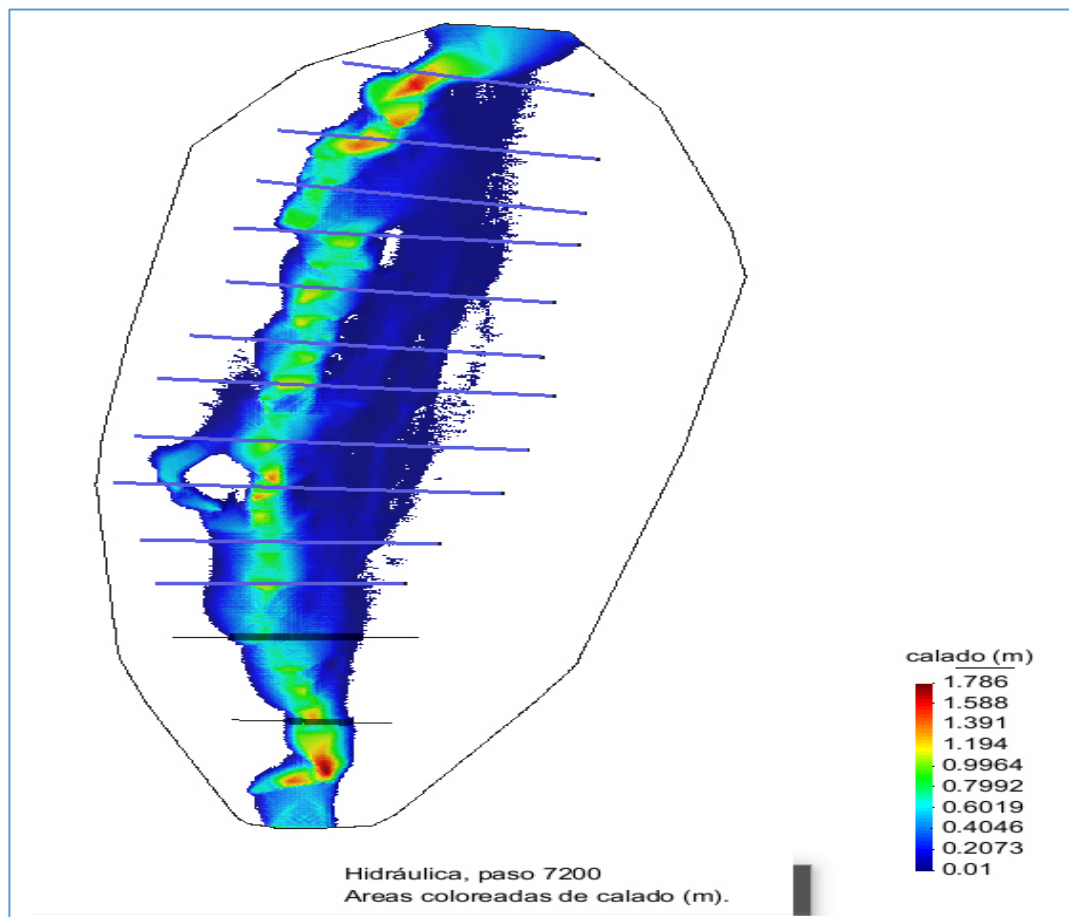


Figura 5.12. Modelamiento en el software Iber 2.4.3 del río Canayre

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 5.12 se muestra los calados y/o tirantes hidráulicos se presentan diferenciados de colores.

5.3.2.2. Perfil de flujo

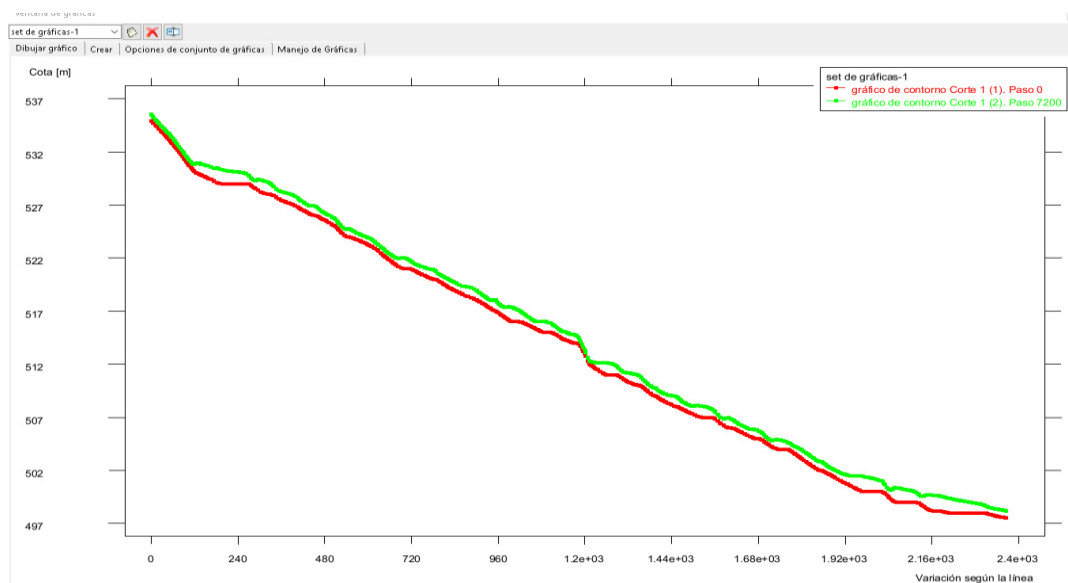


Figura 5.13. Perfil del flujo en el software Iber 2.4.3 del puente Canayre

Fuente: Elaboración propia.

5.3.2.3. Determinación del tipo de flujo

Por otro lado, para el análisis de socavación, se ejecutará el IBER con el hidrograma de 500 años para las 03 secciones definidas. Previamente a la obtención de cálculos de socavación, se debe conocer el tipo de flujo que se producirá en el entorno del Puente, agua clara o lecho móvil. Para ello, se aplicó el método de la velocidad crítica en cada ocasión.

Cuadro 5.67. Tirantes y velocidades en puente para $T_r = 500$ años

SECCION	TIRANTE (m)	VELOCIDAD (m/s)
1	1.55	2.72
2	1.41	2.7
3	1.04	3.17

Fuente: Propia

En la siguiente tabla, se muestra los datos de velocidad, tirante y diámetro 50 de 0.004479 m, que se necesitan en el cálculo y criterio de la velocidad crítica.

Posteriormente, se usó la fórmula de velocidad crítica, y, en la tabla 32, se muestra el resumen, donde se aprecia que las velocidades críticas no son

superadas por las velocidades producidas en las secciones. Por lo tanto, el tipo de flujo, en la sección, es lecho móvil.

Cuadro 5.68. Velocidad crítica y tipo de flujo en puente para $T_r = 500$ años.

SECCION	TIRANTE (m)	VELOCIDAD (m/s)	LECHO MOVIL O AGUA CLARA
1	1.55	1.86	Lecho móvil
2	1.41	1.77	Lecho móvil
3	1.04	1.91	Lecho móvil

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO 6.

VI. ANÁLISIS DE COSTOS

6.1. DESAGREGADO DEL PRESUPUESTO DEL PROYECTO DE TESIS

Proyecto: “Realizar un estudio hidrológico e hidráulico para el diseño del puente Canayre usando programas de simulación”.

Cuadro 6.1. Presupuesto del proyecto de tesis

Item	Descripción	Und.	Metrado	P.U (S/.)	Parcial (S/.)
1.0	TRABAJOS PROVISIONALES				1,100.00
	TRABAJO DE CAMPO	GLB	1.00	500.00	500.00
	RECOPIACION DE INFORMACIÓN	GLB	1.00	300.00	300.00
	CONVENIOS INSTITUCIONALES	GLB	1.00	300.00	300.00
2.0	MATERIALES DE ESCRITORIO				180.00
	LIBRETAS DE CAMPO	UND	1.00	5.00	5.00
	PAPEL BOND A4	MILL	4.00	13.00	52.00
	LAPICEROS	UND	15.00	0.50	7.50
	LAPIZ TIPO PORTAMINA	UND	5.00	4.00	20.00
	FOLDER MANILA A4	UND	15.00	0.70	10.50
	FASTENER	CJA	1.00	10.00	10.00
	CUADERNO A4	UND	5.00	15.00	75.00
3.0	MATERIALES DE IMPRESIÓN				550.00
	FOTOCOPIAS	GLB	1.00	150.00	150.00
	PLOTEOS	GLB	1.00	100.00	100.00
	IMPRESIONES	GLB	1.00	300.00	300.00
4.0	EQUIPOS Y MATERIALES				2,885.00
	WINCHA	UND	1.00	50.00	50.00
	FLEXOMETRO	UND	2.00	10.00	20.00
	GPS	GLB	1.00	100.00	100.00
	COMPUTADORA	GLB	1.00	1,000.00	1000.00
	IMPRESORA	GLB	1.00	300.00	300.00
	CAMARA FOTOGRAFICA	GLB	1.00	300.00	300.00
	CDS	UND	10.00	1.00	10.00
	DVD	UND	10.00	1.50	15.00
	USB	UND	3.00	30.00	90.00
	SOFTWARES	GLB	1.00	1000.00	100.00
5.0	OTROS SERVICIOS				600.00
	ASESORAMIENTO	GLB	1.00	3600.00	3600.00
COSTO TOTAL DE PROYECTO				S/.	8,315.00

CONCLUSIONES

- Se ha realizado el hidrológico e hidráulico, del río Canayre, donde se ubica el puente se emplearon tres modelos matemáticos, el HEC - HMS para análisis hidrológico de la cuenca aportante al sitio de estudio y el Iber 2.4.3 para el análisis hidráulico del puente. Se pudo concluir de acuerdo con los resultados del modelo que el río Canayre presenta procesos tanto de agradación como de degradación del cauce. El tramo del río con mayor erosión se obtuvo inmediatamente aguas arriba del puente.
- Se ha realizado el estudio hidrológico de la cuenca se realizó con el Software HEC – HMS determinado un caudal máximo de diseño de 192 m³/seg. Para un periodo retorno de 100 años. Este caudal se obtuvo tras la aplicación de la precipitación – escorrentía en HEC – HMS empleando tormentas de diseño que se asumen características de la región derivadas a partir de información i-d-f representativa de la zona.
- Para estimar los niveles del río asociados a los caudales de diseño se elaboró un modelo hidráulico del río Canayre con el Software Iber 2.4.3. Sin embargo, se comprueba que Iber es una herramienta muy potente a la hora de obtener visualizaciones de mapa de calados, mapa de velocidades... incluso de perfiles en los cauces (tanto longitudinales como transversales.) La cantidad de soluciones que puede llegar a ofrecer tras realizar una simulación de un modelo, puede llevar a un abanico de soluciones muy variadas. Además, la garantía de que el modelo está bien calibrado comparándolo con otros métodos llega a tranquilizar.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda hacer estudio hidrológico de determinación de máxima avenida para un periodo de retorno $TR=100$ años para diseño de puentes.
- Se recomienda instalar estaciones hidrométricos para calibrar los modelos hidrológicos y así estar seguro de los resultados que se obtiene.
- Se recomienda hacer estudio topográfico el eje del puente a plantear y así mismo 200 metros aguas arriba y 200 metros agua abajo bien detallado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bolinaga J. (1979) «Drenaje urbano». Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables. Caracas, Venezuela.
- Chacón J. y Pazmiño E. (2010) «Análisis de flujo gradualmente variado no permanente y transporte de sedimentos con el modelo HEC-RAS». Trabajo de grado. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiente. Ecuador, en julio 2012, extraído de:
<http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/1724/1/CD-2757.pdf>.
- Chow V. (2004) «Hidráulica de canales abiertos». Editorial McGrawHill, Colombia.
- Chow V., Maidment D. and Mays L. (1994) «Hidrología Aplicada». Editorial McGraw-Hill, Bogotá, Colombia.
- García P., Brufau P., Murillo J. y Zorraquino C. (2003) «Estudio hidráulico del riesgo de inundación en el meandro de ranillas: modelos de simulación numérica». Ingeniería del Agua, Vol. 10, pp. 115-125, Córdoba, España.
- MINAMB. (2012) «Datos mensuales de precipitación del estado Lara». Dirección de Hidrología, Meteorología y Oceanología, Ministerio del Poder Popular para el Ambiente, Caracas, Venezuela, en julio 2012, extraído de: <http://www.minamb.gob.ve/files/Precipitacion-mensual/Lara.pdf>.
- Perozo M. y Brett N. (2012) «Análisis hidráulico del puente sobre la quebrada Atarigua ubicado en el municipio Jiménez del estado Lara bajo tres condiciones de flujo utilizando el modelo HEC-RAS». Tesis de Pregrado, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centro occidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela.
- Restrepo I., Sánchez L., Galvis A., Rojas J. y Sanabria I. (2007) «Avances en investigación y desarrollo en agua y saneamiento para el cumplimiento de las metas del milenio». Universidad del Valle, Santiago de Cali.
- Rocha A. (2010) «Introducción a la hidráulica de las obras viales». Instituto de la Construcción y Gerencia, Lima, Perú, en julio 2012, extraído de: <http://apiperu.com/Articulos/pilares.pdf>.

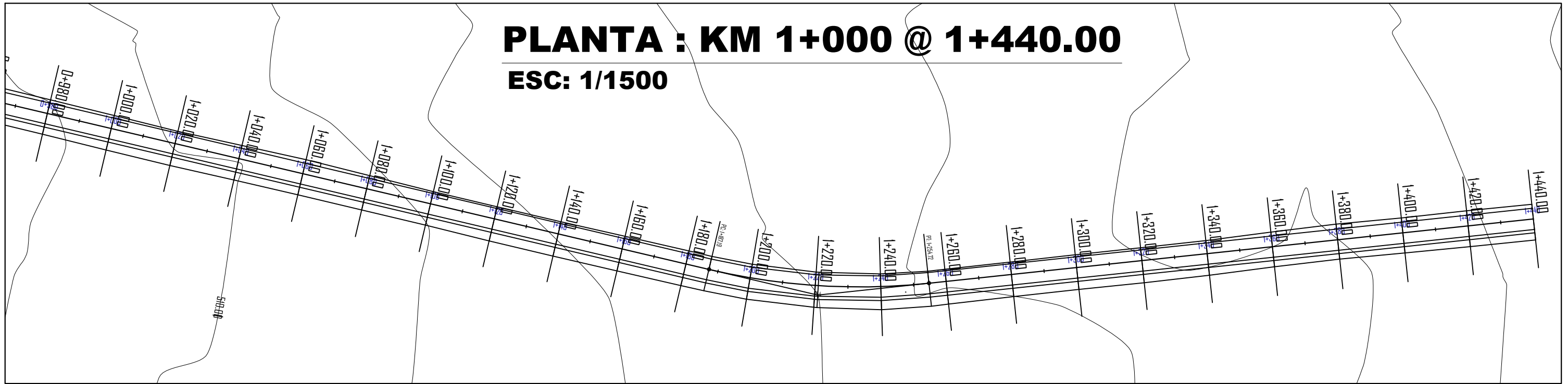
USACE. (2010) «HEC-HMS User's Manual, Version 3.5». US Army Corps of Engineers, Davis, California, USA.

USACE. (2010) «HEC-RAS User's Manual, Versión 4.1». US Army Corps of Engineers, Davis, California, USA.

ANEXOS

PLANTA : KM 1+000 @ 1+440.00

ESC: 1/1500



PERFIL

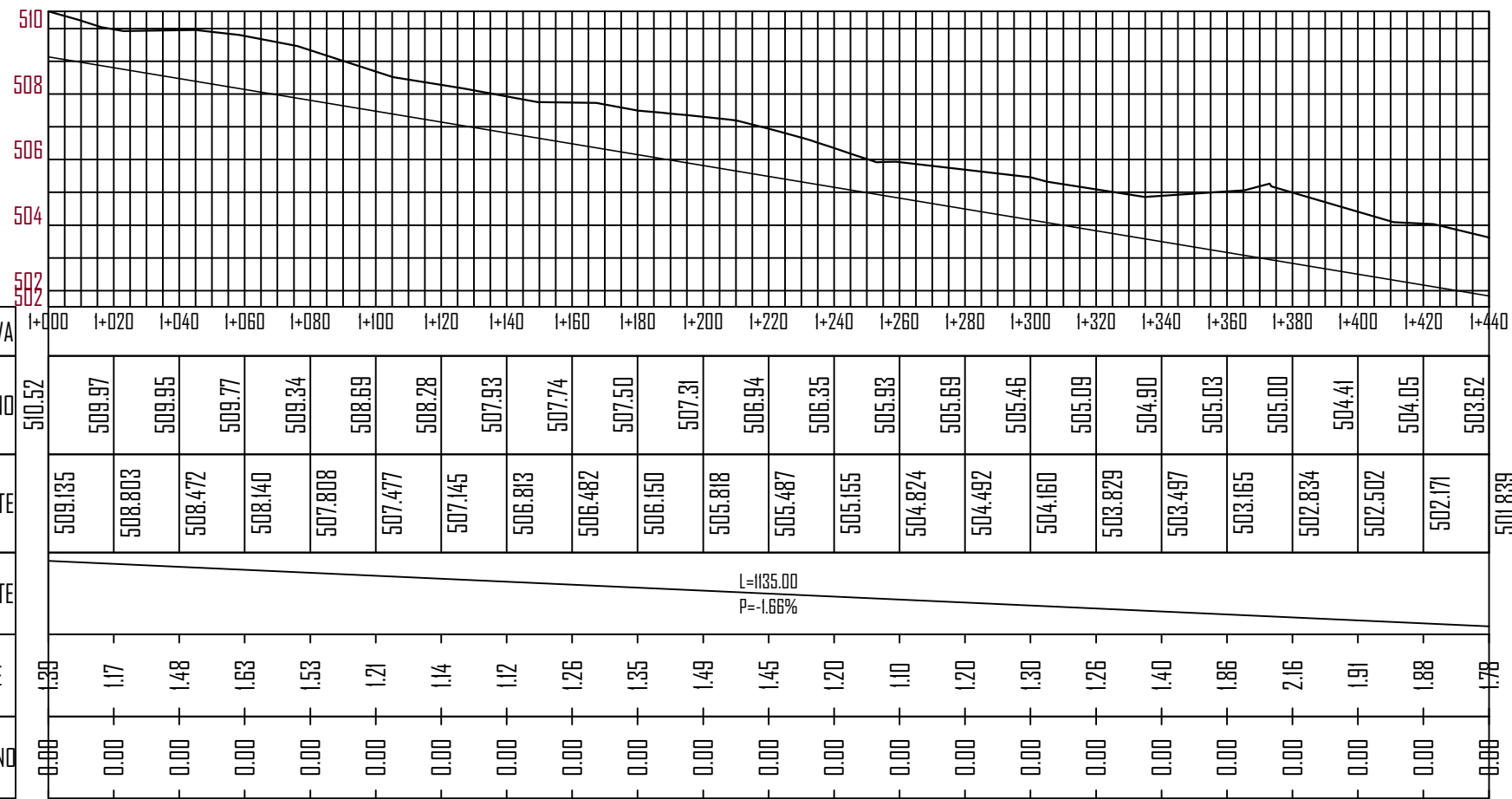


TABLA DE ELEMENTOS DE CURVA

No CURVA	DIRECCION	DELTA	RADIO	T	L. CURVA	EXT.	PC	PI	PT	PI NORTE	PI ESTE
PI.1	N8° 10' 45" W	9.7784	200.00	17.11	34.13	0.73	0+268.74	0+285.85	0+302.87	8640603.82	606383.73
PI.2	N6° 43' 05" E	22.0158	200.00	38.90	76.85	3.75	0+655.72	0+694.63	0+732.57	8641011.54	606353.15
PI.3	N15° 16' 40" E	4.8959	200.00	8.55	17.09	0.18	0+898.03	0+906.58	0+915.12	8641214.34	606417.97
PI.4	N3° 09' 30" E	19.3434	200.00	34.09	67.52	2.88	1+187.19	1+221.28	1+254.72	8641521.19	606487.85



UNIVERSIDAD PERUANA DEL CENTRO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL: INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: "ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL PUENTE CANAYRE USANDO PROGRAMAS DE SIMULACIÓN - 2019"

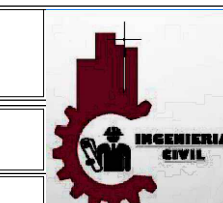
PLANO: PLANTA Y PERFIL 1+000 @ 1+400

Asesor:
Dr. Jose L. Leon Untiveros.

UBICACIÓN
Region: AYACUCHO
Provincia: HUANTA
Distrito: CANAYRE
Lugar: CANAYRE

Tesista:
Reyna Ichpas Candiote
Revisado/Aprobado:
Dr. Jose L. Leon Untiveros
Escala:
INDICADA

Dibujo:
Reyna I. C.
Fecha:
Febrero-2019



LAMINA:
PP-02