

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA
EVALUACIÓN DE ÁREAS INUNDABLES EN EL RIO PISCO, TRAMO
6+500 AL 7+900”**

TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO AGRÍCOLA

DANIEL ALEJANDRO GOMERO ARMAS

LIMA – PERÚ

2019

**La UNALM es titular de los derechos patrimoniales de la presente investigación
(Art. 24 – Reglamentos de Propiedad Intelectual)**

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA

**“MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA
EVALUACIÓN DE ÁREAS INUNDABLES EN EL RÍO PISCO,
TRAMO 6+500 AL 7+900”**

TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

Presentado por:

BACH. DANIEL ALEJANDRO GOMERO ARMAS

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Mg. Sc. RICARDO APACLLA NALVARTE

Presidente

Mg. Sc. GONZALO RAMCÉS FANO MIRANDA

Asesor

Mg.Sc. MIGUEL ÁNGEL SÁNCHEZ DELGADO

Miembro

Mg. Sc. CAYO LEONIDAS RAMOS TAIPE

Miembro

LIMA – PERU

2019

DEDICATORIA

A mi tía Teresa, fortaleza sin presunción.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios, a mis familiares, maestros y amigos quienes, con su ejemplo, consejo y ayuda me brindaron el sustento para la realización de esta investigación.

A mi papá Josué Gomero y a mi madre Judith Alicia Armas Ferrer que con su carne me dio a luz a esta vida terrenal y con su corazón a la Vida Eterna

A mi hermano Josué y a mi hermana Lourdes quien siempre me ayudo cuando lo necesitaba y cuando no tambien.

Al ing. Manuel Armas Ferrer, al Arq. Víctor Aguilar Vidangos y mi asesor el ing. Gonzalo Fano Miranda por los conocimientos compartidos y el ejemplo a seguir; y los ingenieros Andrés Goyburo y Erick Lobo, amigos y compañeros de estudios.

Finalmente quiero agradecer a los Santos y maestros de la fe católica quienes me dieron a conocer a Nuestro Señor Jesucristo entre ellos: Beato John de Duns, San Antonio de Padua, San Juan Evangelista, San Juan De la Cruz, San Ignacio de Loyola, San Simón “el loco”, San Ambrosio de Milano y San Agustín de Hipona.

INDICE

I.	INTRODUCCION	1
1.1	JUSTIFICACIÓN	2
1.2	OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION	3
1.2.1	OBJETIVO GENERAL.....	3
1.2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
II.	REVISIÓN DE LITERATURA	4
2.1	HIDROLOGÍA	4
2.2	CICLO HIDROLÓGICO	4
2.3	CUENCA HIDROGRÁFICA	5
2.4	MODELACION DE CUENCAS	6
2.5	SISTEMAS DE INFORMACION GEOGRÁFICA (SIG)	7
2.6	PRECIPITACIÓN	9
2.6.1	MEDICIÓN DE LA PRECIPITACIÓN.....	9
2.6.2	PRECIPITACION MEDIA SOBRE UN AREA	10
2.6.3	PROMEDIO ARITMÉTICO	10
2.6.4	POLÍGONO DE THIESSEN.....	11
2.6.5	ISOYETAS	11
2.6.6	SEGMENTACIÓN DE CUENCAS	11
2.7	ANALISIS ESTADISTICO	12
2.7.1	PRUEBA DE DATOS DUDOSOS	12
2.7.2	ANÁLISIS DE FRECUENCIA	13
2.7.3	PERIODO DE RETORNO	14
2.7.4	DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD	15
2.8	PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE	20
2.8.1	PRUEBA DE KOLMOGOROV-SMIRNOV	20
2.9	TORMENTA DE DISEÑO	21
2.9.1	HIETOGRAMA DE DISEÑO.....	21
2.10	PRECIPITACIÓN EFECTIVA	22
2.11	INFILTRACIÓN Y PERCOLACIÓN	23
2.12	ABSTRACCIONES	23
2.12.1	MÉTODO DEL NUMERO DE CURVA	23
2.13	ESCORRENTÍA O ESCURRIMIENTO	24
2.13.1	RED DE DRENAJE.....	26

2.14	HIDROGRAMA	26
2.15	TIEMPO DE CONCENTRACION	26
2.16	TIEMPO DE RETRASO	27
2.17	TRANSITO DE CAUDALES	28
2.18	TRANSITO HIDROLOGICO EN RIOS, MUSKINGUM	28
2.19	MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS	29
2.20	MODELO HIDRÁULICO HEC-RAS	30
2.21	EVAPORACIÓN	30
2.22	ZONAS INUNDABLES	30
2.23	ENCAUZAMIENTO	31
2.23.1	CONSIDERACIONES DE ENCAUZAMIENTO	31
III.	MATERIALES Y MÉTODOS	32
3.1	MATERIALES	32
3.1.1	INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA Y TOPOGRÁFICA	32
3.1.2	INFORMACIÓN METEOROLÓGICA E HIDROMÉTRICA	32
3.1.3	EQUIPOS Y SOFTWARES	34
3.2	UBICACIÓN DE LA CUENCA EN ESTUDIO	35
3.2.1	UBICACIÓN GEOGRÁFICA	35
3.2.2	LÍMITES HIDROGRÁFICOS	36
3.2.3	UBICACIÓN POLÍTICA	36
3.2.4	POBLACION INVOLUCRADA	39
3.3	METODOLOGIA	40
3.3.1	DELIMITACIÓN DE LA CUENCA	40
3.3.2	PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA	41
3.3.3	ANÁLISIS DE LOS DATOS METEOROLÓGICOS	42
3.3.4	VALIDACIÓN DE DATOS	42
3.3.5	ANÁLISIS DE FRECUENCIAS	43
3.3.6	PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE	44
3.3.7	PERIODO DE RETORNO	44
3.3.8	DISTRIBUCIÓN DE LA PRECIPITACIÓN (THIESSEN)	45
3.3.9	CÁLCULO DE PRECIPITACIÓN DE DISEÑO	46
3.3.10	ESTIMACIÓN DEL FLUJO BASE	47
3.3.11	CÁLCULO DE ABSTRACCIONES	48
3.3.12	CÁLCULO DE ESCORRENTÍA	51

3.3.13	MODELAMIENTO DE RÍOS.....	52
3.3.14	ESPECIFICACIONES DE CONTROL.....	53
3.3.15	CALIBRACIÓN DE MODELO HIDROLÓGICO	53
3.3.16	GEOMETRÍA DEL CAUCE.....	54
3.3.17	DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE MANNING	55
3.3.18	CAUDAL DEL FLUJO Y CONDICIONES DE CONTORNO.....	55
3.3.19	CALCULO DEL PERFIL BÁSICO	55
3.3.20	ANÁLISIS DEL FLUJO.....	57
3.3.21	PROPUESTA DE ENCAUZAMIENTO	57
IV.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	59
4.1	CUENCA DELIMITADA.....	59
4.2	PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS DE LA CUENCA.....	60
4.3	TIEMPOS DE CONCENTRACION Y RETRASO.....	60
4.4	POLIGONOS DE THIESSEN	61
4.5	PERDIDAS POR ABSTRACCIONES.....	62
4.6	PRECIPITACIÓN DE DISEÑO.....	62
4.7	MODELAMIENTO HIDROLÓGICO.....	64
4.7.1	Modelamiento Hidrológico para un periodo de retorno de 10 años	65
4.7.2	Modelamiento Hidrológico para un periodo de retorno de 25 años	66
4.7.3	Modelamiento Hidrológico para un periodo de retorno de 50 años	67
4.7.4	Modelamiento Hidrológico para un periodo de retorno de 100 años	68
4.7.5	Modelamiento Hidrológico para un periodo de retorno de 500 años	69
4.7.6	Calibración del Modelo	70
4.8	MODELAMIENTO HIDRAULICO	70
4.8.1	Modelamiento Hidráulico Para 10 Años De Periodo De Retorno Sin Encauzamiento.....	78
4.8.2	Modelamiento Hidráulico Para 25 Años De Periodo De Retorno Sin Encauzamiento.....	80
4.8.3	Modelamiento Hidráulico Para 50 Años De Periodo De Retorno Sin Encauzamiento.....	82
4.8.4	Modelamiento Hidráulico Para 100 Años De Periodo De Retorno Sin Encauzamiento.....	84
4.8.5	Modelamiento Hidráulico Para 500 Años De Periodo De Retorno Sin Encauzamiento.....	86

4.8.6 Modelamiento Hidráulico Para 500 Años De Periodo De Retorno Con Encauzamiento.....	88
V. CONCLUSIONES.....	90
VI. RECOMENDACIONES.....	92
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	93
VIII. ANEXOS.....	95

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores de Kn para prueba de datos dudosos	13
Tabla 2: Funciones de distribución empíricas para periodos de retorno.....	15
Tabla 3: Valores críticos "d" para la Prueba de Kolgomorov - Smirnov.....	21
Tabla 4: Número de Curva para complejos hidrológicos suelo-cubierta.....	25
Tabla 5: Precipitación máxima anual en 24 horas (mm).....	33
Tabla 6: Caudales máximos anuales.....	34
Tabla 7: Datos dudosos encontrados en las precipitaciones máximas anuales en 24 horas (mm)	43
Tabla 8: Distribución de frecuencias y prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov	44
Tabla 9. Precipitación máxima por periodo de retorno para cada estación	44
Tabla 10. Caudales promedio mínimos por mes en m³/s	48
Tabla 11. Flujo base en m³/s.....	48
Tabla 12. Tiempos de concentración y retraso para cada subcuenca	52
Tabla 13. Valores de K y X utilizados en la modelación.....	53
Tabla 14. Caudales ingresados para la calibración del modelo hidrológico	54
Tabla 15. Parámetros geomorfológicos de las subcuencas	60
Tabla 16. Tiempo de concentración y retraso para cada subcuenca	60
Tabla 17. Distribución porcentual de influencia de los polígonos de Thiessen.....	61
Tabla 18. Valores usados para el cálculo de abstracciones	62
Tabla 19. Precipitación máxima para tormentas de seis horas de duración.....	63
Tabla 20. Calibración de los caudales simulados	70
Tabla 21. Áreas inundables por periodo de retorno	71

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Representación pictórica del ciclo hidrológico.....	5
Figura 2. Red de drenaje según Horton - Strahler.....	26
Figura 3. Ubicación de la cuenca en estudio.....	37
Figura 4. Ubicación hidrográfica de la cuenca en estudio.....	38
Figura 5. Crecimiento de la población en San Clemente y Tupac Amaru.....	39
Figura 6. Población urbana y rural en San Clemente y Tupac Amaru (2017).....	39
Figura 7. Polígonos de Thiessen en la cuenca de estudio.....	45
Figura 8. Proporción de la precipitación diaria.....	46
Figura 9. Hietograma sintético de seis horas.....	47
Figura 10. Mapa de número de curva.....	50
Figura 11. Esquema del procedimiento de calibración.....	53
Figura 12. Cuenca y subcuencas del área de estudio.....	59
Figura 13. Hietograma de precipitación de tormentas de 6 horas.....	63
Figura 14. Esquema de funcionamiento del modelo hidrológico en HEC-HMS.....	64
Figura 15. Caudal máximo para un periodo de retorno de 10 años.....	65
Figura 16. Hidrograma simulado para un periodo de retorno de 10 años.....	65
Figura 17. Caudal máximo para un periodo de retorno de 25 años.....	66
Figura 18. Hidrograma simulado para un periodo de retorno de 25 años.....	66
Figura 19. Caudal máximo para un periodo de retorno de 50 años.....	67
Figura 20. Hidrograma simulado para un periodo de retorno de 50 años.....	67
Figura 21. Caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años.....	68
Figura 22. Hidrograma simulado para un periodo de retorno de 100 años.....	68
Figura 23. Caudal máximo para un periodo de retorno de 500 años.....	69
Figura 24. Hidrograma simulado para un periodo de retorno de 500 años.....	69
Figura 25. Área de Inundación, Periodo de Retorno de 10 años.....	72
Figura 26. Área de Inundación, Periodo de Retorno de 25 años.....	73
Figura 27. Área de Inundación, Periodo de Retorno de 50 años.....	74
Figura 28. Área de Inundación, Periodo de Retorno de 100 años.....	75
Figura 29. Área de Inundación, Periodo de Retorno de 500 años.....	76
Figura 30. Área de Inundación, Periodo de Retorno de 500 años con encauzamiento.....	77
Figura 31. Sección Transversal de la progresiva 6+800 (TR = 10 años).....	78
Figura 32. Sección transversal de la progresiva 6+950 (TR = 10 años).....	78
Figura 33. Sección transversal de la progresiva 7+500 (TR = 10 años).....	79

Figura 34. Sección Longitudinal (TR = 10 años).....	79
Figura 35. Sección transversal de la progresiva 6+750 (TR = 25 años)	80
Figura 36. Sección transversal de la progresiva 6+950 con vista del puente Huamaní (TR = 25 años)	80
Figura 37. Sección transversal de la progresiva 7+300 (TR = 25 años)	81
Figura 38. Sección longitudinal (TR = 25 años)	81
Figura 39. Sección transversal de la progresiva 6+750 (TR = 50 años)	82
Figura 40. Sección transversal de la progresiva 7+000 (TR = 50 años)	82
Figura 41. Sección transversal de la progresiva 7+850 (TR = 50 años)	83
Figura 42. Sección longitudinal (TR = 50 años)	83
Figura 43. Sección transversal de la progresiva 6+550 (TR = 100 años)	84
Figura 44. Sección transversal de la progresiva 7+200 (TR = 100 años)	84
Figura 45. Sección transversal de la progresiva 7+750 (TR = 100 años)	85
Figura 46. Sección longitudinal (TR = 100 años)	85
Figura 47. Sección transversal de la progresiva 6+550 (TR = 500 años)	86
Figura 48. Sección transversal de la progresiva 6+950 con vista del puente Huamaní (TR = 500 años)	86
Figura 49. Sección transversal de la progresiva 7+450 (TR = 500 años)	87
Figura 50. Sección longitudinal (TR = 500 años)	87
Figura 51. Sección transversal de la progresiva 7+750 (TR = 500 años)	88
Figura 52. Sección transversal de la progresiva 7+350 (TR = 500 años)	88
Figura 53. Sección transversal de la progresiva 7+000 con vista del puente Huamaní (TR = 500 años)	89
Figura 54. Sección longitudinal (TR = 500 años)	89

INDICE DE ANEXOS

Anexo A. Tablas de Análisis de Frecuencias y Bondad de Ajuste de Kogomorov Calculadas con el software Hydrognomon	96
Anexo B: Hietogramas de Precipitación	107
Anexo C: Resultados de la Modelación Hidráulica.....	117
Anexo D: Tablas y resultados de encauzamiento	127

RESUMEN

En La presente investigación, con el objetivo de determinar las áreas susceptibles a inundación en el río Pisco en el tramo donde se encuentran los poblados de Tupac Amaru y San Clemente, se ha estudiado la incidencia que podrían tener las precipitaciones máximas anuales en 24 horas en la generación de caudales máximos en la Cuenca del río Pisco. Se analizó información pluviométrica, con el uso de herramientas estadísticas, para calcular probables precipitaciones instantáneas en una tormenta de seis horas cuyos periodos de retorno son 10, 25, 50, 100 y 500 años. Posteriormente se aplicó un modelo hidrológico mediante un proceso sistematizado de precipitación-escorrentía obteniendo los caudales máximos que discurren por el punto de aplicación desde donde se delimitó la cuenca. Los caudales obtenidos fueron utilizados para simular la escorrentía superficial para el valle del río Pisco mediante un modelo hidráulico para los mismos periodos de retorno. Finalmente, con el uso de sistemas de información geográfica (SIG) y la topografía del cauce se determinaron las áreas susceptibles a inundación en este sector del río Pisco.

Palabras Clave: Cuenca, Precipitación, Periodo de Retorno, Distribución de Probabilidad, Hietograma, Escorrentía.

ABSTRACT

In the present investigation, with the objective of determining the areas susceptible to flooding in the Pisco river in the section where the towns of Tupac Amaru and San Clemente are located, we have studied the incidence that the maximum annual rainfall could have in 24 hours in the generation of maximum flows in the Pisco River Basin. Rainfall information was analyzed, using statistical tools, to calculate probable instantaneous rainfall in a six-hour storm whose return periods are 10, 25, 50, 100 and 500 years. Subsequently, a hydrological model was applied through a systematized process of precipitation-runoff, obtaining the maximum flows that run through the point of application from where the basin was delimited. The flows obtained were used to simulate the surface runoff for the valley of the Pisco river by means of a hydraulic model for the same return periods. Finally, with the use of geographic information systems (GIS) and the topography of the channel, the areas susceptible to flooding in this sector of the Pisco river were determined.

I. INTRODUCCION

Desde los inicios de la sociedad, los pueblos se han asentado cerca a fuentes de agua para el desarrollo y sostenimiento de sus actividades; algunas necesarias para el propio sostén de la vida como la hidratación, preparación de alimentos, sanidad; otras necesarias para el desarrollo de otras actividades como la agricultura, pesca, comercio e incluso con fines paisajísticos. En definitiva, cualquier actividad que los seres humanos desarrollemos se verá fuertemente influenciada por la presencia del recurso primordial para el desarrollo de la vida, el agua.

Consecuencia de esta proximidad a las fuentes de agua con la que convivimos, aparecen sendos riesgos que exponen nuestra integridad física o la de nuestras actividades a peligros por causa de la naturaleza o la negligente intervención del hombre. Uno de estos casos son las inundaciones causada por el desborde de los ríos.

Un río se desborda cuando la cantidad de agua que discurre supera la capacidad del cauce por el que transita normalmente, es entonces que la causa del desborde puede ser por incremento del caudal o la alteración del cauce. En este estudio nos enfocaremos en la primera causa, el aumento del caudal.

El aumento del caudal, también llamado avenidas, es debido al incremento de las precipitaciones que se suscitan dentro del área de la cuenca a la que pertenece, luego, cuando el caudal es mayor a que soporta el cauce, se suscita un desborde que cubre de agua los terrenos bajos y adyacentes a sus riveras, estas áreas de terreno son llamadas zonas inundables. Es entonces que las sociedades, al tratar de mitigar los daños causados por las inundaciones, requieren de investigaciones que ayuden a explicar, predecir y prevenir estos fenómenos.

Con el desarrollo de la ciencia, las técnicas y tecnologías es posible realizar simulaciones matemáticas que expliquen y anticipen estos fenómenos con la ayuda de modelos computarizados, para este caso se utilizan los modelos hidrológicos que son de gran importancia en el estudio de avenidas.

En el presente trabajo se utilizará Sistema de Modelación Hidrológica del Centro de Ingeniería Hidrológica del cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU.(HEC-HMS) en la cuenca del río Pisco, por ser un programa computacional gratuito y de amplia utilización en el estudio de avenidas, el cual provee una variedad de opciones para simular procesos de precipitación – escurrimiento y tránsito de caudales (Feldman, 2000).

1.1 JUSTIFICACIÓN

El valle del río Pisco presenta un aumento progresivo de las áreas urbanas y la población que habita en ellas, en algunos casos, en detrimento de las áreas rurales. A ambos márgenes del río Pisco, específicamente entre las progresivas 6+500 y 7+900 se encuentran dos centros poblados que pertenecen a los distritos de San Clemente (margen derecha) y Tupac Amaru (margen izquierda) donde se asientan más de 40'000 pobladores.

La situación causada por precipitaciones intensas exige de parte de las autoridades y la población una respuesta preventiva ante la inminencia de avenidas, para evitar o disminuir el riesgo existente en estos lugares. Por eso es de suma importancia conocer y evaluar las posibles zonas críticas afectadas por el incremento del caudal debido a precipitaciones que se pueden suscitar en el futuro.

Los modelos hidrológicos e hidráulicos bien aplicados y validados son una fuente confiable para determinar los posibles escenarios causados por los incrementos en el caudal de los ríos.

El modelo hidrológico e hidráulico de la cuenca del río Pisco de esta investigación nos permitirá conocer el comportamiento que tendrá el cauce cuando se produzcan precipitaciones muy intensas.

1.2 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

- Determinar las áreas susceptibles a inundación, para distintos periodos de retorno, en el rio Pisco entre las progresivas 6+500 y 7+900.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el modelo hidrológico de la cuenca el rio Pisco para generar los caudales máximos que puedan discurrir en el tramo 6+500 a 7+900 del cauce principal.
- Realizar el modelo hidráulico en el tramo 6+500 a 7+900 del rio pisco para los caudales máximos que puedan ocasionar desborde.
- Proponer, de ser necesario, una obra de encauzamiento para mitigar posibles desbordes del rio Pisco para el tramo 6+500 al 7+900.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 HIDROLOGÍA

La Hidrología 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 (Villón, 2002).

2.2 CICLO HIDROLÓGICO

El ciclo hidrológico se define como la secuencia de fenómenos por medio de los cuales el agua pasa de la superficie terrestre, en la fase de vapor, a la atmósfera y regresa en sus fases líquida y sólida. El ciclo hidrológico es irregular ya que este puede presentar periodos de abastecimiento, inundación o sequía, además no tiene principio ni fin y se puede empezar a describir desde cualquier punto del ciclo. (Fattorelli y Fernandez, 2011)

Las figura 1 es una representación muy simplificada de los procesos del sistema hidrológico general. Se puede suponer con fines didácticos que el ciclo empieza con la evaporación del agua de los océanos. El vapor del agua que resulta de la evaporación es trasladado por las masas de aire en movimiento y puede enfriarse, condensar y formar nubes. Si las condiciones son favorables al proceso de condensación continúa hasta que alcancen una dimensión suficiente para precipitarse. Parte de esta precipitación puede evaporarse en la atmósfera antes de llegar a la superficie de la tierra. Una gran parte de la precipitación cae directamente sobre los océanos y otra parte cae en la tierra. Posteriormente el agua que llega al suelo se evapora, infiltra o escurre hasta llegar a las grandes masas de aguas oceánicas.

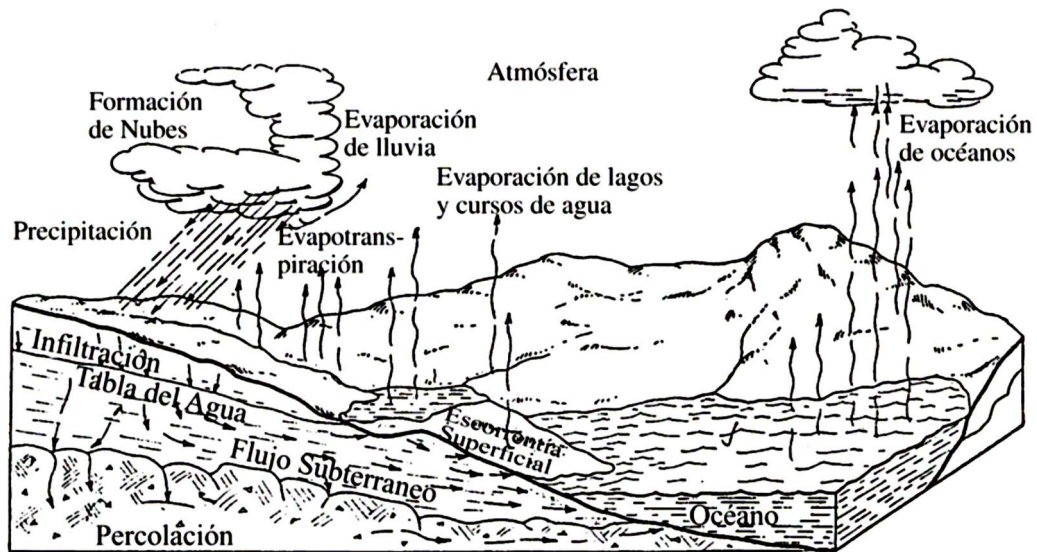


Figura 1. Representación pictórica del ciclo hidrológico. Tomado de Fattorelli y Fernandez, 2011

2.3 CUENCA HIDROGRÁFICA

Es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido (Villón, 2002).

Es un espacio geográfico cuyos aportes de agua son alimentados exclusivamente por precipitaciones que caen en el interior y el excedente de agua o en materia sólida transportadas por el agua forman, en un punto especial único, una desembocadura, una estación de aforo o un punto arbitrario (Llamas, 1993)

La cuenca hidrográfica es un sistema que presenta como principal entrada la lluvia, y como salidas el caudal, la evapotranspiración, el flujo subsuperficial y la percolación. La divisoria es la línea topográfica que separa superficialmente dos cuencas hidrográficas o sistemas de drenaje independiente en dirección y sentido. (Fattorelli y Fernandez, 2011).

2.4 MODELACION DE CUENCAS

Los modelos permiten simular el comportamiento de un sistema real (prototipo) y obtener mediante la operación de este, las respuestas o salidas a un determinado impulso o entradas al sistema.

En hidrología e hidráulica se usan modelos: físicos, analógicos y matemáticos.

- Los modelos Físicos son una parte importante del diseño hidráulico (Por ejemplo, los modelos de laboratorio de hidráulica).
- Los modelos Analógicos: fueron muy usados para simular flujos subterráneos. Ejemplos de modelos analógicos fueron los modelos de resistencias eléctricas y el modelo Hele-Shaw de líquidos viscosos (De Wiest, 1965). Estos fueron desplazados por los modelos matemáticos de flujo subterráneo y de transporte de contaminantes como el modelo “Modflow” (USGS, 2000).
- Los modelos matemáticos: son cualquier ecuación o algoritmo matemático que pretenda representar un fenómeno físico. Estos modelos son más versátiles que los anteriores y pueden fácilmente cambiar los valores de variables o parámetros.

La dificultad de estos radica en que es generalmente necesario hacer simplificaciones del fenómeno físico real para lograr su representación matemática. El potencial de las computadoras y el hecho de tener cada día mejores datos en tiempo y espacio, hacen de los modelos matemáticos una herramienta más confiable que se acerca cada vez más al mundo real. (Fattorelli y Fernández, 2011).

Algunos conceptos que se usan con frecuencia en modelos son:

- Parámetro. Es un valor que caracteriza a un sistema, por ejemplo, el área de una cuenca o sus parámetros geomorfológicos (altitud media, perímetro, etc.).

- Variable. Es un valor que se relaciona a una condición eventual del sistema y que varía en espacio o en tiempo, o, en ambos. En una cuenca datos del tipo de suelo, la cobertura vegetal, la rugosidad.
- Fenómeno. Es un proceso físico o un evento que produce la alteración en el estado de un sistema: la precipitación, la evapotranspiración, la percolación son fenómenos del ciclo hidrológico que producen un cambio de estado de un sistema (una cuenca que por efecto de una lluvia, por ejemplo, genera una creciente).
- Datos. Son la información que sirven para el modelo (lluvia, caudal, temperatura, etc.)
- Calibración. Es la comparación entre los valores calculados por el modelo y los medidos en el sistema real.

La disponibilidad de datos resulta fundamental en la selección del modelo a utilizar. Modelos simples dan resultados más confiables en áreas con poca información.

2.5 SISTEMAS DE INFORMACION GEOGRÁFICA (SIG)

Es un conjunto de programas, equipamientos, metodologías, datos y personas (usuarios) perfectamente integrados, de forma que se hace posible la recolección, almacenamiento procesamiento y el análisis de datos georeferenciados, así como la producción de información derivada de su aplicación (Teixeira, 1995).

Un SIG es un conjunto integrado de medios y métodos informáticos capaz de recoger, verificar, almacenar, gestionar, actualizar, manipular, recuperar, transformar, analizar, mostrar y transferir datos, espacialmente referidos a la Tierra (P.A Burrough).

El SIG es una herramienta corporativa que integra organizadamente hardware, software y datos georeferenciados, con el fin de resolver problemas complejos de planificación y gestión, satisfaciendo necesidades concretas de información (Avilés, 2015).

Un SIG como técnica insiste en sistemas de información con base tecnológica en equipos y programas, cuya utilidad se centra en el tratamiento de datos referenciados geográficamente, donde sus funciones son: La captura, modelado, almacenamiento recuperación, intercambio, manipulación, análisis y presentación de la información. Sin embargo, el SIG como ciencia explora los preceptos fundamentales que subyacen bajo la tecnología y busca establecer una base doctrinal. Definiéndose como una ciencia multidisciplinaria basada en el estudio de la naturaleza de la información geográfica y en la aplicación de las tecnologías geoespaciales, la estructura de los datos, algoritmos y procesos, la visualización, las herramientas analíticas y las cuestiones éticas institucionales y de gestión. Siendo la geomática el núcleo central de que comprende tanto al SIG como técnica y SIG como ciencia.

Integrar los SIG y los modelos hidrológicos implica relacionar los datos geoespaciales que describen el entorno físico, con los modelos de procesos hidrológicos que describen el movimiento del agua a través del medio, es la búsqueda de las relaciones entre patrones y procesos en el espacio geográfico (Burrough, et al. 1986).

Las líneas actuales de investigación en modelos hidrológicos, basadas en sistemas de información geográfica (SIG), información de satélite y sistemas computacionales modernos, ofrecen mayores posibilidades en la subdivisión de la cuenca en subunidades menores más homogéneas, dónde se les puede aplicar un modelo agregado, dándonos la posibilidad de poder responder científicamente a los eventos hidrometeorológicos de la naturaleza.

Los investigadores en hidrología encuentran cada vez más efectiva la utilización de los SIG debido a su capacidad de gestionar datos distribuidos y referenciados en el mundo real. La capacidad de los SIG-técnica como potentes calculadoras del territorio, permite emplear ecuaciones que ayudan a interpretar los procesos hidrológicos a partir de bases de datos presentando estos resultados en mapas. Esta visión no solo es distribuida sino también integral u holística; el SIG-técnica como paradigma del mapa permite suministrar a los procesos de decisión, una información que resume factores climatológicos, meteorológicos, geomorfológicos, ecológicos, o sociales entre otros (Del Río, 2010).

2.6 PRECIPITACIÓN

La precipitación es el término general para toda el agua que proviene de las nubes y cae a la tierra en cualquiera de sus estados físicos. Existen varias formas de precipitación dependiendo de las condiciones meteorológicas existentes, en latitudes medias se pueden distinguir la llovizna, lluvia, granizo, nieve, rocío y escarcha (Linsley et al. 1990).

El tipo y la cantidad de precipitación depende enormemente del tipo y cantidad de enfriamiento y de la humedad existente en el aire, pudiendo encontrar precipitaciones de tipo ciclónica, convectiva, orográfica, por choques de masas de aire y por radiación. Sin embargo, independientemente de la forma y tipo de precipitación, una vez que el agua de lluvia llega al suelo se distribuye dependiendo de las condiciones imperantes en el momento y lugar en que ocurre la precipitación.

Una parte de la precipitación es interceptada por las plantas, otra se deposita en almacenamientos superficiales, una más se infiltra incrementando las corrientes subterráneas, saturando primero el suelo y la parte restante escurre superficialmente hacia los cauces naturales de drenaje, esta es conocida como “precipitación efectiva”.

2.6.1 MEDICIÓN DE LA PRECIPITACIÓN

La precipitación se mide en términos de la altura de la lámina de agua y se expresa comúnmente en milímetros. Esta altura de la lámina de agua indica la altura que alcanzaría el agua acumulada en una superficie horizontal si esta permaneciera en el lugar donde cayó (Villon, 2002.)

Los aparatos que se utilizan en la medición de la precipitación están expuestos a la intemperie. Consta de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior en el cual se recoge el agua producto de la lluvia, u otra precipitación, y se registra su altura. Estos aparatos se clasifican de acuerdo al registro de las precipitaciones en pluviómetros y pluviógrafos.

2.6.2 PRECIPITACION MEDIA SOBRE UN AREA

En General, la altura de precipitación que cae en un sitio dado difiere de la que cae en los alrededores, aunque sea en sitios cercanos (Villon, 2002).

Para evaluar la cantidad promedio de precipitación un área en un intervalo de tiempo determinado es necesario basarse en los valores puntuales registrados en cada medidor que conforma la red, pero como la contribución de cada instrumento al total de la tormenta es desconocida, ha surgido varios métodos que intentan dar una aproximación de la distribución de la precipitación dentro del área en consideración (Chow et al, 1994).

2.6.3 PROMEDIO ARITMÉTICO

Consiste en obtener el promedio aritmético de las alturas de precipitación registradas de las estaciones localizadas dentro del área de estudio:

$$P_m = \frac{1}{n} \times \sum_{i=1}^n P_i$$

Donde:

P_m = Precipitación media del área de estudio (Cuenca).

P_i = Precipitación de la estación “i”

n = número de estaciones del estudio.

La precisión de este criterio depende de la cantidad de estaciones disponibles, de la forma como estan localizadas y de la distribución de la lluvia bajo estudio. Es el método más sencillo, pero solo da buenos resultados cuando el número de pluviómetros es grande (Villón, 2002).

2.6.4 POLÍGONO DE THIESEN

Se emplea cuando la distribución de los pluviómetros no es uniforme dentro del área en consideración. Para su cálculo se define la zona de influencia de cada estación mediante el trazo de líneas entre estaciones cercanas, estas líneas se bisecan con perpendiculares y se asume que toda el área encerrada dentro de los límites formados por la intersección de estas perpendiculares en torno a la estación ha tenido una precipitación de la misma cantidad que la de la estación.

Calculando el área encerrada por cada estación y relacionándola con el área total, se sacan pesos relativos para cada pluviómetro y posteriormente el valor de la precipitación promedio se obtiene a partir de un promedio ponderado.

2.6.5 ISOYETAS

Las isoyetas son curvas que unen los puntos de igual precipitación. Para este método es necesario un plano de isoyetas. Es el método mas exacto, pero requiere de un cierto criterio para trazar el plano. Se puede decir que, si la precipitación es de tipo orográfica, las isoyetas tenderán a seguir una configuración parecida a las curvas de nivel del terreno. Por supuesto, entre mayor sea el número de estaciones dentro del área de estudio, mayor será la aproximación con la cual se trace el plano de isoyetas (Villón, 2002).

2.6.6 SEGMENTACIÓN DE CUENCAS

La división de una cuenca en áreas de menor tamaño, llamadas subcuencas o microcuencas (discretización espacial), se requiere para modelar la respuesta hidrológica de esta. La exactitud de la respuesta es sensible al tamaño espacial y temporal de la discretización (Martz y Garbrech, 1992; Morore et al, Tarboton et al, 1991).

2.7 ANALISIS ESTADISTICO

En el campo de la investigación científica es común la inquietud por intentar expresar la evolución de un determinado fenómeno mediante una serie de medidas, que la traduzcan al lenguaje de los números. Es entonces que la estadística se constituye como herramienta indispensable a fin de obtener la máxima utilidad en las aplicaciones prácticas a partir de los registros de diverso tipo del que se dispone.

2.7.1 PRUEBA DE DATOS DUDOSOS

Los datos dudosos son puntos de la información que se alejan significativamente de la tendencia de la información restante. La retención o eliminación de estos parámetros puede variar significativamente la magnitud de los parámetros estadísticos calculados para la información, especialmente en muestras pequeñas. Los procedimientos para tratar los datos dudosos requieren un criterio que involucra consideraciones matemáticas e hidrológicas (Water Resources Council, 1981).

La siguiente ecuación puede usarse para detectar datos dudosos:

$$Y_H = y + K_n * S_y \dots \text{datos dudosos altos}$$

$$Y_L = y - K_n * S_y \dots \text{datos dudosos bajos}$$

Donde:

Y_H : Umbral de datos dudosos altos (logaritmo de los valores de la muestra)

Y_L : Umbral de datos dudosos bajos (logaritmo de los valores de la muestra)

y : Media aritmética (logaritmo de los valores de la muestra)

S_y : Desviación estándar (logaritmo de los valores de la muestra)

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - y)^2}{n - 1}}$$

K_n : Coeficiente que depende del tamaño de la muestra, estos valores se pueden apreciar en la siguiente tabla:

Tabla 1: Valores de K_n para prueba de datos dudosos

Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

Nota. Adaptado de U.S Water Council, 1981

2.7.2 ANÁLISIS DE FRECUENCIA

El análisis de frecuencia es una herramienta estadística utilizada para estimar la magnitud de caudales o precipitaciones asociados a evento extremos en un sitio de interés, a partir de la información histórica de caudales o precipitaciones respectivamente. Es un método basado en procedimientos estadísticos que permite calcular la magnitud de la variable en estudio asociado a un período de retorno. Su confiabilidad depende de la longitud y calidad de la serie histórica, además de la incertidumbre propia de la distribución de probabilidades seleccionada.

El análisis de frecuencias es un procedimiento para estimar la frecuencia de ocurrencia o probabilidad de ocurrencia de eventos pasados o futuros. De este modo la representación gráfica de la probabilidad, con o sin suposiciones de distribuciones de probabilidad, es un método de análisis de frecuencias (Santana, 2007).

El objetivo del análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos y eventos comunes con su frecuencia de ocurrencia, mediante el uso de distribuciones de probabilidad.

2.7.3 PERIODO DE RETORNO

El objetivo primario del análisis de frecuencia de una serie hidrológica es determinar el período de retorno de un evento de determinada magnitud. (Fattorelli y Fernandez, 2011)

Periodo de retorno es el número promedio de años dentro del cual se espera que un evento sea igualado o excedido solo una vez. La probabilidad de excedencia es la probabilidad asociada al periodo de retorno, donde las variaciones aleatorias toman un valor igual o superior a cierto número (x) (Pizarro y Novoa, 1986).

La frecuencia experimental de una muestra es la asignación, a cada uno de los elementos de una serie, de determinados valores basados en el ordenamiento de estos, de acuerdo a su magnitud. Para ello, lo primero que se debe realizar es ordenar los valores registrados de mayor a menor para frecuencias de valores altos o de menor a mayor para frecuencia de valores bajos y asignarles una posición 1, 2, 3, ...N.

Si $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$; son valores que definen una muestra que, ordenados secuencialmente de forma ascendente tal que: $X_1 \leq X_2 \leq X_3 \leq \dots \leq X(n)$. Entonces, la probabilidad de no excedencia (función de distribución) para cada valor de $X(i)$ puede ser expresada por una función F como:

$$F(X_i) = Q_i = F(i, n)$$

Donde:

i = orden del valor X_i

n = tamaño de la muestra

La relación de las funciones de distribución empíricas se presenta en la tabla 2.

Tabla 2: Funciones de distribución empíricas para periodos de retorno

Nombre de la Función	Qi = valor
Weibull	$\frac{i}{n+1}$
Blom	$1 - \frac{(n-i+1) - 0.375}{n+0.25}$
Cunnane	$1 - \frac{(n-i+1) - 0.4}{n+0.2}$
Gringorten	$1 - \frac{(n-i+1) - 0.44}{n+0.12}$

Nota. Adaptado de Koutsoyiannis 1997.

Es importante aclarar que no es necesario graficar los datos para realizar un análisis de frecuencia, no obstante, la graficación es útil, ya que permite visualizar su distribución. Para realizar este gráfico se usan las expresiones que se conocen como posiciones de graficación. (Fattorelli y Fernandez, 2011).

2.7.4 DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD

Existen varias distribuciones de probabilidad que se usan en el diseño hidrológico. Teniendo en cuenta que en hidrología los registros disponibles son una pequeña muestra de la población, resulta lógico probar diferentes distribuciones para obtener aquella que mejor se ajuste.

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC recomienda usar las siguientes funciones:

a. DISTRIBUCIÓN NORMAL (GAUSS)

La función de densidad de probabilidad normal está definida por:

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

Donde:

$f(x)$ = Función densidad normal de la variable x .

x = Variable independiente.

μ = Parámetro de localización, igual a la media aritmética de x .

S = Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x .

b. DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 2 PARÁMETROS (LOG-NORMAL)

La función de distribución de probabilidad es:

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

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

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

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log x_i / n$$

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

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

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

Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$Cs = a/S^3y$$

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

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

c. DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 3 PARÁMETROS (GALTON)

La función de densidad x es:

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

Para $x > x_0$

Donde:

x_0 = Parámetro de posición

μ_y = Parámetro de escala o media

Sy = Parámetro de forma o varianza

d. DISTRIBUCIÓN GAMMA 2 PARÁMETROS

La función de densidad es:

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

Valido para: $0 \leq x < \infty$; $0 < y < \infty$; $0 < \beta < \infty$

Donde:

Y = Parámetro de forma

B = Parámetro de escala

e. DISTRIBUCIÓN GAMMA 3 PARÁMETROS (PEARSON III)

La función de densidad es:

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

Válido para: $x_0 \leq x < \infty$; $-\infty < x_0 < \infty$; $0 < \beta < \infty$; $0 < \gamma < \infty$

Donde:

x_0 = Origen de la variable x, parámetro de posición

γ = Parámetro de forma

β = Parámetro de escala

f. DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III

La función de densidad es:

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

Válido para: $x_0 \leq x < \infty$; $-\infty < x_0 < \infty$; $0 < \beta < \infty$; $0 < \gamma < \infty$

Donde:

x_0 = Parámetro de posición

γ = Parámetro de forma

β = Parámetro de escala

g. DISTRIBUCIÓN GUMBEL (EV-1)

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

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

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

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma$$

Donde:

α = Parámetro de concentración

β = Parámetro de localización

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

$$x = \bar{x} + k\sigma_x$$

Donde:

x = Valor con una probabilidad dada.

\bar{x} = Media de la serie

k = Factor de frecuencia

h. DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL

La variable aleatoria reducida Log Gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha}$$

Con lo cual, la función acumulada reducida Log Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}}$$

2.8 PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

La aplicación de las pruebas de bondad de ajuste a determinadas distribuciones puede ayudar a seleccionar aquella que mejor represente a la distribución de frecuencia de la muestra, obtenidos de la experiencia hidrológica para seleccionar una determinada distribución de frecuencia. Consiste en asumir que la serie de datos puede ser ajustada a través de una función de densidad de probabilidades. Se usará el método de Kolmogorov – Smirnov.

2.8.1 PRUEBA DE KOLMOGOROV-SMIRNOV

El método Kolmogorov-Smirnov se usa cuando no se verifican parámetros de una distribución previa y se trabaja con una distribución acumulada (Cacik et al., 1991).

En este método se determina la máxima desviación entre la posición de graficación experimental $P(x_i)$ y la distribución acumulada teórica $F(x)$. Si se tiene una muestra de n datos en orden ascendente o descendente y sus posiciones de graficación están dadas por $P(x_i) = m/n+1$, se obtiene el gráfico de una distribución empírica preseleccionada. Luego, $F(x)$ el verdadero valor de la distribución teórica la máxima diferencia se define como:

$$D_0 = \max|F(x) - P(x_i)|$$

Donde D_0 , es el valor de la máxima desviación entre la curva experimental y la teórica. En algunos casos, este valor puede corresponder a la cola de la distribución donde el ajuste no es tan necesario (Fattorelli y Fernández, 2011).

Si la diferencia absoluta “ D_0 ” es menor que la diferencia “ d ” tabulada por tabla, definida en base al tamaño de la muestra, se está en presencia de un buen ajuste con el nivel de significancia asumido (0.05 y 0.01 son los más usuales). Si esta comparación resulta una diferencia grande entre las funciones de distribución muestral y la distribución propuesta, entonces se rechaza.

Tabla 3: Valores críticos "d" para la Prueba de Kolgomorov - Smirnov

Tamaño de Muestra (n)	$\alpha=0.1$	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.3	0.34	0.4
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.2	0.22	0.27
40	0.19	0.21	0.25

Nota. Adaptado de Aparicio,1995.

2.9 TORMENTA DE DISEÑO

Una Tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño lo conforma la entrada del sistema, y los caudales resultantes a través de este se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta, o mediante un mapa de isoyetas que especifique el patrón espacial de la precipitación (Chow et al, 1994).

2.9.1 HIETOGRAMA DE DISEÑO

El Hietograma es un gráfico de forma escalonada como un histograma que representa la variación de la intensidad expresada en mm/hr de la tormenta, en el transcurso de la misma expresada en minutos u horas (Villón, 2002).

El Soil Conservation Service del U.S. Departamento f Agriculture (1986) desarrolló hietogramas sintéticos de tormentas para utilizarse en lo Estados Unidos con duraciones de tormentas de 6 y 24 horas. Estos hietogramas se dedujeron al utilizar la información presentada por Hershfield (1961) y Miller, Frederick y Tracey (1973) y datos de tormentas adicionales (Chow et al, 1994).

Existen cuatro tormentas de 24 horas de duración, llamadas Tipo I, IA, II y III:

Tipo I: corresponde a climas con inviernos húmedos y veranos secos (climas del pacifico)

Tipo IA: son tormentas de menor duración.

Tipo III: climas donde predominan las tormentas tropicales las cuales producen grandes profundidades de lluvia en 24h (climas del golfo de México y costas atlánticas).

Tipo II. Climas correspondientes al resto de los Estados Unidos.

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

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

Donde:

Pd = Precipitación total (mm)

d = Duración en minutos

P₂₄ = Precipitación máxima en 24 horas

2.10 PRECIPITACIÓN EFECTIVA

El exceso de precipitación o precipitación efectiva es aquella parte de 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 (Chow et al, 1994).

2.11 INFILTRACIÓN Y PERCOLACIÓN

La infiltración se define como el movimiento del agua, a través de la superficie del suelo y hacia adentro del mismo, producido por la acción de las fuerzas gravitacionales y capilares (Aparicio Mijares, F. J. y Mijares 1989).

La percolación es el movimiento por el cual el agua recorre los medios permeables de suelo saturados de agua. Ambos fenómenos están íntimamente ligados puesto que, la primera no puede continuar sino cuando tiene lugar la segunda.

2.12 ABSTRACCIONES

Las Abstracciones incluyen la intercepción de precipitación por la vegetación del terreno, el almacenamiento en depresiones en la superficie del suelo a medida que el agua se acumula en hundimientos en la superficie, y la infiltración del agua en el suelo. Las abstracciones por intercepción y almacenamiento en depresiones se estiman con base a la naturaleza de la vegetación y de la superficie del terreno o se suponen despreciables en una tormenta grande. (Chow et al, 1994).

2.12.1 MÉTODO DEL NUMERO DE CURVA

Este método fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos. Este método se aplica tanto a cuencas pequeñas como a cuencas medianas. El parámetro de mayor importancia de la lluvia generadora es la altura de esta, pasando su intensidad a un segundo plano. Su principal aplicación es la estimación de las cantidades de escurrimiento tanto en el estudio de avenidas máximas, como en el caso de cálculo de aportaciones líquidas. (Villón, 2002).

El método fue desarrollado utilizando datos de un gran número de cuencas experimentales y se basa en la relación:

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{Pe}$$

Donde:

F = Infiltración real acumulada

S = Infiltración potencial máxima

Q = Escorrentía total acumulada

Pe = Escorrentía potencial o exceso de precipitación

2.13 ESCORRENTÍA O ESCURRIMIENTO

Se define la escorrentía como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre, y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca (Villon, 2002).

La escorrentía se clasifica en tres tipos:

- a) **Escorrimento superficial**, es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y escurre sobre la superficie del suelo. A esta parte de la precipitación se le denomina precipitación en exceso.
- b) **Escorrimento subsuperficial**, es aquel que proviene de una parte de la precipitación infiltrada. Si tiene un efecto inmediato sobre el escurrimiento total se le da el trato de superficial, de lo contrario se le trata como escurrimiento subterráneo.
- c) **Escorrimento subterráneo**, es aquel que proviene del agua subterránea, la cual es recargada por la parte de la precipitación que se infiltra una vez que el suelo se ha saturado.

Tabla 4: Número de Curva para complejos hidrológicos suelo-cubierta

Descripción del uso de la tierra		Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
Tierra Cultivada:	Sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
	Con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales:	Condiciones Pobres	68	79	86	89
	Condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: Condiciones óptimas		30	58	71	78
Bosques:	Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
	Cubierta Buena	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.	Óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más	39	61	74	80
	Condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)		89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)		81	88	91	93
Residencial					
Tamaño promedio del lote	Porcentaje promedio impermeable				
1/8 acre o menos	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	85
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc.		98	96	98	96
Pavimentados con cunetas y alcantarillados		98	96	98	96
Calles y carreteras:	Grava	76	85	89	91
	Tierra	72	82	87	89

Nota. Recuperado de Soil Conservation Service, 1972.

2.13.1 RED DE DRENAJE

Este término se refiere al arreglo que guardan entre sí los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. Es una característica importante ya que manifiesta la rapidez con que desaloja la cantidad de agua que recibe. La forma de drenaje proporciona también indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca.

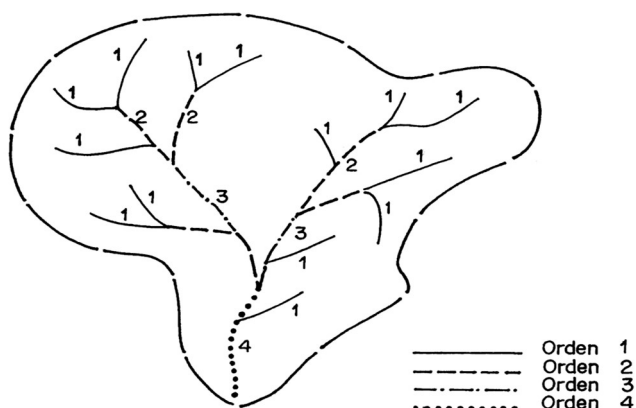


Figura 2. Red de drenaje según Horton – Strahler. Tomado de Fattorelli y Fernandez, 2011: 208.

2.14 HIDROGRAMA

El hidrograma de una corriente es la representación gráfica de las variaciones del caudal con respecto al tiempo, arregladas en orden cronológico en un lugar dado de la corriente (Villón, 2002).

El Hidrograma es una expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre lluvia y la esorrentía de una cuenca de drenaje particular (Chow et al, 1994).

2.15 TIEMPO DE CONCENTRACION

Es un parámetro que se usa intensamente en los cálculos de la relación precipitación-esorrentía. Es el tiempo de concentración de la cuenca que es el tiempo que una partícula de agua tarda en llegar del punto más alejado al punto de desagüe. (Fattorelli y Fernandez, 2011).

Existen diferentes fórmulas para su estimación, entre las más usadas se tienen:

- Kirpich (1940). Desarrollada con información proporcionada por el Soil Conservation Service (SCS) en siete cuencas en Tennessee (USA) de áreas comprendidas entre 0.0051 y 0.433 km², en canales de altas pendientes (3- 10%). Es una de las fórmulas más tradicionales que expresa el tiempo de concentración en horas.

$$T_c = 0.000325 \times \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

Donde:

L = Longitud del cauce principal en metros

S = Pendiente del canal en m/m

Pezzoli, (1988) basado en medidas relativas en algunas cuencas de piedemonte sugirió calcular el tiempo de concentración en horas, así:

$$T_c = 0.055 \times \frac{L}{\sqrt{S}}$$

Donde:

L = Longitud del cauce principal en kilómetros

S = Pendiente media del canal principal en m/m

2.16 TIEMPO DE RETRASO

Es el intervalo de tiempo comprendido entre los instantes que corresponden, respectivamente al centro de gravedad del hietograma de la tormenta, y al centro de gravedad del hidrograma. Algunos autores reemplazan el centro de gravedad por el máximo, ambas definiciones serían equivalentes si los diagramas correspondientes fueran simétricos. (Villón, 2002).

Adicionalmente, un estudio de los hidrogramas unitarios de muchas cuencas rurales grandes y pequeñas indica que el tiempo de retardo $T_r \approx 0.6T_c$. Donde T_c es el tiempo de concentración de la cuenca. (Chow et al, 1994).

2.17 TRANSITO DE CAUDALES

El Transito de caudales es un procedimiento para determina el tiempo y la magnitud del caudal (es decir, el hidrograma de caudal) en un punto de un curso de agua utilizando hidrogramas conocidos o supuestos en uno o más puntos aguas arriba. Si el flujo es una creciente, el procedimiento se conoce específicamente como “tránsito de crecientes”. En un sentido más amplio, el tránsito de caudales puede considerarse como un análisis para seguir el caudal a través de un sistema hidrológico, dada una entrada. (Chow et al, 1994).

2.18 TRANSITO HIDROLOGICO EN RIOS, MUSKINGUM

El método Muskingum es un método de transito hidrológico que se usa comúnmente para manejar relaciones caudal-almacenamiento variables. Este método modela el almacenamiento volumétrico creciente en un canal de un río mediante la combinación del almacenamiento de cuña y prisma. Durante el avance de la onda de creciente, el caudal de entrada es mayor que el caudal de salida, siendo un almacenamiento de cuña. Durante la recesión, el caudal de salida es mayor que el caudal de entrada resultando en una cuña negativa. Adicionalmente, existe un almacenamiento por prisma que está formado por un volumen de sección transversal constante a lo largo de la longitud del canal prismático. (Chow et al, 1994).

El método de enrutamiento de Muskingum utiliza un método simple de conservación de masa para dirigir el flujo a través del alcance de la corriente. Sin embargo, no asume que la superficie del agua esté nivelada. Suponiendo una superficie de agua lineal, pero no nivelada, es posible explicar el aumento del almacenamiento durante el lado ascendente de una ola de inundación y la disminución del almacenamiento durante el lado descendente. Al agregar un tiempo de viaje “K” para el alcance y una ponderación “X” entre la influencia de la entrada y la salida, es posible aproximar la atenuación.

El factor K es esencialmente el tiempo de viaje a través del alcance. Puede estimarse a partir del conocimiento de las propiedades de sección transversal y propiedades de flujo. Puede ser un parámetro de calibración en algunos casos.

El factor X es la ponderación entre la influencia de entrada y salida; V va desde 0.0 hasta 0.5. En la aplicación práctica, un valor de 0.0 resulta en una atenuación máxima y 0.5 resultados en ninguna atenuación. La mayoría de los alcances de flujo requieren un valor intermedio encontrado a través de la calibración. (HEC-HMS, 2016).

2.19 MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS

El software HEC-HMS es un Sistema de Modelación Hidrológica (Hydrologic Model System) diseñado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del centro de investigación del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos; diseñado para simular la precipitación – escorrentía, procesamiento del sistema de cuencas hidrográficas.

Este software produce hidrogramas que se puede utilizar directamente o en conjunto con otros softwares para el estudio de disponibilidad de agua, pronóstico de flujo, drenaje urbano, futuro impacto urbano, reducción de daños de inundaciones, diseño de aliviaderos de reservorios, etc. (U.S. Army Corps of Engineers. 2008).

Los fenómenos hidrológicos son bastante complejos, por ello, estos son representados en forma simplificada como un sistema. Un sistema es un conjunto ordenado de normas, principios, órganos, procedimientos o medidas que se relacionan entre sí regulando el funcionamiento del propio conjunto. El ciclo hidrológico puede tratarse como un sistema, que tiene como componentes la precipitación, evaporación, escorrentía, área geográfica, entre otros. Estos componentes se pueden agrupar en subsistemas de todo el ciclo hidrológico, que se pueden analizar individualmente y combinar los resultados en función a las interacciones de los subsistemas para analizar el sistema en su conjunto.

La entrada al sistema hidrológico es básicamente la precipitación y la salida es el caudal. Los procesos hidrológicos considerados en el Modelo Hidrológico HEC-HMS, son: la precipitación sobre el área de la cuenca; abstracciones o pérdidas; la transformación del exceso de precipitación en escorrentía directa y el flujo base (U.S. Army Corps of Engineers. 2008).

2.20 MODELO HIDRÁULICO HEC-RAS

El HEC-RAS es un software que permite al realizar modelos unidimensionales para ejecutar el análisis hidráulico del flujo de agua en lámina libre, en régimen permanente y no permanente.

Para el análisis hidráulico en régimen permanente, HEC-RAS realiza cálculos de los perfiles de la superficie del agua en flujo gradualmente variado. Los Perfiles de la superficie del agua en régimen subcrítico, supercrítico y mixto también pueden ser calculados. Los perfiles de la lámina de agua son calculados de sección en sección resolviendo la ecuación de energía por medio del procedimiento iterativo del Paso Estándar (U.S. Army Corps of Engineers, 2008).

2.21 EVAPORACIÓN

Es un fenómeno físico de cambio de estado del agua de líquido a gaseoso, esto sucede permanentemente en el ciclo hidrológico. Este fenómeno es afectado por los factores meteorológicos, el que mayor fuerza de impacto tiene sobre ella, es la radiación solar porque gracias a este se produce la evaporación.

La evaporación puede medirse a partir del tanque evaporímetro en milímetros (mm) por unidad de tiempo (día)

2.22 ZONAS INUNDABLES

Las inundaciones son el resultado de lluvias fuertes o continuas que sobrepasan la capacidad de absorción del suelo y la capacidad máxima de carga de los ríos. El área que ocupa el agua al desbordarse un río se llama zona inundable. Estadísticamente, los ríos igualarán o excederán la inundación media anual, cada 2.33 años” (Leopold,1984).

2.23 ENCAUZAMIENTO

Un encauzamiento, en el sentido amplio, es cualquier arreglo o intervención que toma un tramo de un río (tramo de cauce) como su objeto de actuación primordial. Con esta definición se excluyen por ejemplo las obras de aprovechamiento del río, y otras estructuras que interaccionan con la misma (Martín, 2002).

2.23.1 CONSIDERACIONES DE ENCAUZAMIENTO

Existen dos condiciones para deducir algunos principios de trazado de un encauzamiento, el régimen de Aguas y la sinuosidad. El régimen de Aguas refiere a presencia de aguas altas y aguas bajas en el cauce principal, y se diferencian por su permanencia y persistencia. La sinuosidad explica que los ríos en régimen natural no son rectos, la morfología fluvial nos dice, por medio de la geometría hidráulica y la analogía de la balanza, que al crecer el caudal de agua por causa hidrológica permanente, y consiguientemente crece también el caudal sólido, las formas sinuosas se hacen mayores (Martín, 2001).

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 MATERIALES

3.1.1 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA Y TOPOGRÁFICA

La información cartográfica utilizada en la investigación fueron las siguientes Cartas Nacionales: 26- M; 27-L; 27-M; 28-K; 28-L; 28-M, a una escala de 1:100,000 elaborado por el IGN (Instituto Geográfico Nacional), en el Sistema de Coordenadas UTM (Universal Transverse Mercator), en el Datum WGS1984, Zona 18 Sur.

Además, se obtuvo el levantamiento topográfico del cauce del río Pisco proporcionado por el Programa “Protección de Valles y Poblaciones Rurales Vulnerables ante Inundaciones” a través del Programa Subsectorial de Irrigaciones (PSI).

3.1.2 INFORMACIÓN METEOROLÓGICA E HIDROMÉTRICA

La información pluviométrica ha sido obtenida a partir de las estaciones meteorológicas administradas por el SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología) de la DZ5 (Dirección Regional de Ica, Huancavelica Sur, Ayacucho Sur y Arequipa Este). Se ha recolectado información pluviométrica máxima anual en 24 horas presentadas en la Tabla 4. Las estaciones meteorológicas que influyeron en la investigación fueron: Acnocochoa, Choclococha, Cocas, Cusicancha, Pariona, Tambo, Ticrapo, Totorá, Tunel Cero y Huancano.

La información hidrométrica, también se obtuvo del SENAMHI de la Dirección Regional de Ica. Se dispuso de información de la estación hidrométrica situada en la cuenca del río Pisco, las cuales son: Letrayoc – Huancano, Letrayoc – Humay. Ver Tabla 5

Tabla 5: Precipitación máxima anual en 24 horas (mm)

AÑO	Acnococ ha	Chocloco cha	Cocas	Cusican cha	Pariona	Tambo	Ticra po	Totora	Túnel Cero	Huanca no
1964			19.8				21.5			
1965			21.6			35	20.7			
1966			20.2	18.7			12.6	15		9.2
1967			36	23.5			24.4	24		27.5
1968				12.3		24	10	20		3.5
1969				23			35.8	22		9.4
1970			22.1	25.3		13.3	40.2	23		13.4
1971	32.3		29.4	28.6		18.2	28.4	21	30.7	9.2
1972	29.2		30.8	26.9	40.01	30.7	32	27	28.2	13
1973	24.6		36.8	13.1	37.8			25	34.6	10
1974	31.1		20.6	9.7	36.9	21	14	22	24.2	6.7
1975	24.1	27.4	22.4	6.6	39.1	42.4	19.5	19	29.2	3.2
1976	26.4	36.1	21.4	6.6	34.4	40		20	22.8	16.8
1977	26.9		20.6	24.2	29.7	20.5	24	25	31.3	4.4
1978	28.1	22.9	14.4	20	20.61	32	5.4	20.01	19.5	5.5
1979	22.3	15.4	27.4		25.4	20.4	18	25.01	33.2	3
1980	23	14.8		19	44.4	21.2		35	27.3	8.6
1981	22.6	13.5		20	28.5	25.6	33	29	35.9	4.6
1982	32.1			10.1		15.7	10.9	29.01	52.2	
1983	30.1	26.5		5		35	30	24.01		
1984	28.7			20		40	20.8	37.01	38.3	
1985	26.5	19		11	26.5	30	18	30	22.7	
1986	29.2	36				30		27	35.3	
1987	22.4	24.4			14.8	20		13.01	23.1	
1988	26.9	39.1			28	17			27.8	2.1
1989	20.3					36.7			31.9	
1990		39.5				29			54.5	
1991				21		40				
1992										
1993		39.3		29					36.5	
1994		37.3		17.8		22			30.5	
1995		28.1		14.3		43.2			26.2	
1996		25.9		10.8		42			27.3	
1997		67.5		22.2		30			21.6	
1998		55.5		42		40			25.1	
1999		34.4		25.7		23			26.1	
2000		38		20.1		26				5.4
2001		29.3		28.4		16			29.6	3.1
2002		30.7							23.7	9.2
2003		57.7		18.9		22			27.4	2.9
2004		45		9.9		16			28.7	1.4
2005		36.1		12.4		27			47.8	17
2006		36.7		27.7		38			25	
2007				18.8		16.5			35.8	
2008		24.6		20.6		26			28.6	7.7
2009		58.4		19.2		38			36.2	5.6
2010		44.6		29.5		40			40.6	3.3
2011		34.4		20.2		26			26.9	4
2012		43.9		54.1		29			57.8	4.5
2013		45.4		23.5		17			30.2	11.5
2014		37.6		21.1		16			24.3	8.2
2015				22.2						7

Fuente: Adaptado de Estudio hidrológico del Proyecto de Inversión Pública SNIP 184550

Tabla 6: Caudales máximos anuales

Año	Q (m ³ /s)	Año	Q (m ³ /s)	Año	Q (m ³ /s)
1933	227.5	1962	423.06	1990	49.38
1934	264.5	1963	255.85	1991	325
1935	311	1964	238.45	1992	47.75
1936	360.5	1965	162.44	1993	118
1937	956.03	1966	710.02	1994	312.5
1938	253.7	1967	521.91	1995	354.37
1939	328.67	1968	189.11	1996	190
1940	155.34	1969	314.07	1997	150
1941	212.25	1970	454.31	1998	800
1942	326.79	1971	194.45	1999	355
1943	301.93	1972	509.87	2000	215
1944	295.05	1973	293.62	2001	240
1945	250.01	1974	194.68	2002	300
1946	528.14	1975	141.88	2003	176.25
1947	144.09	1976	237.62	2004	215
1948	765.1	1977	231.26	2005	137.5
1949	148.26	1978	80.33	2006	350
1950	156.33	1979	213.13	2007	250
1951	289.09	1980	91.23	2008	300
1952	208.05	1981	252	2009	-
1953	427.2	1982	274	2010	-
1954	536.64	1983	273	2011	-
1955	403.42	1984	485.65	2012	-
1956	330.99	1985	200.5	2013	-
1957	256.19	1986	355	2014	-
1958	169.35	1987	146.2	2015	290
1959	378.26	1988	369.5	2016	215
1960	312.85	1989	272.5	2017	370
1961	272.04				

Fuente: Adaptado de Estudio hidrológico del Proyecto de Inversión Pública SNIP 184550

3.1.3 EQUIPOS Y SOFTWARES

En la presente investigación se han utilizado los siguientes equipos de gabinete y programas de cómputo:

- a. Equipos:
 - Laptop Asus, Modelo X555LB, Procesador Intel Core i7 2.40 Gh, Memoria RAM de 8 GB.
- b. Softwares
 - ArcGIS 10.3

- AutoCAD Civil 3D 2018
- HEC-HMS 4.2.1
- HEC-RAS 5.0.3
- Hydrognomon 4
- Microsoft Office 2016

3.2 UBICACIÓN DE LA CUENCA EN ESTUDIO

3.2.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La zona de estudio se localiza aproximadamente entre los paralelos 12°52' y 13°48' de latitud Sur y 75°02' y 76°13' de Longitud Oeste. En la proyección UTM – WGS84 sus puntos extremos se encuentra entre los paralelos 365,978 y 495,455 de Coordenadas Este y 8'473,994 y 8'576,196 de Coordenadas Norte.

Altitudinalmente se extiende desde el nivel del mar hasta la línea de cumbres de la Cordillera Occidental de los Andes, que constituye la divisoria continental de las aguas y cuyo punto más alto corresponde al Cerro San Juan de Dios (5,218 m.s.n.m.).

El valle de Pisco se halla ubicado en la Costa Central del Perú, en el sector central del departamento de Ica; fisiográficamente, este valle está constituido principalmente por el llano aluvial del río Pisco, por sus abanicos y paisajes ecológico y marino.

En valle del río Pisco está conectado a la Capital de la Republica y a las principales poblaciones de la Costa Sur del país, mediante la Carretera Panamericana, la más importante vía de la red de carreteras del país. Esta carretera íntegramente asfaltada, atraviesa el valle a lo largo de su faja litoral, uniendo las ciudades de Lima y pisco mediante un trecho asfaltado de 243 Km. de longitud.

Otra vía importante en la zona es la carretera longitudinal de la cuenca, conocida con el nombre de “Vía de los Libertadores”. Esta carretera de 364 Km. de longitud, se inicia a la altura del Km. 233.3 de la Panamericana Sur, poco antes del puente Huamaní sobre el río

Pisco. Enlaza los pueblos de Pisco, Independencia, Humay, Huáncano, Ticrapo, Castrovirreyna, Santa Inés y Ayacucho.

3.2.2 LÍMITES HIDROGRÁFICOS

Norte: Cuenca Mantaro

Nor-Oeste: Intercuenca 137531 y la Cuenca San Juan

Oeste: Océano Pacífico.

Sur: Intercuenca 13751 y la Cuenca Ica

Este: Cuenca Pampas

3.2.3 UBICACIÓN POLÍTICA

La cuenca del río Pisco políticamente está ubicada en los departamentos de Ica y Huancavelica. La parte baja de la cuenca corresponde a la provincia de Pisco del departamento de Ica (distritos de Paracas, San Andrés, Pisco, Túpac Amaru Inca, San Clemente, Independencia, Humay y Huáncano). La parte alta ocupa las provincias de Castrovirreyna (distritos de Ticrapo, Mollepampa, Cocas, Castrovirryena y Santa Ana) y Huaytara (distritos de Quito-Arma, Hauytara, Huayacundo-Arma, San Antonio de Cusicancha y Pilpichaca) del departamento de Huancavelica; cubre una extensión de 4,122.38 Km².

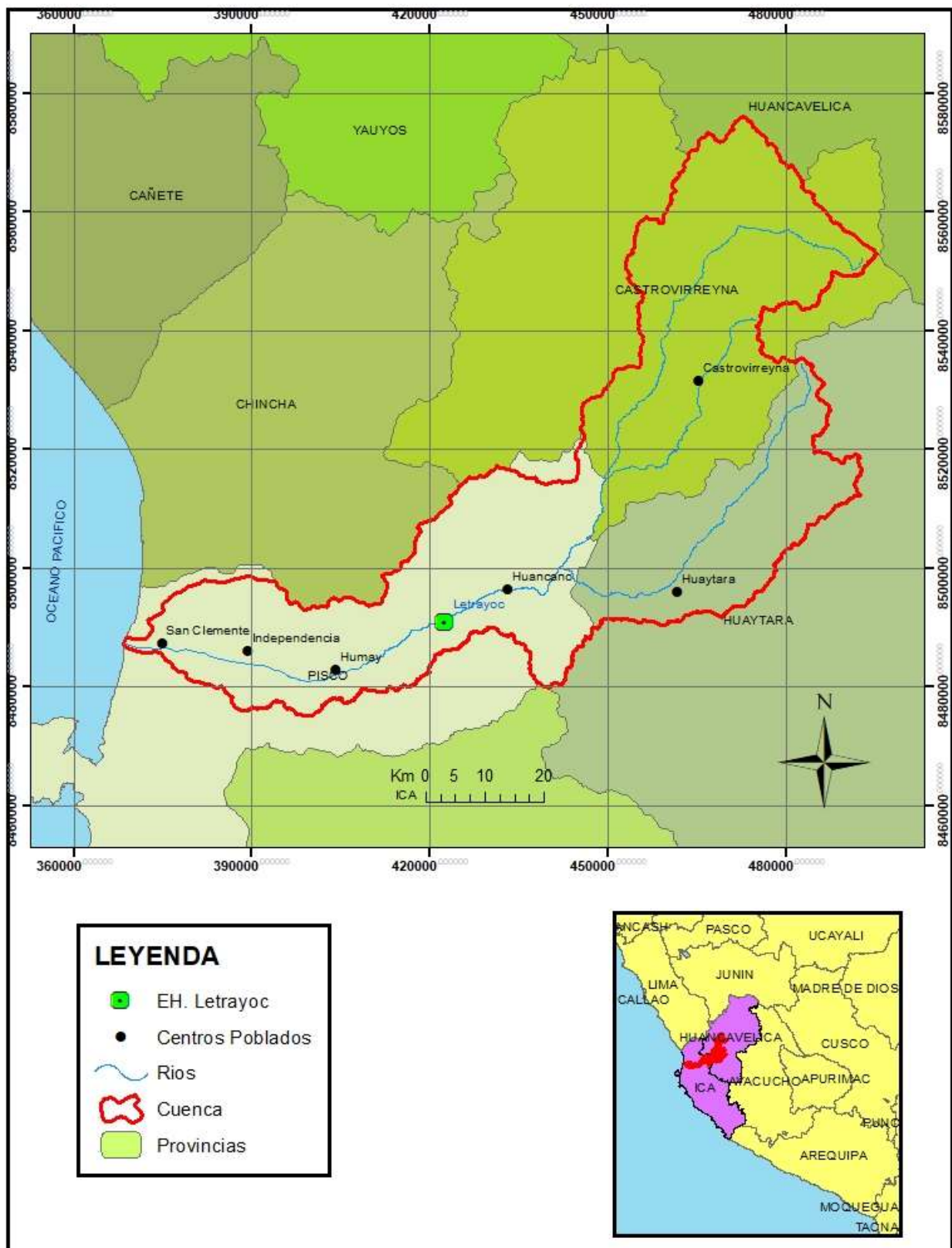


Figura 3. Ubicación de la cuenca en estudio

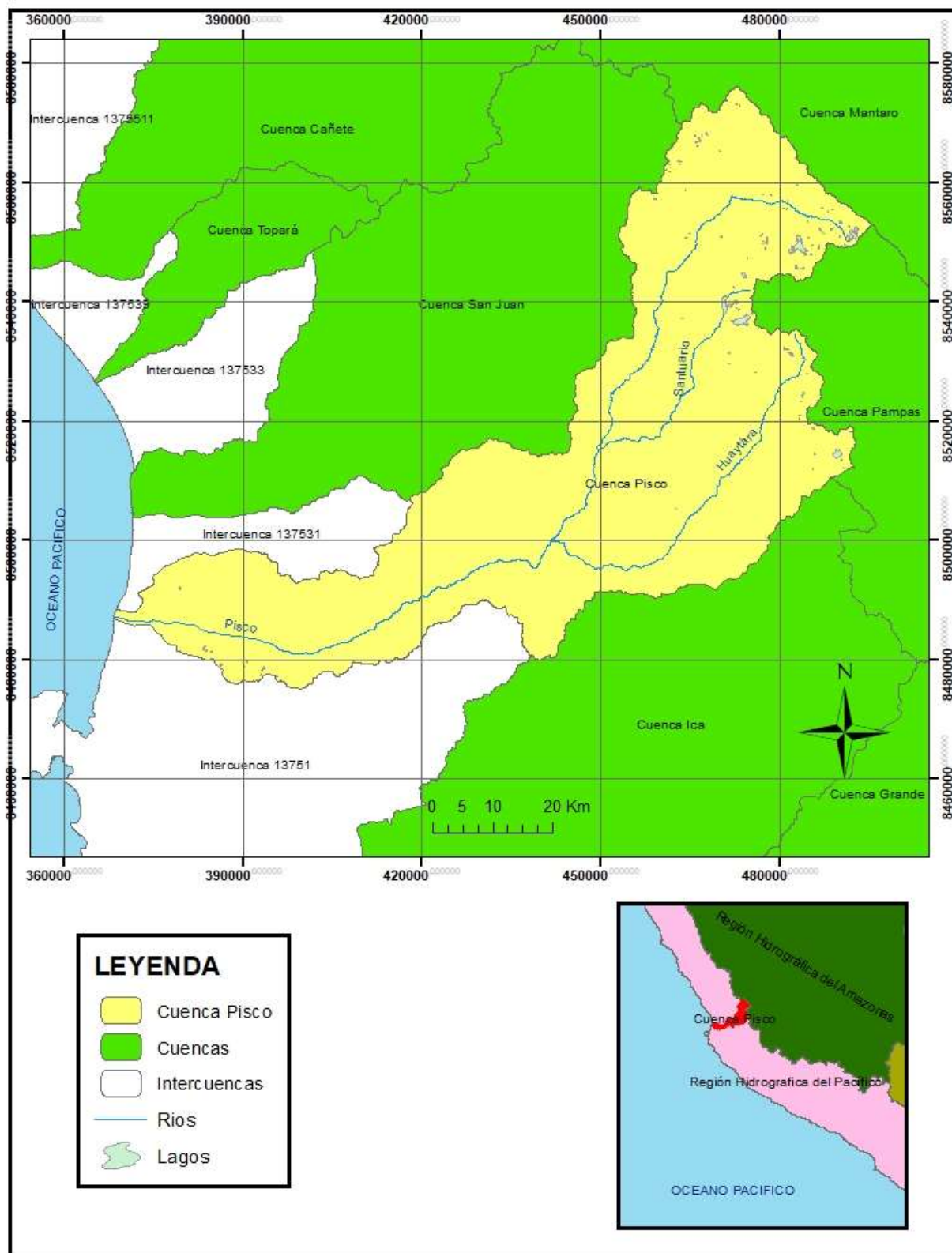


Figura 4. Ubicación hidrográfica de la cuenca en estudio

3.2.4 POBLACION INVOLUCRADA

La población involucrada en este estudio pertenece a los distritos de San Clemente y Tupac Amaru, en la provincia de Pisco, departamento de Ica; que se encuentran en la rivera norte y sur del tramo del río a evaluar en la simulación hidráulica.

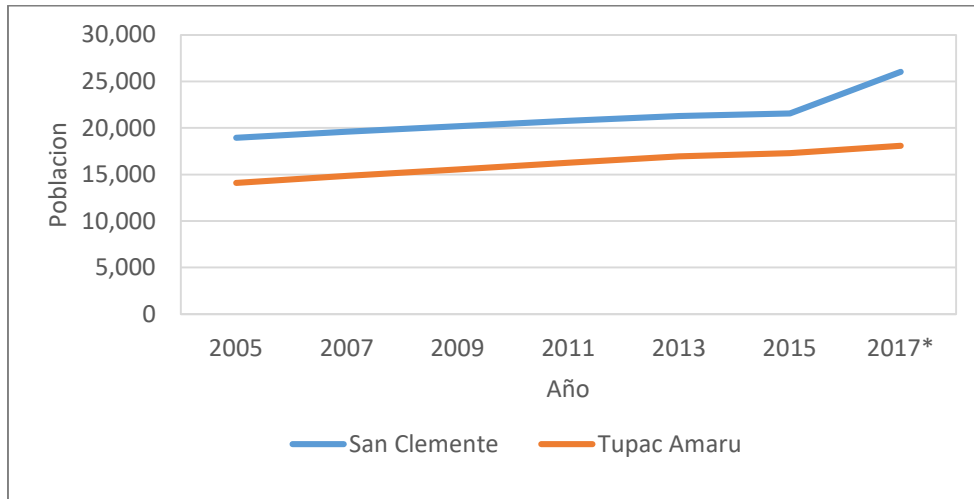


Figura 5. Crecimiento de la población en San Clemente y Tupac Amaru. Adaptado de INEI 2017. Los datos del 2017 pertenecen al resultado del Censo Nacional, los años anteriores son proyecciones de la misma entidad.

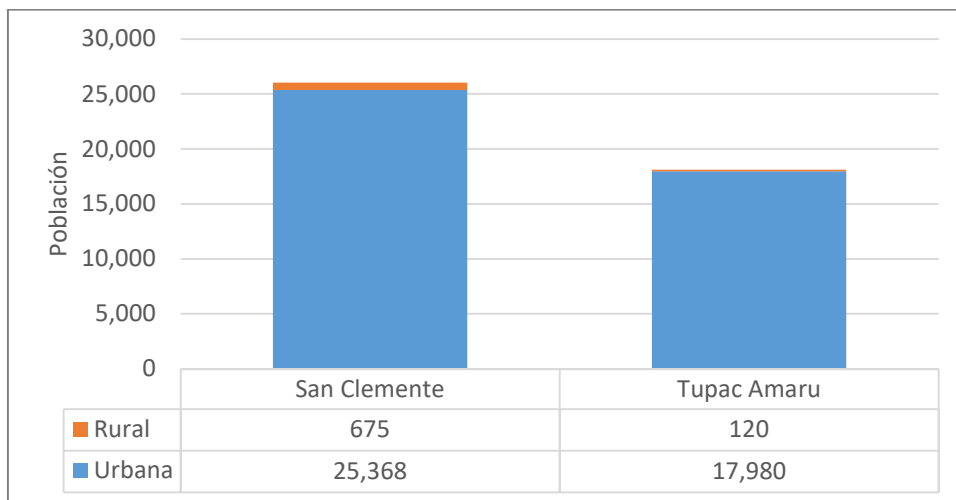


Figura 6. Población urbana y rural en San Clemente y Tupac Amaru (2017). Adaptado de INEI

3.3 METODOLOGIA

La metodología empleada en esta investigación se puede dividir básicamente en tres partes.

- a) Procesamiento de la información recabada para encontrar los valores de las variables involucradas en el proceso de modelación hidrológica e hidráulica.
- b) Modelación hidrológica y calibración utilizando el Software HEC-HMS.
- c) Modelación Hidráulica utilizando el software HEC-RAS con los caudales generados en la modelación hidrológica y análisis de posibles áreas afectadas por desborde del tramo del río bajo investigación.

3.3.1 DELIMITACIÓN DE LA CUENCA

Para proceder con la delimitación de la cuenca en estudio se utilizó la información topográfica de la carta nacional en escala 1:100'000 en formato shape (.shp). Esta información se procesó en el software ArcGis 10.3 para convertirla en un DEM que nos permitió realizar un análisis detallado del área bajo análisis.

- a) Al tener el DEM en el software ArcGis 10.3 se procedió a realizar una corrección de las posibles imperfecciones del DEM inicial. Con la ayuda de la extensión ArcHydro, usamos la herramienta Fill Sinks que rellena las celdas en depresión del modelo digital de elevación con la finalidad de nivelar las depresiones al terreno circundante, para determinar adecuadamente la dirección del flujo.
- b) Con la herramienta Flow direction, el software calcula la dirección del flujo para cada una de sus celdas y la muestra en un nuevo DEM. La dirección del flujo se define buscando el camino descendente de una celda a otra.
- c) La herramienta Flow accumulation crea el raster de acumulación de flujo para cada celda determinando el número de celdas que, aguas arriba, vierten sobre las celdas aguas abajo de ellas.
- d) Empleando Stream definition se crea el raster que define la red de drenaje y se clasifican las celdas como pertenecientes a la red de flujo si estas superan el valor de uno en la reclasificación de todos los pixeles del raster de acumulación de flujo que superan el umbral especificado.

- e) Aplicando Stream segmentation se crea un raster de segmentos de flujo que tienen identificación única, esta es una división del cauce en segmentos ininterrumpidos.
- f) Usando la herramienta Catchment grid delineation se crea un raster en el que cada celda tiene un valor que corresponde al segmento del flujo que drena esa área; esta herramienta básicamente divide la zona de estudio en microcuencas.
- g) Se convierte el raster de microcuencas al formato shape (shp.) con el uso de la herramienta Catchment Polygon Processing.
- h) Procesando las líneas de drenaje mediante la herramienta Drainage Line Processing se obtiene un Shape de entidad de línea que contiene un identificador de la cuenca en la que reside.
- i) Finalmente se delimita la cuenca con la selección de los polígonos involucrados de forma visual o con la ayuda de la herramienta delineación de puntos de ArcHydro Tools.

3.3.2 PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA

En este proceso se determinó los parámetros geomorfológicos de la cuenca que son requeridos en el modelamiento hidrológico, estos parámetros caracterizan a la cuenca.

- a) Área de la Cuenca (A): Se calculó el área de la cuenca y de las subcuencas en el software ArcGis 10.3 en la tabla de atributos.
- b) Perímetro de la Cuenca (P): Se calculó el perímetro de la cuenca y subcuencas en el software ArcGis 10.3 en la tabla de atributos.
- c) Índice de Compacidad o de Gravelious (K): Se calculó el índice de compacidad de la cuenca y subcuencas para expresar la influencia que tiene la forma de estas cuando son afectadas por tormentas. Si $K > 1$ la cuenca tiende a ser alargada y a ser menos afectada en su totalidad por una tormenta.

$$K = 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{A}}$$

- d) Longitud del Cauce Principal: Se calculó las longitudes del cauce principal de cada subcuenca mediante el uso del software ArcGis 10.3 y la herramienta Longest Flow Path for SubWatershed de la extensión ArcHydro en algunos casos.
- e) Pendiente del Cauce Principal: Se determinó la pendiente del río principal de la cuenca y subcuencas utilizando el método de la pendiente uniforme.

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

Donde:

S: Pendiente expresada en m/m

H: Diferencia de cotas entre la altura máxima y la mínima del cauce en metros (m)

L: Longitud del cauce en metros (m)

3.3.3 ANÁLISIS DE LOS DATOS METEOROLÓGICOS

Se recopiló la información pluviométrica histórica máxima anual en 24 horas proporcionada por las estaciones meteorológicas administradas por el SENAMHI. Se utilizó la información de diez estaciones cercanas a la cuenca entre los años 1964 al 2015, las cuales se aprecian en la Tabla 4.

3.3.4 VALIDACIÓN DE DATOS

Al analizar los datos de un evento de lluvia es frecuente encontrar puntos que se separen en forma más o menos sensibles de la línea media de frecuencia. El método del Water Resources Council (1981) recomienda la realización de ajustes de estos datos dudosos.

Los datos dudosos son puntos de la información que se alejan significativamente de la tendencia de la información restante. La inclusión o eliminación de estos datos puede afectar significativamente la magnitud de los parámetros estadísticos calculados para la información, especialmente en muestras pequeñas. Se usaron las ecuaciones expuestas en la revisión bibliográfica.

La prueba de datos dudosos se realizó en cada una de las doce estaciones involucradas en el estudio. Se identificaron dos datos dudosos:

- Un dato dudoso bajo en la estación Pariona.
- Un dato dudoso bajo en la estación Ticrapo.

Tabla 7: Datos dudosos encontrados en las precipitaciones máximas anuales en 24 horas (mm)

Año	Pariona	Ticrapo	Año	Pariona	Ticrapo
1964		21.5	1977	29.7	24
1965		20.7	1978	20.61	5.4
1966		12.6	1979	25.4	18
1967		24.4	1980	44.4	
1968		10	1981	28.5	33
1969		35.8	1982		10.9
1970		40.2	1983		30
1971		28.4	1984		20.8
1972	40.01	32	1985	26.5	18
1973	37.8		1986		
1974	36.9	14	1987	14.8	
1975	39.1	19.5	1988	28	
1976	34.4				

3.3.5 ANÁLISIS DE FRECUENCIAS

El análisis de frecuencia de las precipitaciones máximas diarias se efectuó por métodos analíticos con el uso del software Hydrognomon, en la cual se probaron modelos de distribución tales como la Distribución Normal, Log-Normal, Gamma, entre otros; seleccionando para cada serie la de mejor ajuste.

El método analítico consiste en asumir que la serie de datos puede ser ajustada a través de una función de densidad de probabilidades conocida. Esto requiere conocer las funciones y emplear pruebas de bondad de ajuste, siendo la más usada la prueba de Kolmogorov-Smirnov, (Santana, 2007).

3.3.6 PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

Para la prueba de bondad de ajuste se utilizó la prueba de Smirnov-Kolmogorov con el uso del software Hydrognomon, el cual consiste en comparar la máxima diferencia entre la función teórica y la distribución empírica. El resultado de la prueba se expresa en porcentaje.

Tabla 8: Distribución de frecuencias y prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov

Estación	Distribución	Porcentaje de Ajuste
Acnococha	Normal	97.13%
Choclococha	Pearson III	90.65%
Cocas	EV1-Max (Gumbel) LM	70.17%
Cusicancha	Normal	71.91%
Pariona	Normal	97.05%
Tambo	Gamma	77.91%
Ticrapo	Pearson III	99.90%
Totora	Gamma	99.87%
Tunelcero	Log Pearson III	100.00%
Huancano	Pearson III	99.99%

3.3.7 PERIODO DE RETORNO

Por la finalidad del estudio se consideró realizar el modelamiento para los periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años.

Tabla 9. Precipitación máxima por periodo de retorno en mm

Estación	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
Acnococha	31.26	32.94	34.02	35.00	36.98
Choclococha	52.14	59.59	64.67	69.42	79.57
Cocas	33.34	38.33	42.03	45.71	54.2
Cusicancha	32.07	36.38	39.16	41.66	46.72
Pariona	41.79	45.15	47.32	49.27	35.23
Tambo	39.75	45.38	49.28	52.96	53.23
Ticrapo	34.46	39.25	42.46	45.42	60.93
Totora	31.76	35.08	37.35	39.47	51.67
Tunelcero	42.63	50.45	56.78	63.58	43.98
Huancano	15.02	19.83	23.42	27.00	81.51

3.3.8 DISTRIBUCIÓN DE LA PRECIPITACIÓN (THIESSEN)

Para el cálculo de la precipitación por área se usó el método de los Polígonos de Thiessen. Con el software ArcGIS 10.3 con el comando «Create Thiessen Polygons», ubicado en Analysis tools - Proximity. Para esto se partió de la distribución espacial de las estaciones meteorológicas seleccionadas para el estudio. Con estos polígonos se obtuvo el área de influencia que tienen las estaciones pluviométricas sobre cada una de las subcuencas interceptándolo con el shape de las subcuencas. El cálculo porcentual se realizó finalmente en Excel.

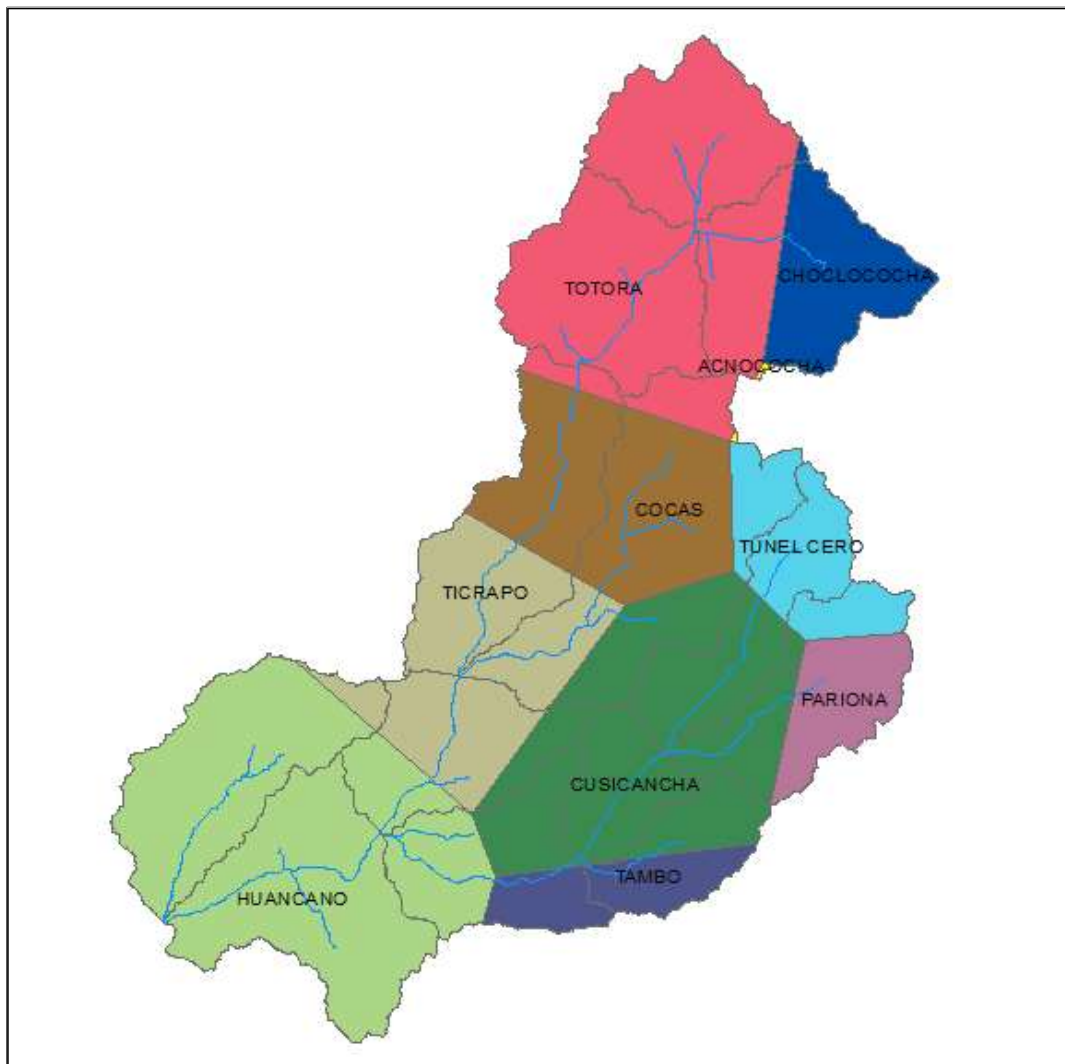


Figura 7. Polígonos de Thiessen en la cuenca de estudio

3.3.9 CÁLCULO DE PRECIPITACIÓN DE DISEÑO

La tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para usarse en el modelamiento de un sistema hidrológico. La precipitación de diseño conforma la entrada al sistema.

Para distribuir la precipitación máxima correspondiente a las estaciones y los periodos de retorno a lo largo de la duración de la lluvia, es preciso contar con información que defina la duración e intensidad con el fin de obtener con mayor aproximación el histograma de precipitación, sin embargo, no se tienen registros de este tipo. Con tal motivo se procedió aplicando la metodología recomendada en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC de Dick Peschke que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas.

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

Donde:

Pd = Precipitación total (mm)

d = duración (min)

P₂₄ = Precipitación máxima en 24 horas (mm)

Para este caso se consideró una precipitación de seis horas:

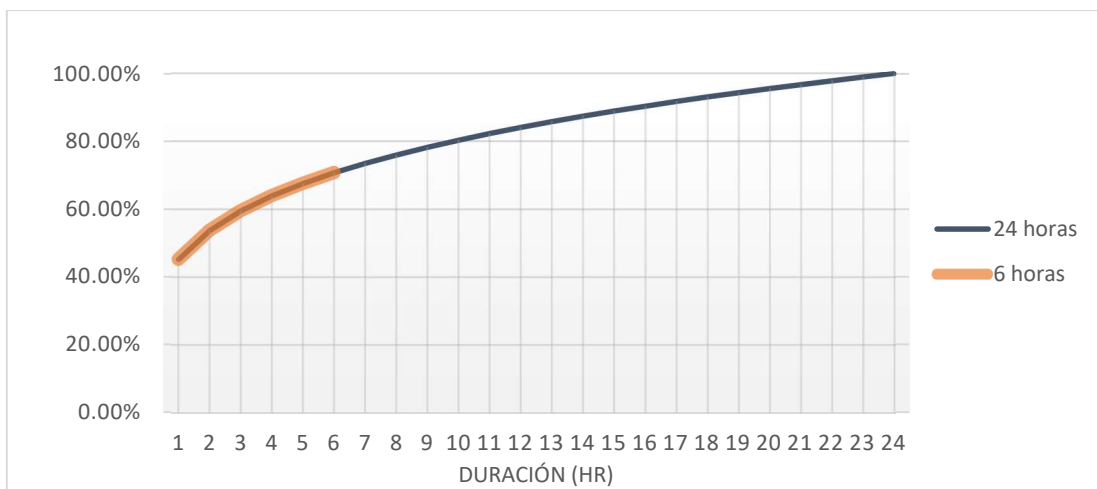


Figura 8. Proporción de la precipitación diaria

Para desarrollar el hietograma de diseño se utilizó el método del bloque alterno, el cual es una forma simple de desarrollar un hietograma. Tomando las diferencias entre los valores sucesivos de profundidad de precipitación se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo. Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha e izquierda del bloque central (V. Te Chow, 1994).

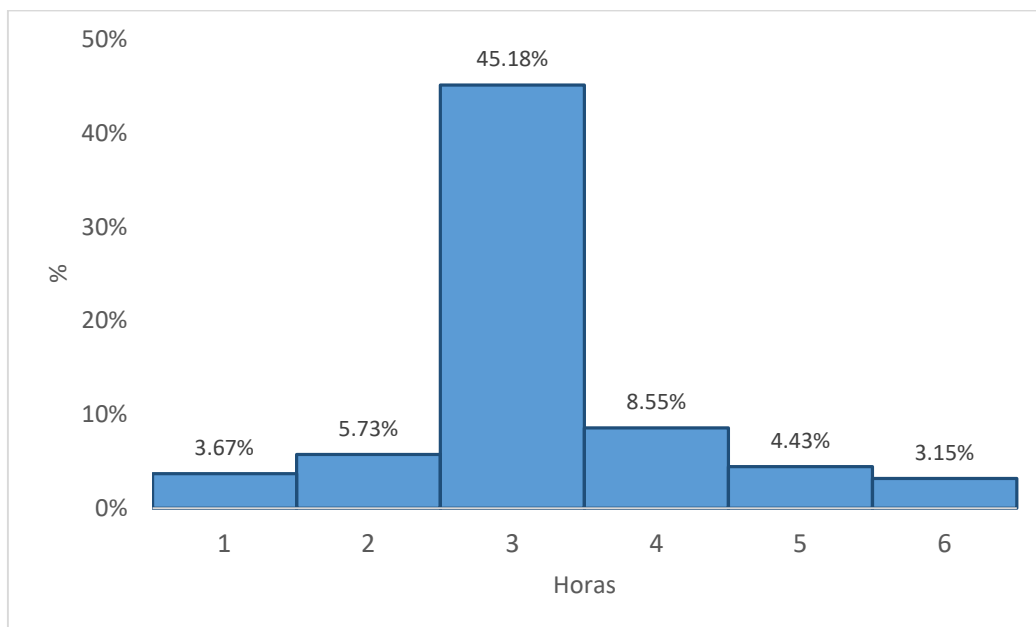


Figura 9. Hietograma sintético de seis horas

3.3.10 ESTIMACIÓN DEL FLUJO BASE

Se utilizó el parámetro de flujo base Monthly Constant del HEC-HMS. Se estimó el flujo base a partir de los datos hidrológicos de caudales promedios mínimos a 24 horas anuales, se contaban con datos desde el 2011.

Se extrajeron los caudales mínimos por cada mes como se ve en la siguiente tabla:

Tabla 10. Caudales promedio mínimos por mes en m³/s

	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
2011									2.05	8.5	12.23	1.6
2012	6	20	30.5	23	7.8	4.63	3	2.4	3	1.4	3.2	6.65
2013	14.67	16							0	0.85	3.5	2.9
2014	10	0	0					1.8	2.2	1.6	1.75	1.2
2015	14.25	32.5	43.75	15	6.1	2.2	1.8	2.8	4.15	1.58	4.7	2
2016	2.55	7.5	13.25	8.5	2.65	2.88	2.3	0.88	0.2	0.33	0.2	0.12
2017	11	33.75	58.75	10.75	9	5.5	4	2.8	2.3	2.3		

Se eligieron los mayores caudales y con ellos se procedió a realizar el ajuste de frecuencias con el software Hydrognomon eligiéndose la distribución normal:

Tabla 11. Flujo base en m³/s

Periodo de Retorno (Años)	Caudal del Flujo base
10	50.42
25	59.22
50	64.92
100	70.03
500	80.4

3.3.11 CÁLCULO DE ABSTRACCIONES

El cálculo de las abstracciones se determinó mediante el modelo de pérdidas del Número de Curva de la SCS (Soil Conservation Service). Este modelo estima el exceso de precipitación como una función de la precipitación acumulada, la cubierta del suelo, uso de la tierra y la humedad antecedente, utilizando la siguiente ecuación:

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

Donde:

Pe = Exceso de precipitación acumulada en el tiempo

P = Profundidad precipitación acumulada en el tiempo

Ia = Abstracción o pérdida inicial

S = Potencial máximo de retención.

A partir del análisis de los resultados de muchas cuencas hidrográficas experimentales pequeñas, el SCS desarrolló una relación empírica de Ia y S:

$$Ia = 0.2S$$

Por lo tanto, el exceso acumulado en el tiempo es:

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

El exceso incremental para un intervalo de tiempo se calcula como la diferencia entre el exceso acumulado al final y al comienzo del período.

La retención máxima S y las características de la cuenca hidrográfica se relacionan a través de un parámetro intermedio, el número de curva (comúnmente abreviado CN) como:

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

Los valores de CN varían desde 100 (para cuerpos de agua) hasta aproximadamente 30 para suelos permeables con altas tasas de infiltración. Los valores del número de curva se obtuvieron del Catálogo de Metadatos de la Autoridad Nacional del Agua (ANA).

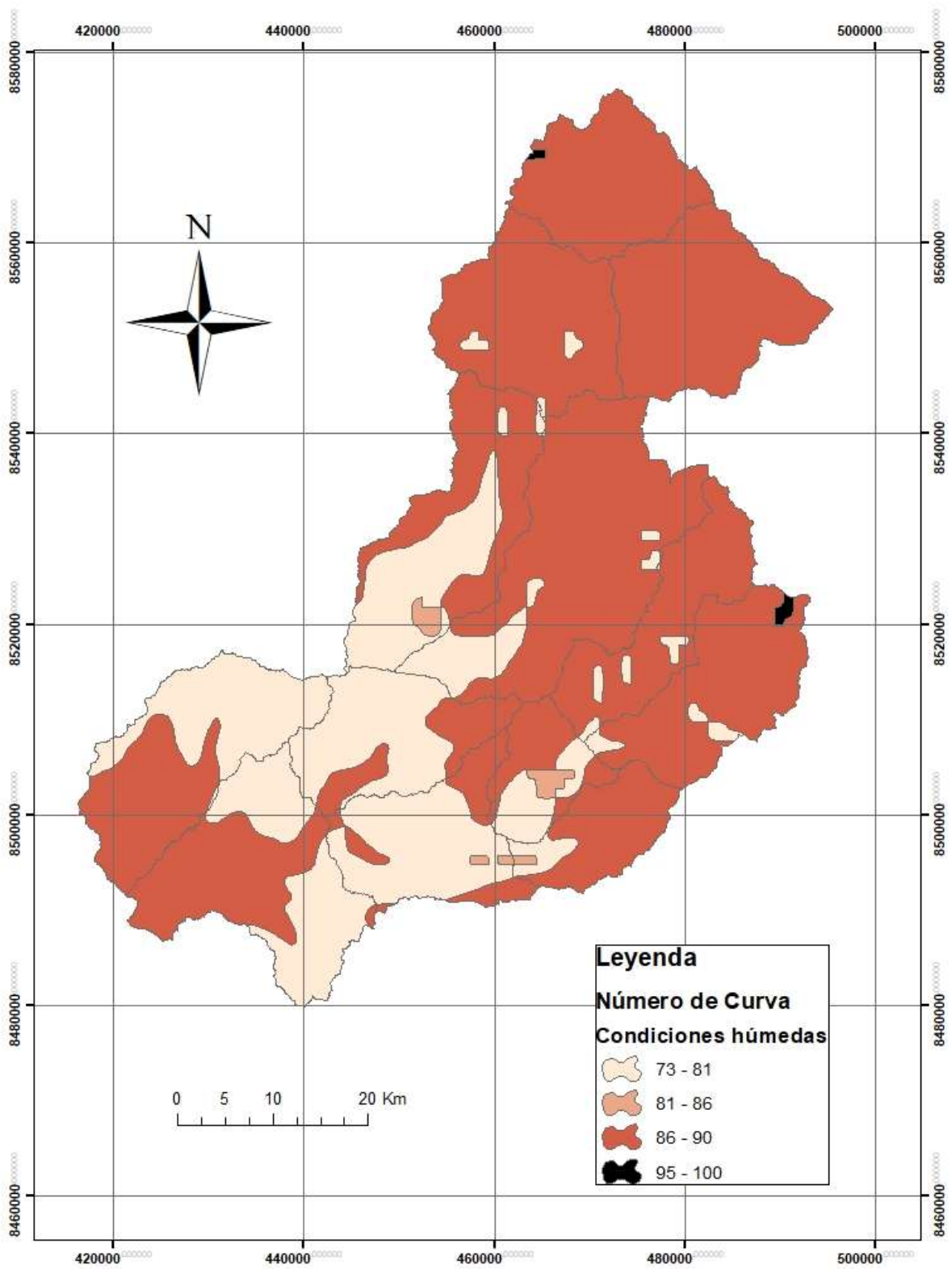


Figura 10. Mapa de número de curva

3.3.12 CÁLCULO DE ESCORRENTÍA

El cálculo de la escorrentía se determinó mediante el método del Hidrograma Unitario del SCS. El método se basa en los promedios de hidrogramas unitarios derivados de la lluvia acumulada y la escorrentía para un gran número de pequeñas cuencas agrícolas en los Estados Unidos.

La investigación realizada por SCS sugiere que el pico del Hidrograma Unitario y el tiempo del pico del Hidrograma Unitario están relacionados por:

$$Up = C \times \frac{A}{Tp}$$

Donde:

A = Área de la Cuenca

C = Constante de conversión (2.08 en el sistema internacional)

El tiempo de pico Tp (también conocido como tiempo de aumento) está relacionado con la duración de la unidad de exceso de precipitación como:

$$Tp = \frac{\Delta t}{2} + Tr$$

Donde:

Δt = Duración de la precipitación en exceso

Tr = Tiempo de retraso

Para las cuencas hidrográficas no calibradas, el SCS sugiere que el tiempo de retraso esta relacionado con el tiempo de concentración, Tc , como:

$$Tr = 0.6Tc$$

El Tiempo de concentración (Tc) es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca. Para calcular el tiempo de concentración de cada subcuenca se utilizó la ecuación de Kirpich.

Tabla 12. Tiempos de concentración y retraso para cada subcuenca

SubCuenca	Tc (min)	Tr (min)
1	175.41	105.25
2	227.81	136.68
3	148.07	88.84
4	158.90	95.34
5	114.19	68.51
6	90.93	54.56
7	195.89	117.53
8	212.54	127.52
9	245.61	147.37
10	208.29	124.97
11	150.53	90.32
12	193.02	115.81
13	147.76	88.65

3.3.13 MODELAMIENTO DE RÍOS

Se utilizó el método de Muskingum para simular los ríos. El modelo Muskingum utiliza una aproximación simple de diferencias finitas de la ecuación de continuidad.

Se estiman los valores de los parámetros K y X donde:

- El parámetro K es esencialmente el tiempo de viaje a través del alcance. Puede estimarse a partir del conocimiento de las propiedades de sección transversal y propiedades de flujo. Puede ser un parámetro de calibración en algunos casos (Manual de Referencia Técnica HEC-HMS, 2000).
- El parámetro X es la ponderación entre la influencia de entrada y salida; Va desde 0.0 hasta 0.5. En la aplicación práctica, un valor de 0.0 resulta en una atenuación máxima y 0.5 resultados en ninguna atenuación. La mayoría de los alcances de flujo requieren un valor intermedio encontrado a través de la calibración (Manual de Referencia Técnica HEC-HMS, 2000).

Tabla 13. Valores de K y X utilizados en la modelación

Rio	K	X
Rio A-B	1.51	0.1
Rio B-C	2.08	0.2
Rio C-F	1.59	0.1
Rio D-E	0.91	0.25
Rio E-F	1.48	0.2
Rio F-G	2.28	0.05

3.3.14 ESPECIFICACIONES DE CONTROL

Se fijó el tiempo de duración de la simulación, mediante una especificación de control colocando una fecha y hora de inicio, fecha y hora final y el intervalo de evaluación que permitió calcular los caudales máximos de los diferentes periodos de retorno (10, 25, 50, 100 y 500) para realizar la simulación hidráulica.

3.3.15 CALIBRACIÓN DE MODELO HIDROLÓGICO

La calibración del modelo hidrológico se realizó mediante una metodología iterativa como se aprecia en la fig. 11, que consistió, básicamente, en calibrar los valores del parámetro X del modelo Muskingum de transito de ríos.

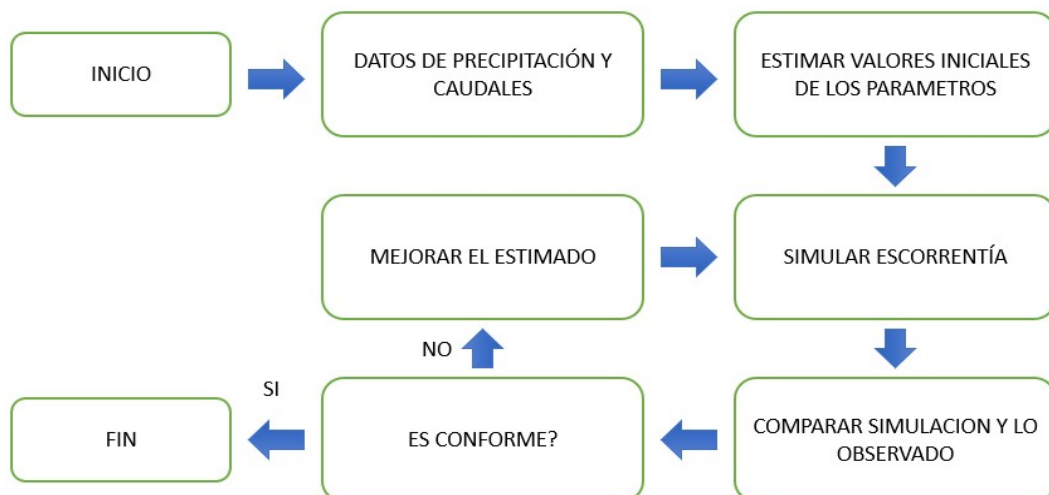


Figura 11. Esquema del procedimiento de calibración

Luego de correr el programa, se obtuvieron los caudales pico de los hidrogramas resultantes de la cuenca, simulados por el HEC-HMS. Luego estos son comparados con los caudales mencionados en la tabla 11, de modo que la diferencia entre estos fuese la mínima posible.

Tabla 14. Caudales ingresados para la calibración del modelo hidrológico

TR (años)	Qo (m³/s)
10	488.95
25	626.87
50	742.64
100	870.29
500	1221.81

Para evaluar la calibración se utilizó el criterio de porcentaje error, cuya función determina el ajuste del valor pico del hidrograma calculado con el observado. Cuantifica el ajuste como el valor absoluto de la diferencia de caudales pico, expresado en porcentaje.

$$E = \frac{|Q_s - Q_o| \times 100\%}{Q_o}$$

Donde:

Qs = Caudal Simulado

Qo = Caudal Observado

3.3.16 GEOMETRÍA DEL CAUCE

Con la información topográfica del cauce del río se procedió a exportar el tramo a analizar desde el software Autocad Civil 3D al software HEC-RAS. Las líneas de muestreo (secciones transversales) se tomaron cada cincuenta metros, al inicio y al final del tramo de evaluación.

3.3.17 DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE MANNING

Ven te Chow en su libro “Hidráulica de Canales Abiertos” proporciona una tabla para cauces naturales, el cual fue tomado en cuenta para determinar el coeficiente de Manning en el modelo hidráulico.

Para el tramo en evaluación se observa que posee vegetación de poca altura en ambas márgenes del río y en la base de este. Se opta por el valor $n = 0.045$.

3.3.18 CAUDAL DEL FLUJO Y CONDICIONES DE CONTORNO

El modelo hidráulico fue realizado con condiciones de flujo estable, para ello se utilizó los caudales de los diferentes periodos de retorno (10, 25, 50, 100 y 500 años) obtenidos en la modelación hidrológica.

Las condiciones de contorno del tramo bajo análisis (pendiente aguas arriba y pendiente aguas abajo) se calculó con la topografía del curso del río.

3.3.19 CALCULO DEL PERFIL BÁSICO

El Software HEC-RAS calcula el perfil de la superficie de agua para flujo estable gradualmente variado en canales naturales o artificiales y para régimen supercrítico, subcrítico o mixto.

El perfil de la superficie del agua se calcula a partir de una sección transversal a la siguiente mediante la resolución de la ecuación de energía con un método iterativo llamado “Paso Estandar”. La ecuación es la siguiente:

$$Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (\alpha)$$

Donde:

Z_1, Z_2 = Elevación del canal principal

Y_1, Y_2 = Profundidad del agua

V_1, V_2 = Velocidad media del flujo

a_1, a_2 = Coeficientes de ponderación de velocidad

g = Aceleración de la gravedad

h_e = Perdida de la cara de energía

Las pérdidas de carga entre dos secciones transversales se componen de las perdidas por fricción y contracción o expansión. La ecuación para la perdida de carga de energía son las siguientes:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (\beta)$$

Donde:

L = Longitud de alcance de la descarga ponderada

\bar{S}_f = Pendiente de fricción representativa entre dos secciones

C = Coeficiente de expansión o perdida de contracción

La longitud L se calcula como:

$$L = \frac{L_{lob} \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}}$$

Donde:

L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} = Longitudes de las secciones transversales de los alcances especificados para el flujo en la ribera izquierda, canal principal y ribera derecha, respectivamente.

$\bar{Q}_{lob}, \bar{Q}_{ch}, \bar{Q}_{rob}$ = Media aritmética de los flujos entre las secciones izquierda, canal principal y derecha, respectivamente.

La evaluación de la superficie del agua desconocida en una sección transversal se determina mediante una solución iterativa de las ecuaciones “ α y β ”. El procedimiento es el siguiente:

1. Asumir una evaluación de la superficie del agua (WSa) en la sección transversal aguas arriba (aguas abajo si se trata de un perfil supercrítico).
2. Sobre la base de la evaluación de la superficie de agua asumido, determinar la correspondiente carga de velocidad y transporte total.
3. Con los valores obtenidos, computar S_f y resolver la ecuación β para h_e .
4. Con los valores obtenidos en 2 y 3 resolver la ecuación α para La segunda elevación del agua (WS2).
5. Comparar el valor calculado de WS2 con el WSA; repetir los pasos del 1 al 5 hasta que los valores estén dentro de 0.003 m de tolerancia.

3.3.20 ANÁLISIS DEL FLUJO

Se efectuó la simulación hidráulica con la herramienta Steady Flow Analysis con régimen de flujo Mixto (Subcrítico y Supercrítico) para todos los periodos de retorno. El análisis se lleva a cabo de forma visual bajo la observación de las secciones transversales y la vista en planta del alcance del espejo de agua. Se considera inundación cuando el agua se extiende más allá del trazo propuesto para el encauzamiento.

3.3.21 PROPUESTA DE ENCAUZAMIENTO

Se propone un encauzamiento dado el caso de que el alcance de la inundación se extiende hacia áreas agrícolas, urbanas o con el potencial de serlo, utilizando la herramienta Levees del software HEC-RAS.

El trazo del encauzamiento supone un dique revestido longitudinal a lo largo de la corriente siguiendo los patrones de la curvatura de la corriente. Esto favorece la formación de un canal más estable y uniforme. Se esperó que el encauzamiento aumentara la velocidad del flujo al disminuir la resistencia, por lo que los niveles de agua pueden disminuir en algunos tramos a pesar de que el ancho del río sea menor al original. (*Véase Anexo C*).

Para el cálculo de la altura mínima del dique se ha aplicado la fórmula de:

$$Hd = Yn + Bl$$

Donde:

Hd = Altura del dique

Yn = Tirante normal

Bl = Borde Libre

Yn es un valor que se obtiene de la simulación hidráulica. Para Bl se utilizó:

$$Bl = \emptyset \times Ec$$

Donde:

Ec = Energía cinética

\emptyset = Coeficiente en función de la máxima descarga y pendiente

Véase Anexo D

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados del presente estudio se pueden dividir en tres fases. La primera fase comprende los resultados de los cálculos iniciales con los que se alimentan los modelos (hidrológico e hidráulico); la segunda fase comprende los resultados del modelo hidrológico con los cuales se procedió a realizar el modelo hidráulico, y la tercera fase que son los resultados del modelo hidráulico.

4.1 CUENCA DELIMITADA

En la fig. 12 se muestran las subcuencas delimitadas en ArcGIS y la numeración que las identifica; producto del proceso de delimitación a partir de la E.H Letrayoc.

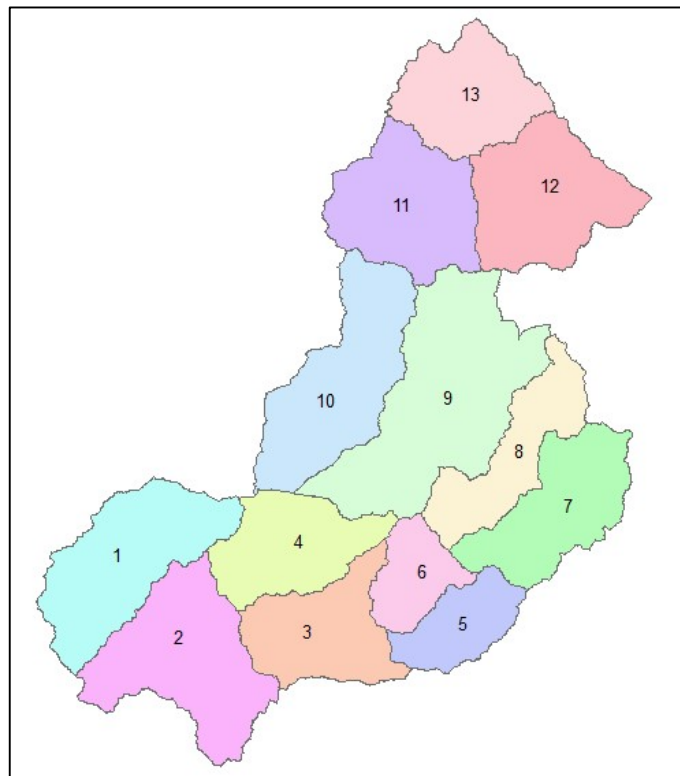


Figura 12. Cuenca y subcuencas del área de estudio

4.2 PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS DE LA CUENCA

Se muestra el resumen del cálculo de los parámetros geomorfológicos de cada subcuenca

Tabla 15. Parámetros geomorfológicos de las subcuencas

Sub Cuenca	Área (Km ²)	Perímetro (Km)	Kc	Long. Cauce Principal (m)	Pendiente (m/m)
1	315.90	95.37	1.51	38,019.21	0.0776
2	342.16	106.52	1.62	26,383.31	0.0190
3	225.67	84.53	1.59	23,984.07	0.0479
4	225.52	76.51	1.44	19,313.88	0.0259
5	132.15	57.90	1.42	23,153.67	0.0878
6	118.29	53.02	1.38	14,216.65	0.0598
7	251.94	88.24	1.57	32,630.55	0.0429
8	206.27	96.44	1.89	36,528.11	0.0435
9	492.76	133.89	1.70	52,553.68	0.0618
10	330.28	102.36	1.59	37,068.45	0.0472
11	285.02	83.09	1.39	19,025.37	0.0289
12	299.03	83.45	1.36	29,269.90	0.0359
13	226.25	77.64	1.46	22,454.44	0.0423

4.3 TIEMPOS DE CONCENTRACION Y RETRASO

Se muestra el tiempo de concentración y el tiempo de retraso para los cauces principales de cada subcuenca.

Tabla 16. Tiempo de concentración y retraso para cada subcuenca

Sub Cuenca	Tc (min)	Tr (min)
1	175.41	105.25
2	227.81	136.68
3	148.07	88.84
4	158.90	95.34
5	114.19	68.51
6	90.93	54.56
7	195.89	117.53
8	212.54	127.52
9	245.61	147.37
10	208.29	124.97
11	150.53	90.32
12	193.02	115.81
13	147.76	88.65

4.4 POLIGONOS DE THIESSEN

En la Tabla 14 se muestran las áreas de influencia de las estaciones pluviométricas en cada subcuenca expresadas en porcentaje.

Tabla 17. Distribución porcentual de influencia de los polígonos de Thiessen

Subcuenca	Area (Km ²)	Estacion Met.	Area Thiessen (km ²)	%
1	315.901	TICRAPO	19.793	6.27%
		HUANCANO	296.108	93.73%
2	342.156	HUANCANO	342.156	100.00%
3	225.666	TICRAPO	0.005	0.00%
		CUSICANCHA	75.024	33.25%
		HUANCANO	94.687	41.96%
		TAMBO	55.950	24.79%
4	225.521	TICRAPO	127.428	56.50%
		CUSICANCHA	38.220	16.95%
		HUANCANO	59.873	26.55%
5	132.149	PARIONA	0.158	0.12%
		CUSICANCHA	63.388	47.97%
		TAMBO	68.603	51.91%
6	118.287	CUSICANCHA	118.024	99.78%
		TAMBO	0.263	0.22%
7	251.935	PARIONA	120.641	47.89%
		CUSICANCHA	82.591	32.78%
		TUNEL CERO	48.703	19.33%
8	206.270	CUSICANCHA	117.379	56.91%
		TUNEL CERO	88.891	43.09%
9	492.764	TICRAPO	86.045	17.46%
		TOTORA	45.330	9.20%
		CUSICANCHA	102.139	20.73%
		TUNEL CERO	57.019	11.57%
		ACNOCOCHA	0.632	0.13%
		COCAS	201.600	40.91%
10	330.284	TICRAPO	151.943	46.00%
		TOTORA	22.540	6.82%
		COCAS	155.801	47.17%
11	285.025	TOTORA	285.025	100.00%
12	299.028	CHOCLOCOCHA	178.156	59.58%
		TOTORA	119.709	40.03%
		ACNOCOCHA	1.163	0.39%
13	226.254	CHOCLOCOCHA	1.949	0.86%
		TOTORA	224.305	99.14%

4.5 PERDIDAS POR ABSTRACCIONES

En la tabla siguiente se presenta el número de curva seleccionado para cada subcuenca, así como la retención potencial máxima y las abstracciones iniciales calculadas.

Tabla 18. Valores usados para el cálculo de abstracciones

Subcuenca	Número de Curva (CN)	Retención Potencial Máxima (S)	Abstracción Inicial (Ia)
1	82.34	54.47	10.89
2	82.58	53.57	10.71
3	79.87	64.01	12.80
4	80.17	62.83	12.57
5	86.46	39.78	7.96
6	83.33	50.83	10.17
7	87.59	35.99	7.20
8	87.24	37.14	7.43
9	86.54	39.49	7.90
10	82.74	52.98	10.60
11	87.64	35.81	7.16
12	88.00	34.64	6.93
13	88.07	34.40	6.88

4.6 PRECIPITACIÓN DE DISEÑO

En la Tabla 16 se presentan las precipitaciones de diseño para una tormenta de siete horas para cada estación pluviométrica y la respectiva distribución de ajuste utilizada para calcular las diferentes precipitaciones para los periodos de retorno de 10, 25, 50,100 y 500 años.

En la fig. 14 se presenta el hietograma de precipitaciones máximas para tormentas de seis horas con el método de Dick Peschke.

Tabla 19. Precipitación máxima para tormentas de seis horas de duración

Estación	Distribución	Precipitación (mm)					Kolmogorov
		T=10	T=25	T=50	T=100	T=500	
Acnococha	Normal	22.10	23.29	24.06	24.75	26.15	97.13%
Choclococha	Pearson III	36.87	42.14	45.73	49.09	56.26	90.65%
Cocas	EV1-Max (Gumbel, L- Moments)	23.58	27.10	29.72	32.32	38.32	70.17%
Cusicancha	Normal	22.68	25.72	27.69	29.46	33.04	71.91%
Huancano	Pearson III	10.62	14.02	16.56	19.09	24.91	99.99%
Pariona	Normal	29.55	31.93	33.46	34.84	37.64	97.05%
Tambo	Gamma	28.10	32.09	34.84	37.45	43.08	77.91%
Ticrapo	Pearson III	24.37	27.75	30.02	32.12	36.53	99.90%
Totora	Gamma	22.45	24.81	26.41	27.91	31.10	99.87%
Tunelcero	Log Pearson III	30.14	35.67	40.15	44.96	57.64	100.00%

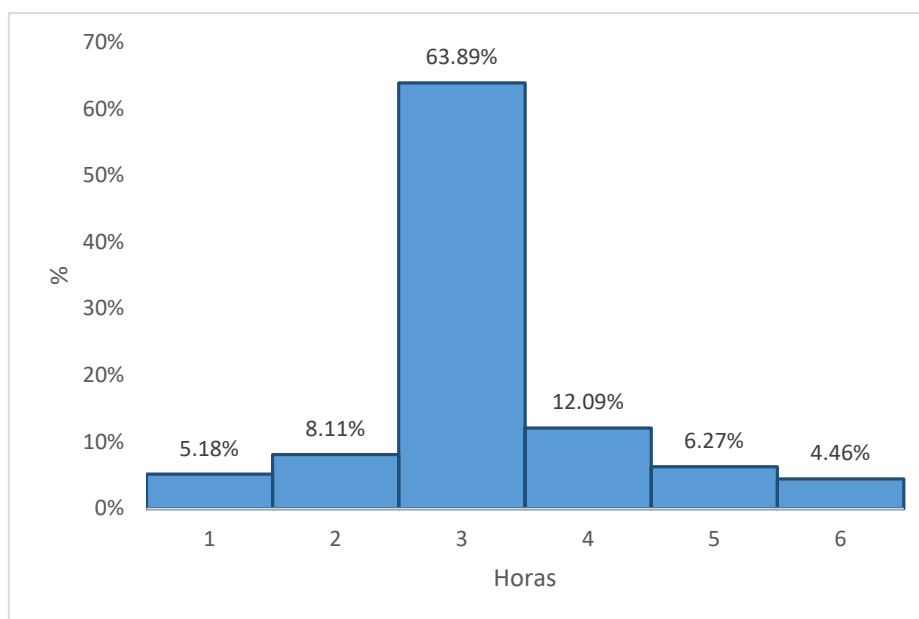


Figura 13. Hietograma de precipitación de tormentas de 6 horas

4.7 MODELAMIENTO HIDROLÓGICO

El modelo hidrológico se realizó para diferentes periodos de retorno (10, 25, 50 y 100 años). La modelación permitió calcular los caudales máximos para cada uno de estos periodos de retorno, los cuales fueron calibrados por datos de caudales máximos históricos registrados en la estación hidrométrica Letrayoc.

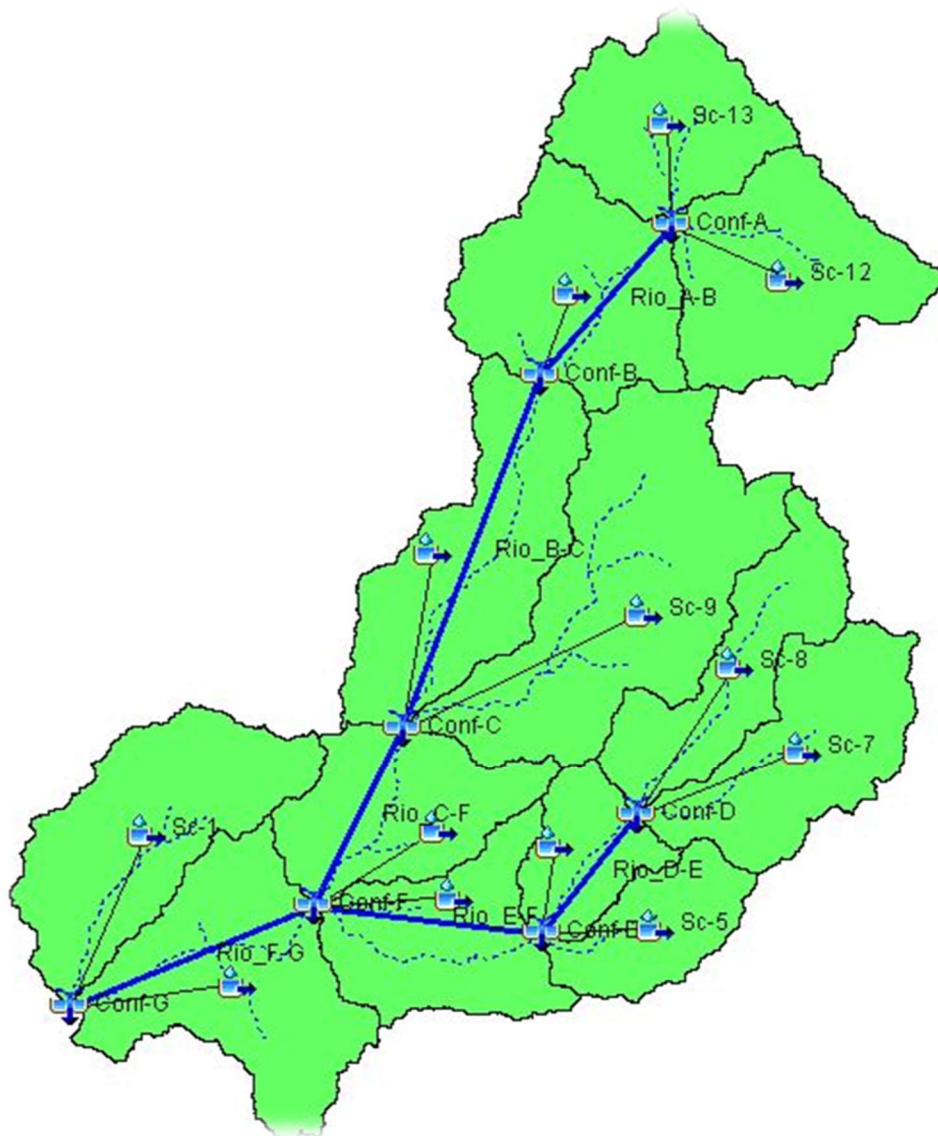


Figura 14. Esquema de funcionamiento del modelo hidrológico en HEC-HMS

4.7.1 Modelamiento Hidrológico para un periodo de retorno de 10 años

La modelación hidrológica de la cuenca del río Pisco, para un periodo de retorno de 10 años, dio como resultado un caudal máximo de 494.5 m³/s.

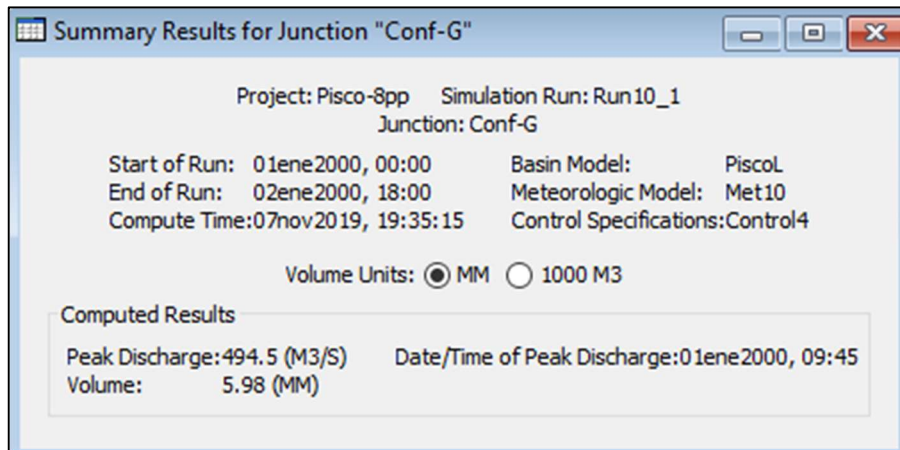


Figura 15. Caudal máximo para un periodo de retorno de 10 años

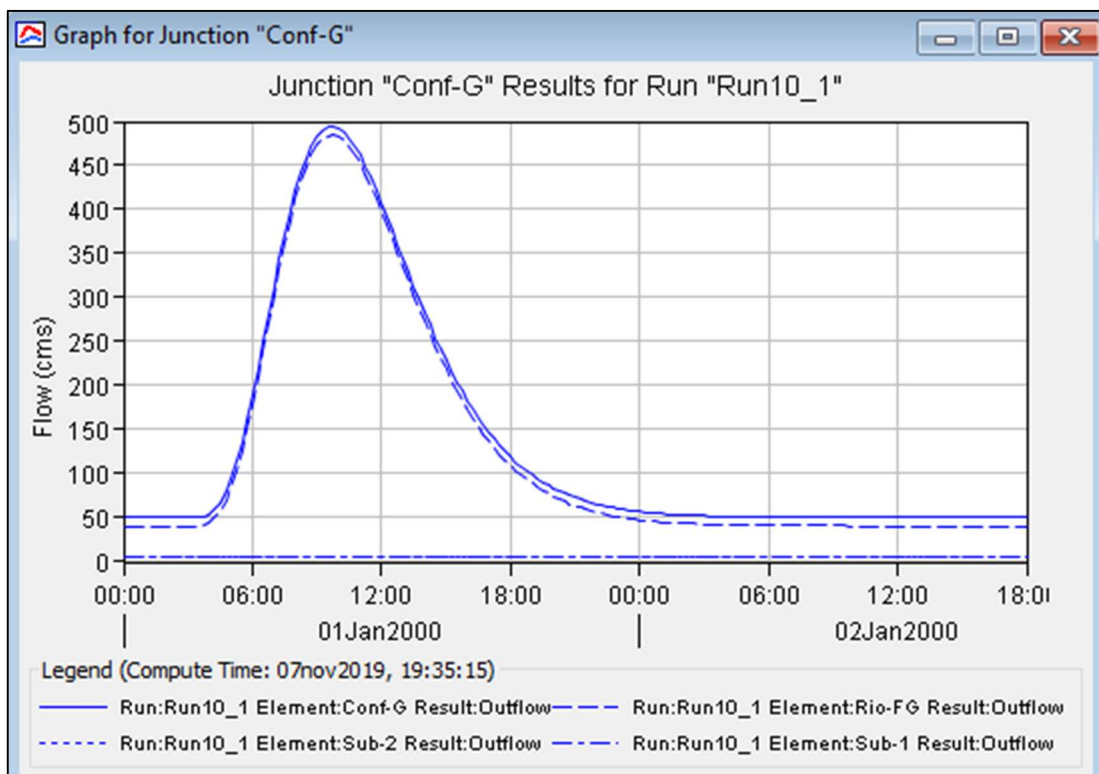


Figura 16. Hidrograma simulado para un periodo de retorno de 10 años

4.7.2 Modelamiento Hidrológico para un periodo de retorno de 25 años

La modelación hidrológica de la cuenca del río Pisco, para un periodo de retorno de 25 años, dio como resultado un caudal máximo de 661.2 m³/s.

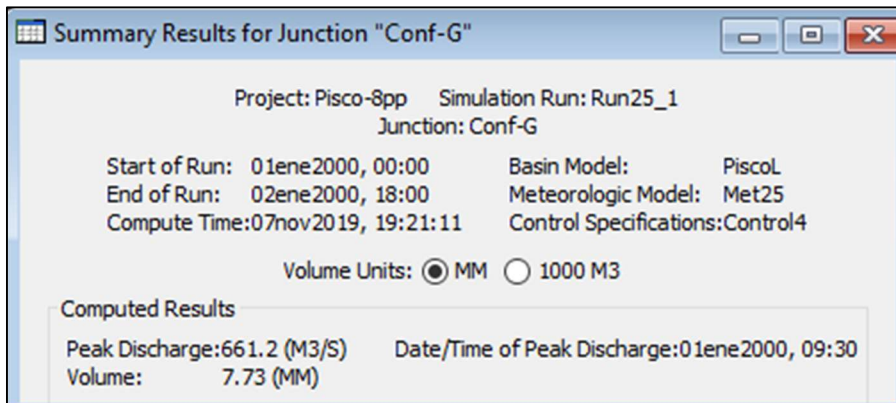


Figura 17. Caudal máximo para un periodo de retorno de 25 años

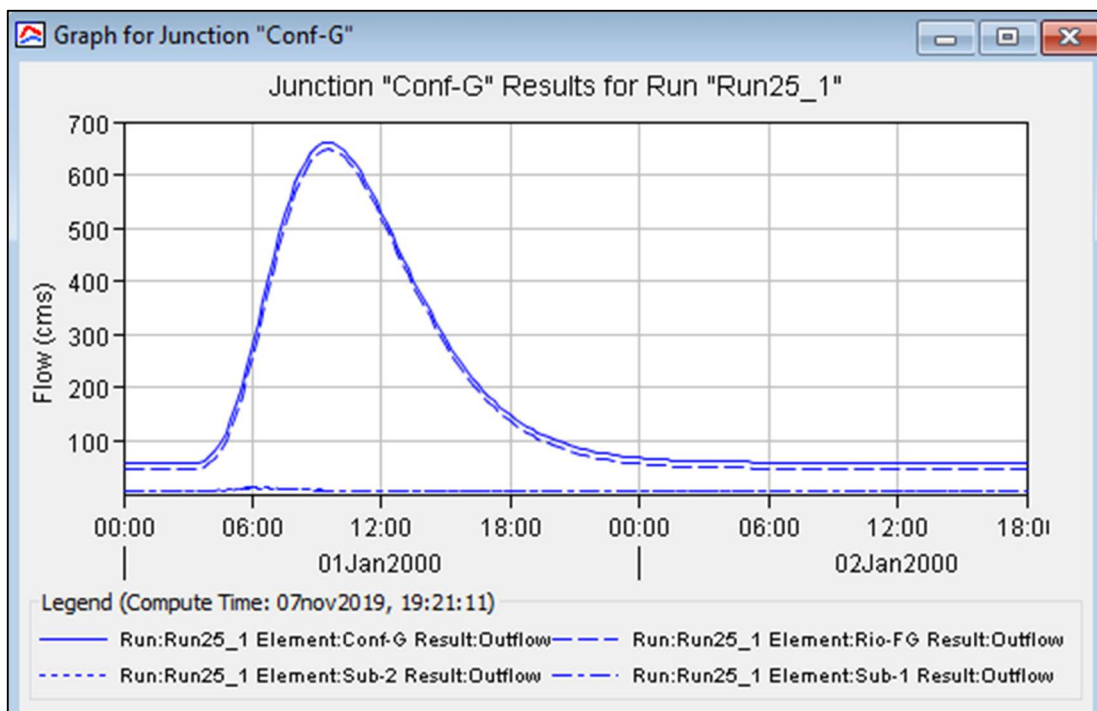


Figura 18. Hidrograma simulado para un periodo de retorno de 25 años

4.7.3 Modelamiento Hidrológico para un periodo de retorno de 50 años

La modelación hidrológica de la cuenca del río Pisco, para un periodo de retorno de 50 años, dio como resultado un caudal máximo de 785.8 m³/s.

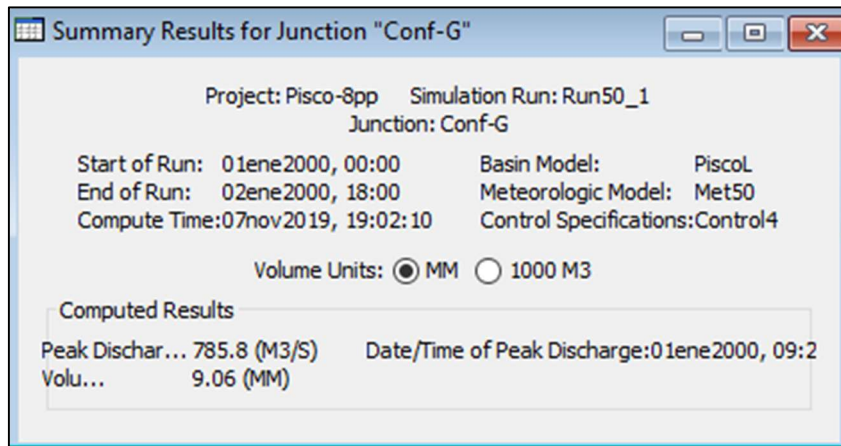


Figura 19. Caudal máximo para un periodo de retorno de 50 años

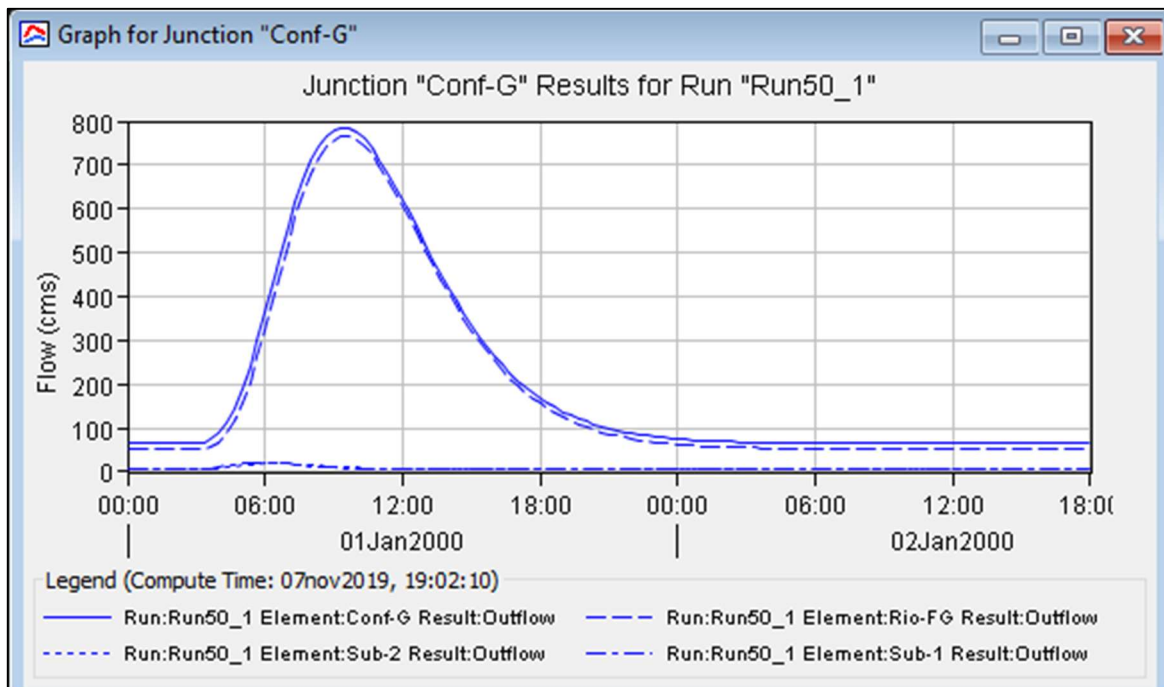


Figura 20. Hidrograma simulado para un periodo de retorno de 50 años

4.7.4 Modelamiento Hidrológico para un periodo de retorno de 100 años

La modelación hidrológica de la cuenca del río Pisco, para un periodo de retorno de 100 años, dio como resultado un caudal máximo de 909.3 m³/s.

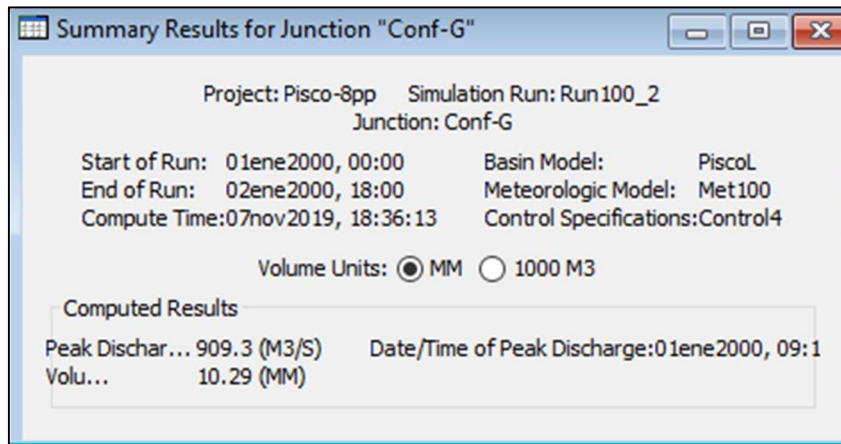


Figura 21. Caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años

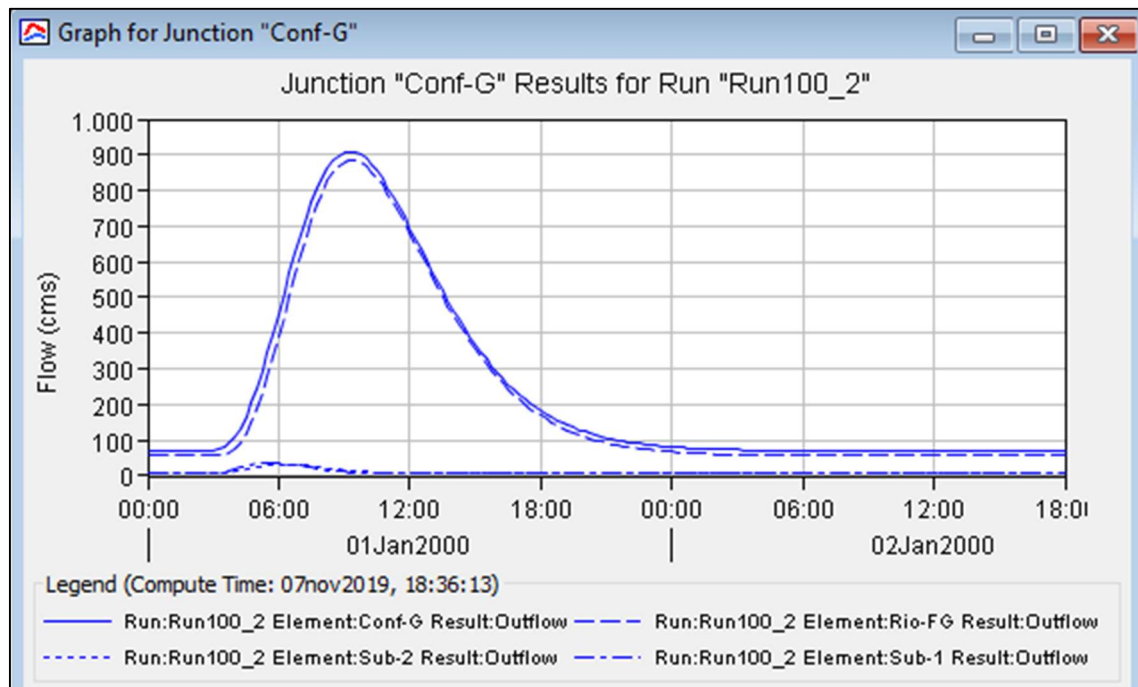


Figura 22. Hidrograma simulado para un periodo de retorno de 100 años

4.7.5 Modelamiento Hidrológico para un periodo de retorno de 500 años

La modelación hidrológica de la cuenca del río Pisco, para un periodo de retorno de 100 años, dio como resultado un caudal máximo de 1238.4 m³/s.

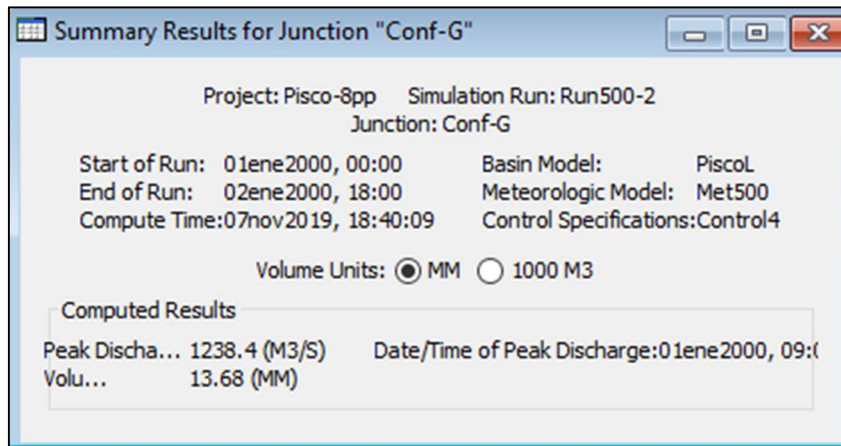


Figura 23. Caudal máximo para un periodo de retorno de 500 años

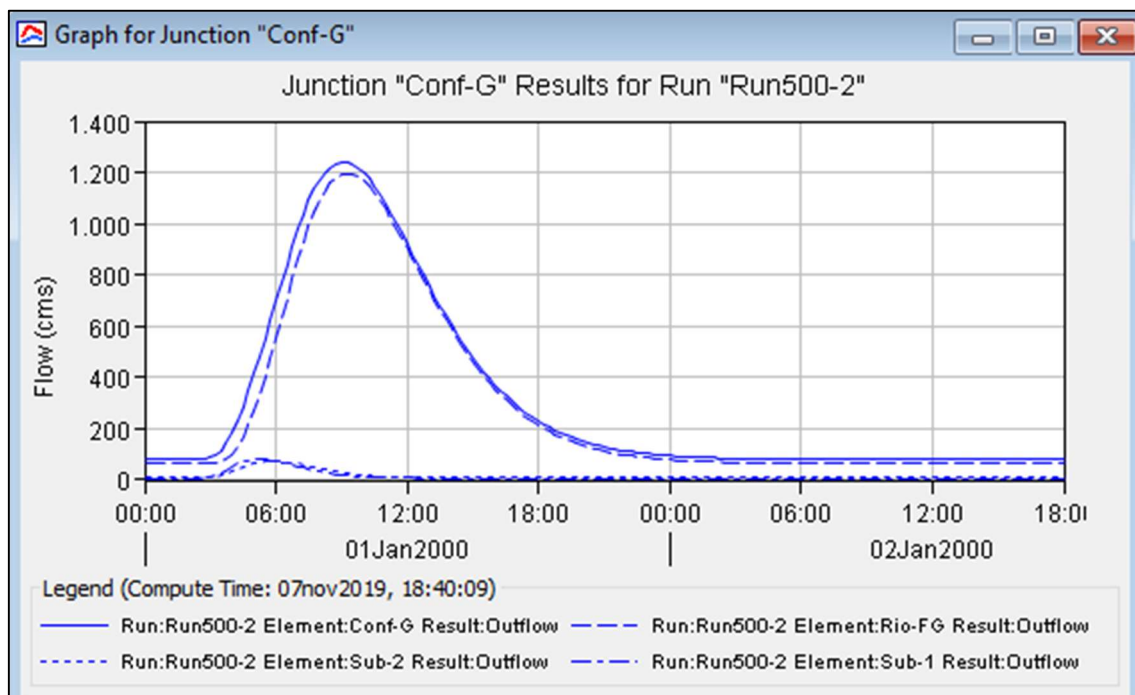


Figura 24. Hidrograma simulado para un periodo de retorno de 500 años

4.7.6 Calibración del Modelo

La calibración se realizó con la comparación de los caudales simulados frente a el ajuste de distribución de los caudales observados, correspondiendo a los periodos de retorno correspondiente. Se muestran los caudales observados ajustados a la distribución GEV máxima (Kappa) con 99.80 % de aproximación de Kolmogorov-Smirnov en la siguiente tabla:

Tabla 20. Calibración de los caudales simulados

Periodo de Retorno	Q obs (m³/s)	Q sim (m³/s)	Error
10 años	488.946	494.5	-1.14%
25 años	626.871	661.2	-5.48%
50 años	742.64	785.8	-5.81%
100 años	870.29	909.3	-4.48%
500 años	1221.81	1238.4	-1.36%

Se observa que ningún error es mayor al 6% y que el error de los caudales extremos no superan el 2 %.

4.8 MODELAMIENTO HIDRAULICO

El modelo hidráulico, simulado en HEC-RAS para cada periodo de retorno (10, 25, 50, 100 y 500 años) permitió obtener mapas de inundación donde se aprecia la extensión que alcanza el agua y el desborde causado.

Los caudales ingresados para cada periodo de retorno corresponden a los hallados en el modelo hidrológico (Q sim) que se aprecian en la tabla 17.

El modelo se simulo con las siguientes características generales para todos los periodos de retorno:

- Pendiente Normal aguas arriba (Sup) : 0.01
- Pendiente Normal aguas abajo (Sdow) : 0.009
- Coeficiente de Manning (n) : 0.045
- Coeficiente de Contracción : 0.1
- Coeficiente de Expansión : 0.3

Se consideró como desborde los espacios que ocupa el agua fuera de los límites regulares que se aprecian en las imágenes satelitales del Google Maps y al mismo tiempo que sobrepasen el trazo donde se propone colocar el encauzamiento.

En la siguiente tabla se muestran las áreas ocupadas por el agua y las consideras como desborde.

Tabla 21. Áreas inundables por periodo de retorno

Periodo de Retorno	Área Ocupada por el Agua	Área de Desborde
10	198'260.92	-
25	211'178.02	5'004
50	230'054.45	12'470.73
100	247'372.56	20'617.45
500	283'934.77	43'442.09

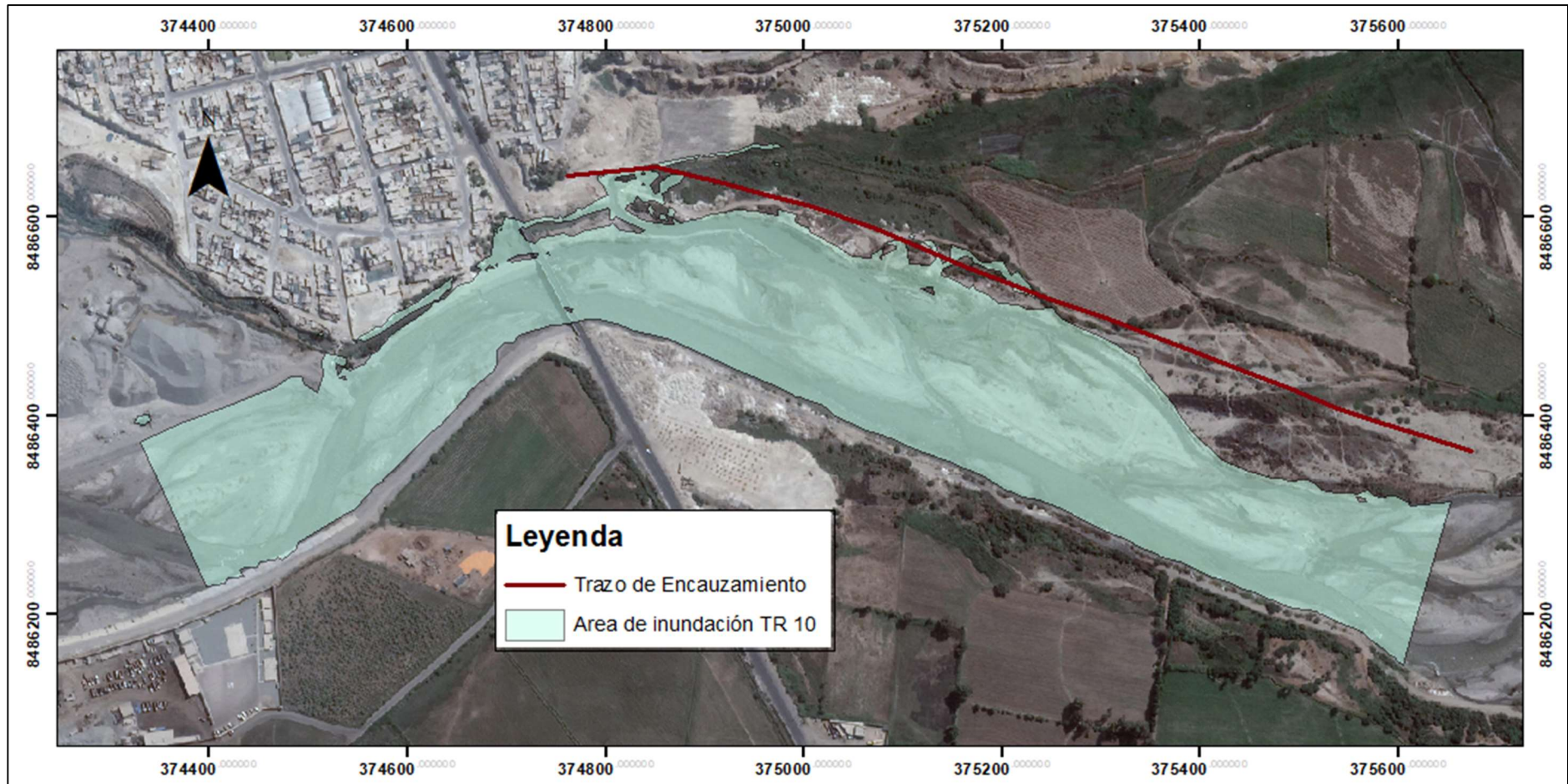


Figura 25. Área de Inundación, Periodo de Retorno de 10 años.

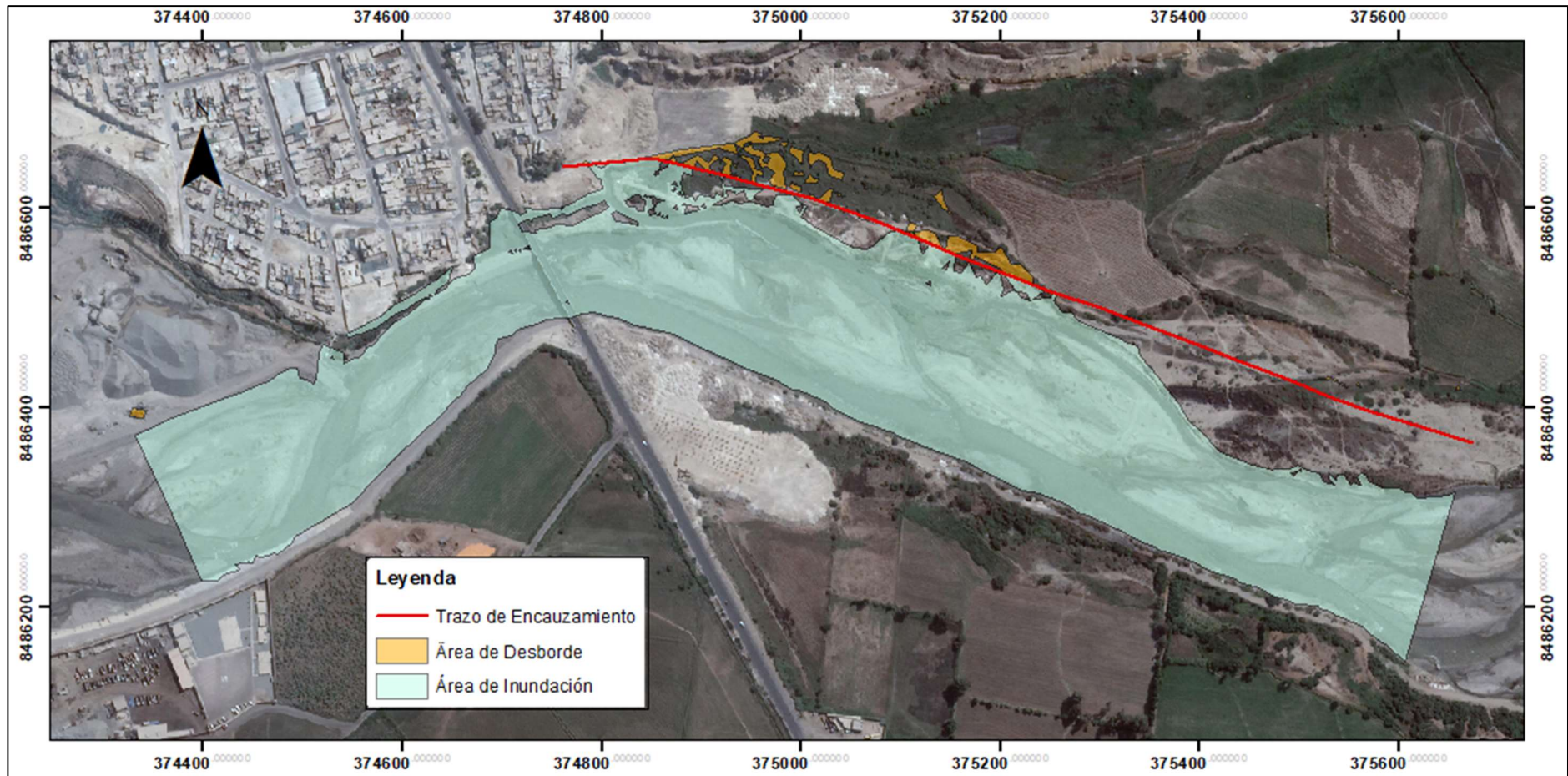


Figura 26. Área de Inundación, Periodo de Retorno de 25 años.

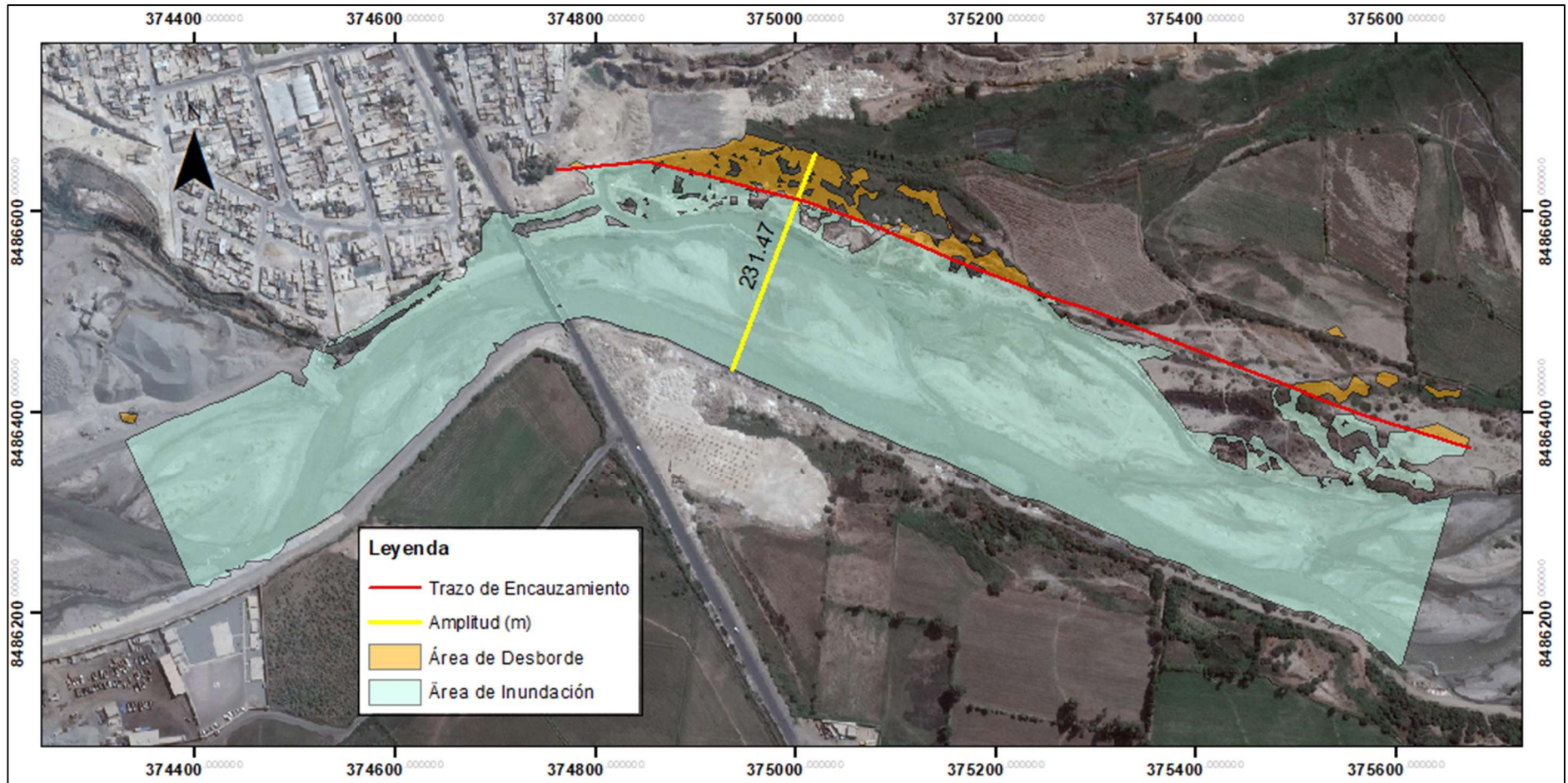


Figura 27. Área de Inundación, Periodo de Retorno de 50 años.

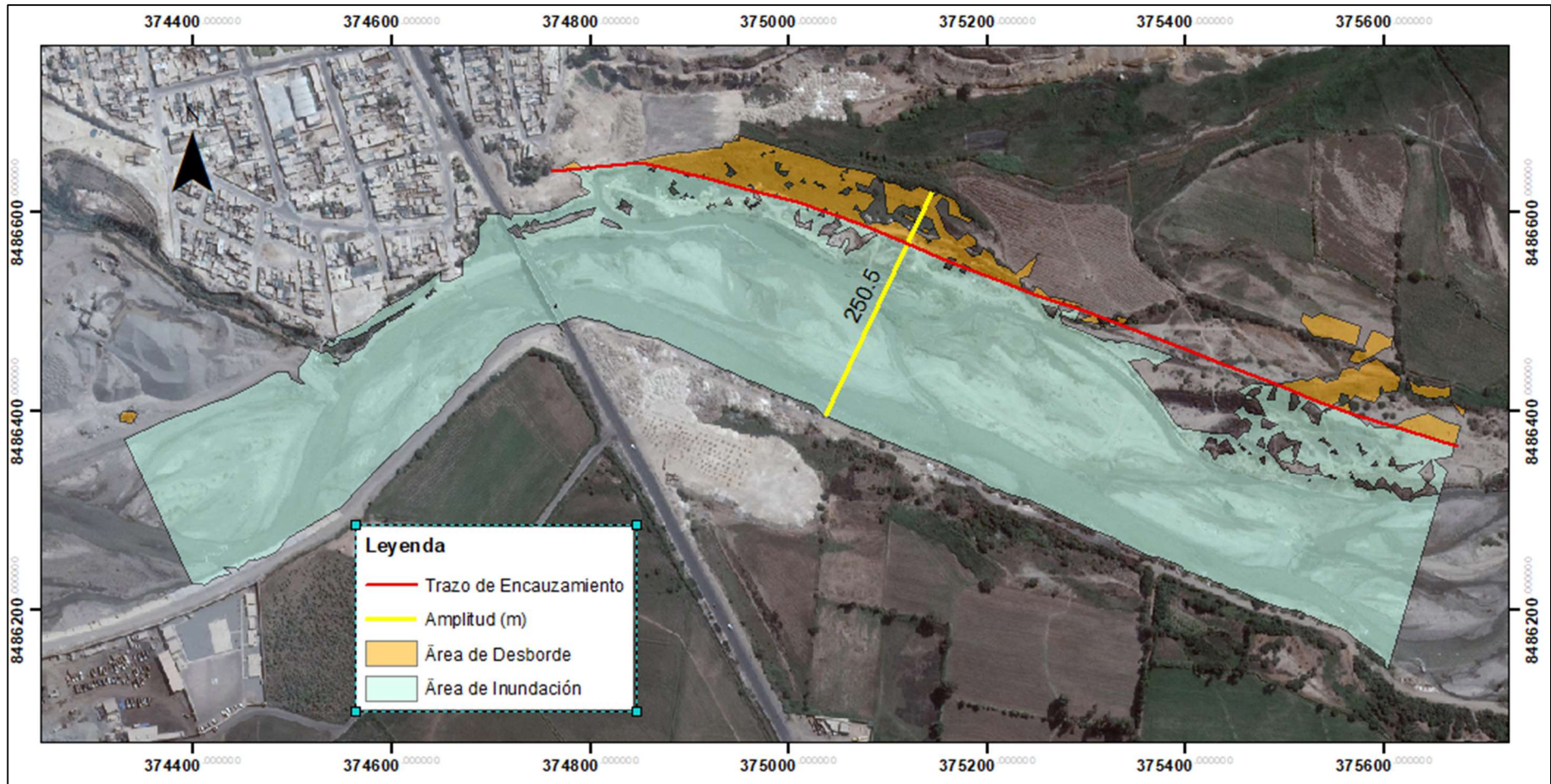


Figura 28. Área de Inundación, Periodo de Retorno de 100 años.

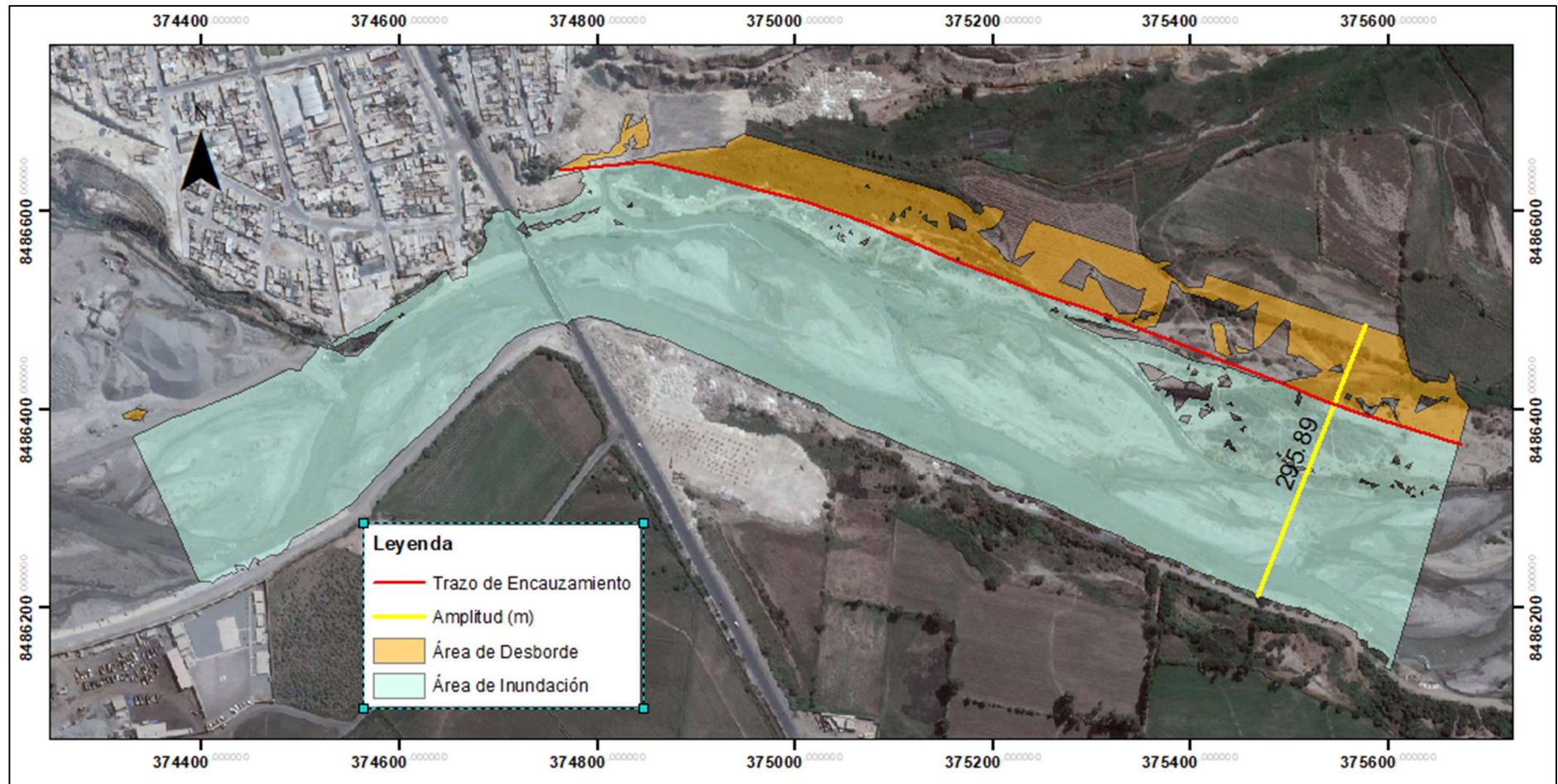


Figura 29. Área de Inundación, Periodo de Retorno de 500 años.

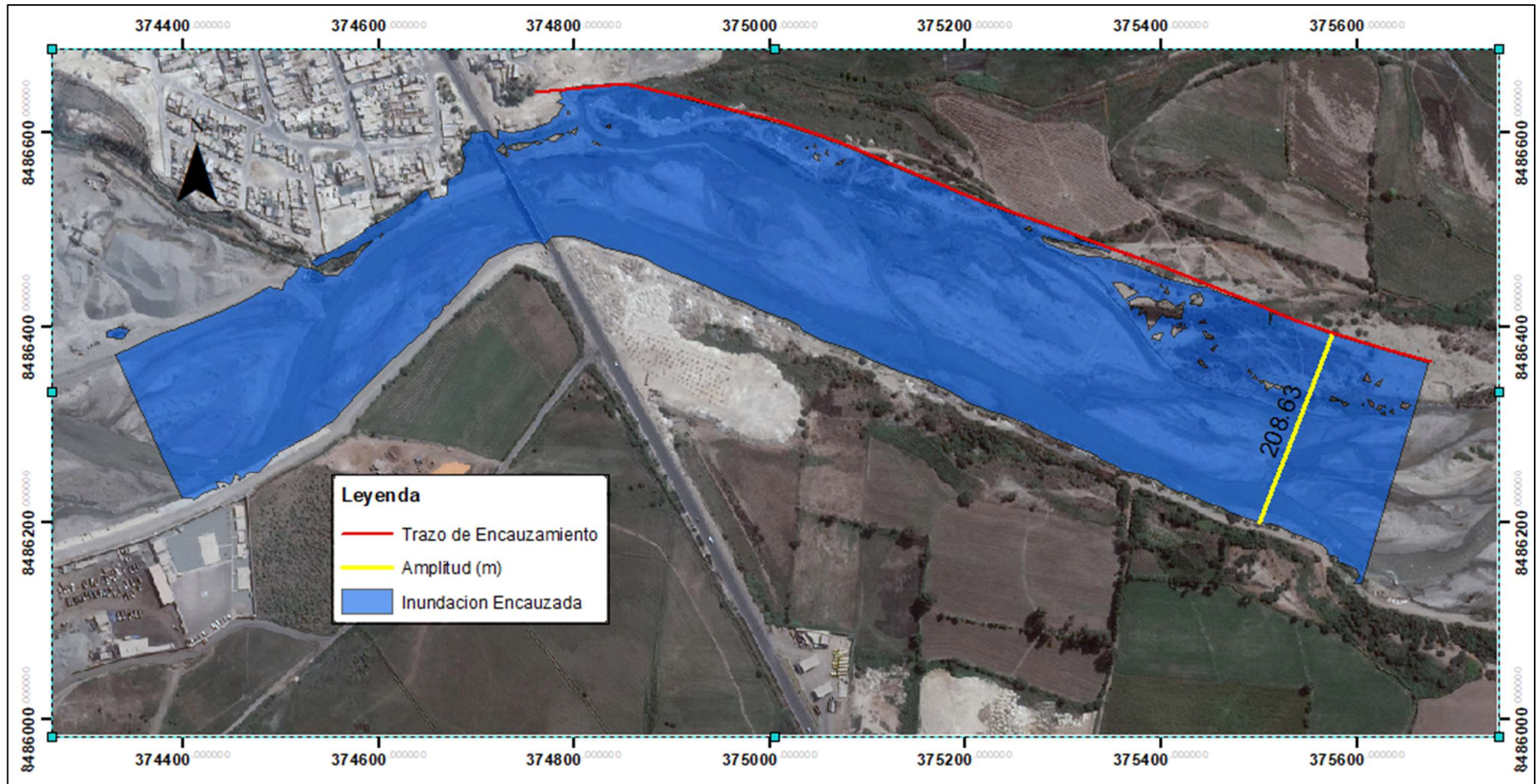


Figura 30. Área de Inundación, Periodo de Retorno de 500 años con encauzamiento

4.8.1 Modelamiento Hidráulico Para 10 Años De Periodo De Retorno Sin Encauzamiento

La inundación causada por el flujo del cauce con un periodo de retorno de 10 años no genera inundaciones de áreas agrícolas ni urbanas, sin embargo, se aprecian “canales” que dan la aparente condición de terrenos anegados.

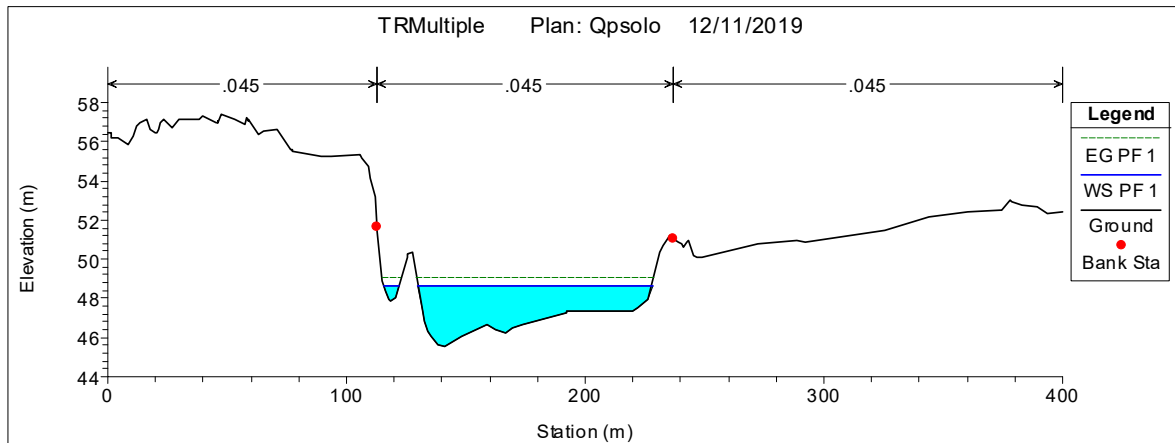


Figura 31. Sección Transversal de la progresiva 6+800 (TR = 10 años)

Se aprecia el encauzamiento que da a la Bocatoma Caucato que se encuentra en la progresiva 6+734.

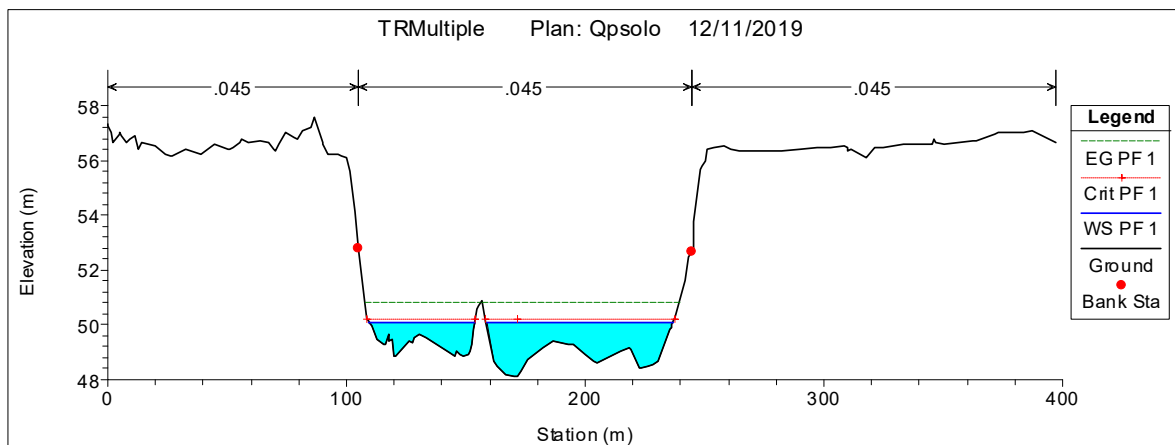


Figura 32. Sección transversal de la progresiva 6+950 (TR = 10 años)

Sección transversal colindante con el Puente Huamani que se encuentra en la progresiva 6+980. Se aprecian condiciones cercanas al flujo crítico.

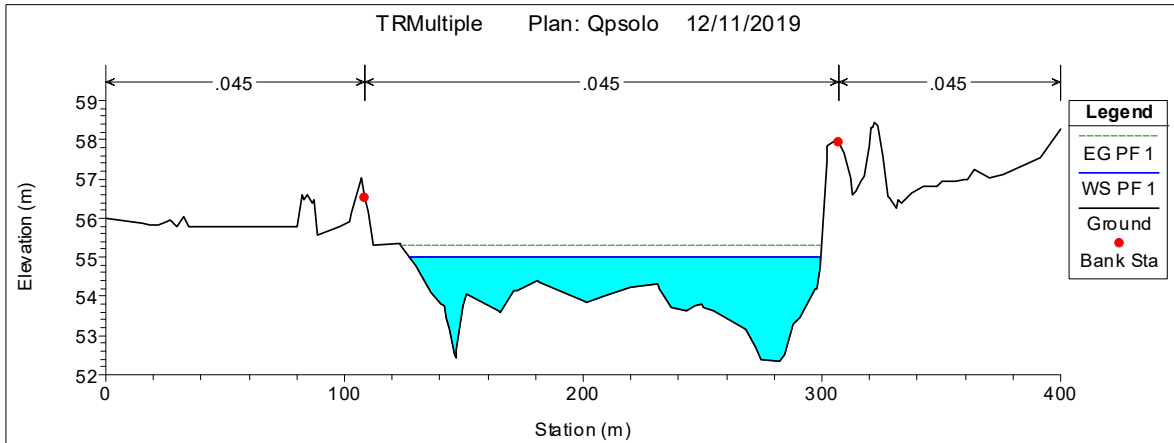


Figura 33. Sección transversal de la progresiva 7+500 (TR = 10 años)

Sección transversal donde se aprecia el encauzamiento existente en la margen derecha y la diferencia de altura con respecto a la margen izquierda, esta disparidad se mantiene desde la progresiva 7+900 hasta el puente Huamaní.

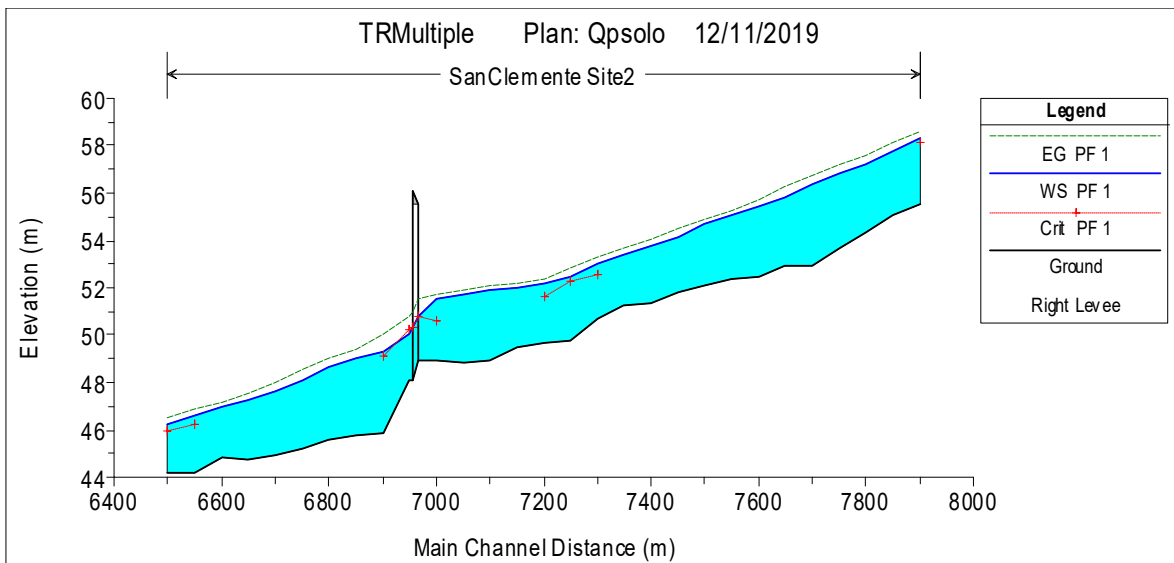


Figura 34. Sección Longitudinal (TR = 10 años)

Se aprecia el puente Huamaní, el nivel del agua (WS) y la línea de energía (EG)

4.8.2 Modelamiento Hidráulico Para 25 Años De Periodo De Retorno Sin Encauzamiento

La inundación causada por el flujo del cauce con un periodo de retorno de 25 años no genera inundaciones de áreas agrícolas ni urbanas, sin embargo, se aprecia un área cercana a los 5000 m² en la cual el agua ingresa. Esta área no se utiliza permanentemente como terreno de cultivo.

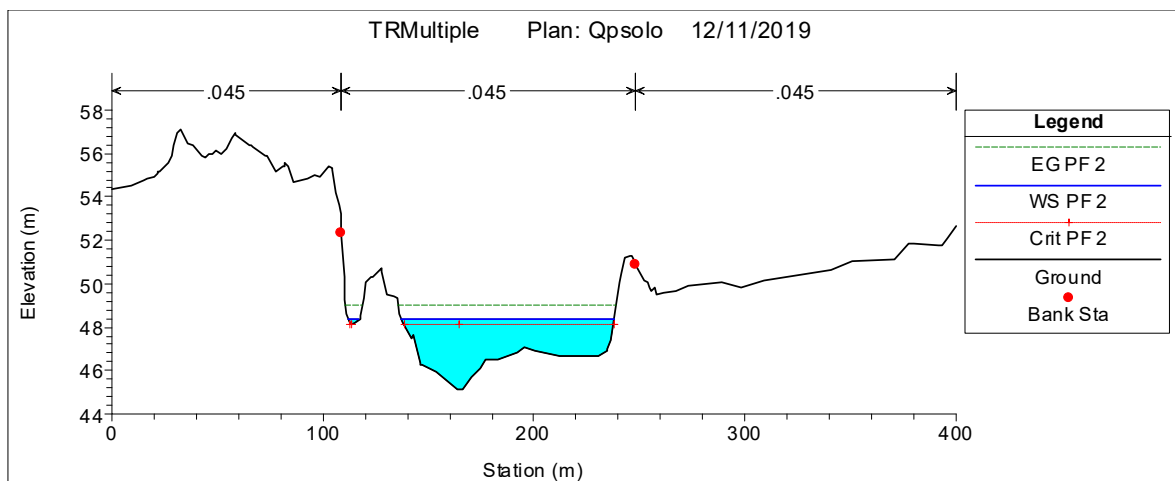


Figura 35. Sección transversal de la progresiva 6+750 (TR = 25 años)

Se aprecia el encausamiento que da a la Bocatoma Caucato que se encuentra en la progresiva 6+734.

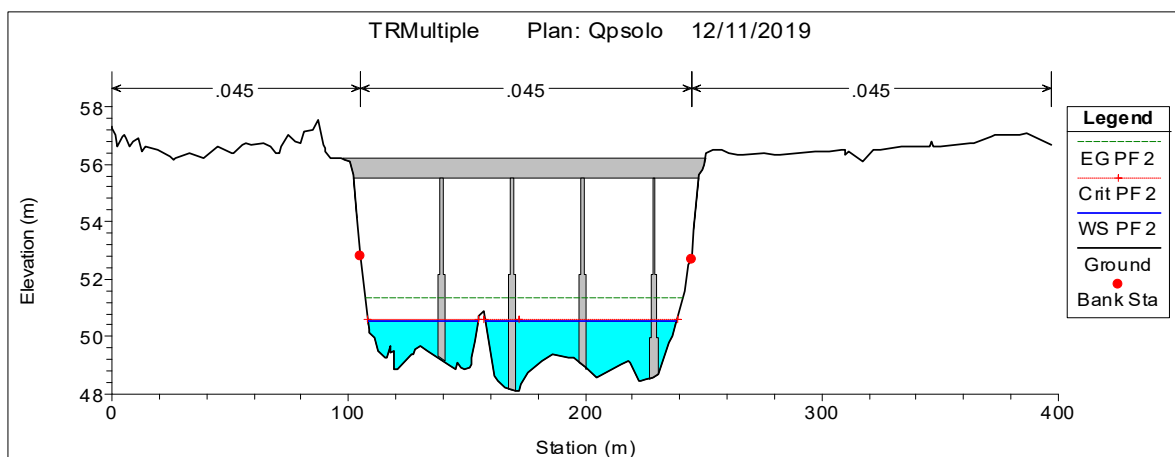


Figura 36. Sección transversal de la progresiva 6+950 con vista del puente Huamani (TR = 25 años)

Se observan condiciones próximas al flujo crítico en las inmediaciones del puente Huamani

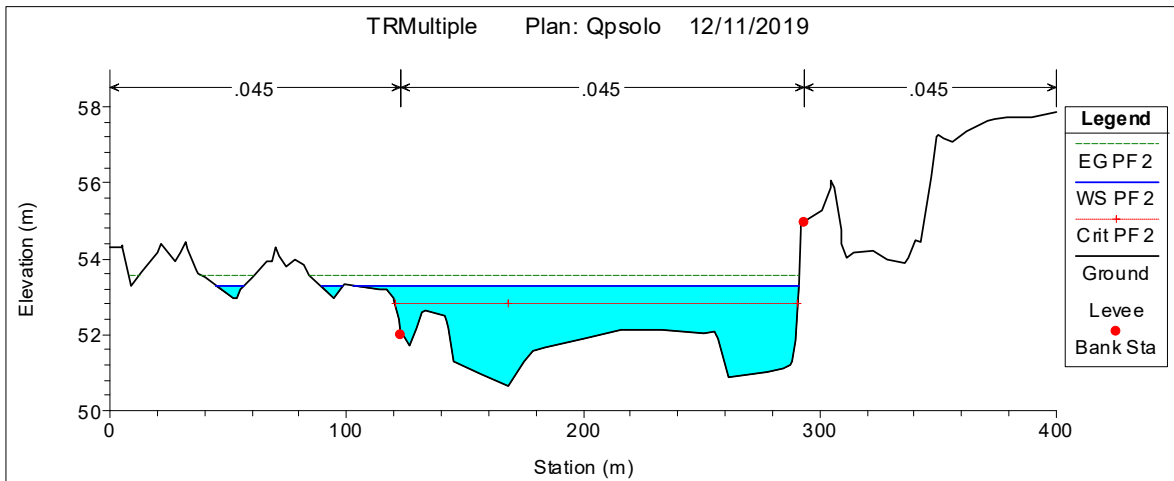


Figura 37. Sección transversal de la progresiva 7+300 (TR = 25 años)

Se distingue intrusión del agua en el margen izquierdo, nótese que en el margen derecho se detecta la presencia de un encauzamiento

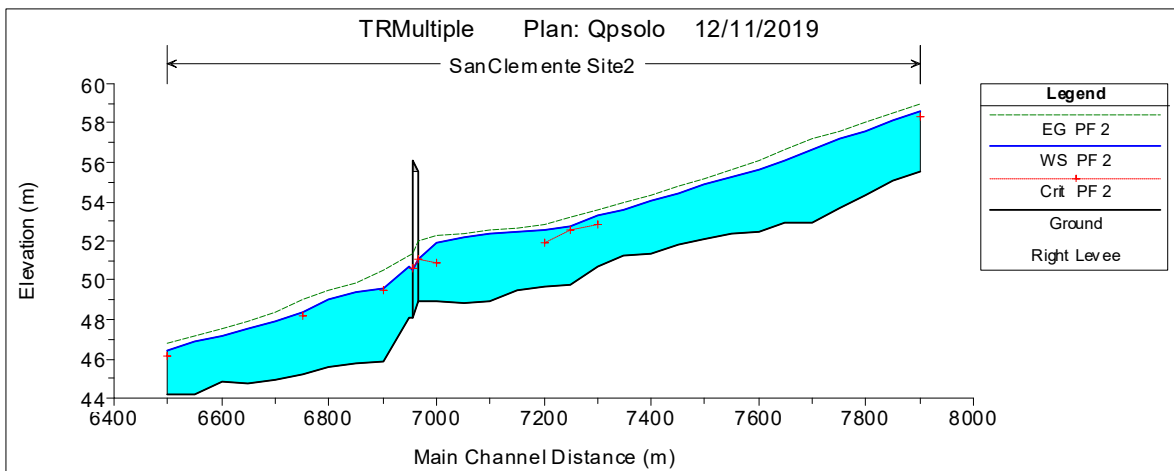


Figura 38. Sección longitudinal (TR = 25 años)

4.8.3 Modelamiento Hidráulico Para 50 Años De Periodo De Retorno Sin Encauzamiento

La inundación causada por el flujo del cauce con un periodo de retorno de 25 años no genera inundaciones de áreas agrícolas ni urbanas, sin embargo, se aprecia un área cercana a los 12470 m² en la cual el agua ingresa. Esta área no se utiliza permanentemente como terreno de cultivo.

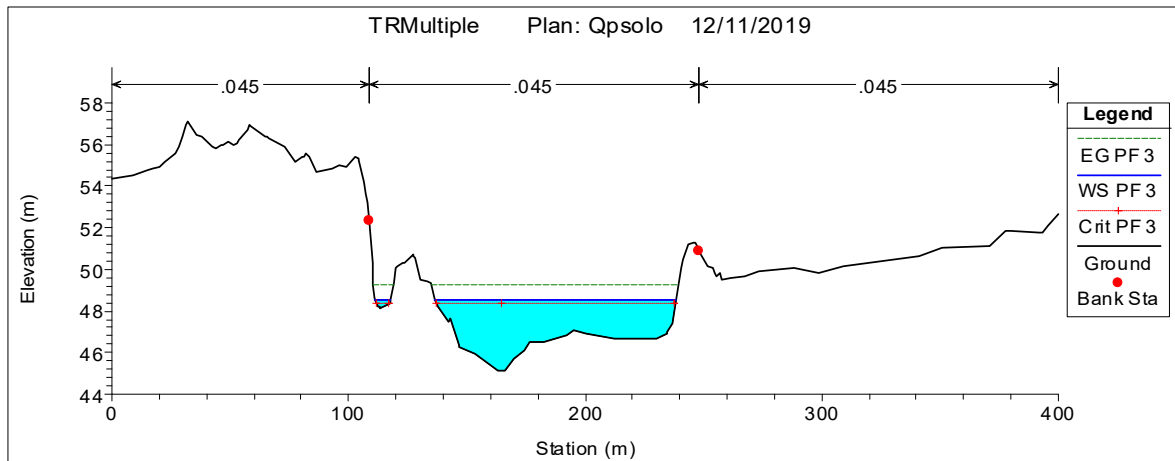


Figura 39. Sección transversal de la progresiva 6+750 (TR = 50 años)

Se aprecia el encauzamiento que da a la Bocatoma Caucato que se encuentra en la progresiva 6+734.

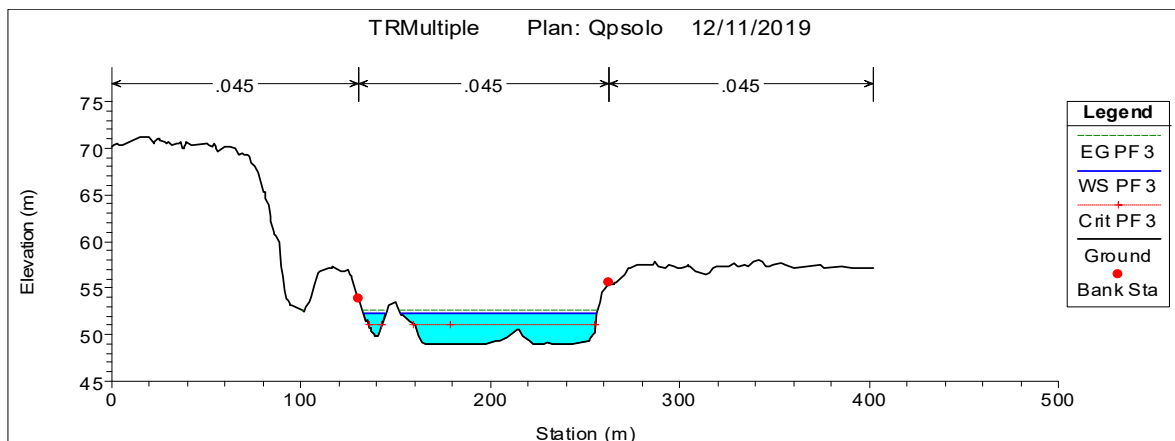


Figura 40. Sección transversal de la progresiva 7+000 (TR = 50 años)

No se aprecian desbordes en esta sección que se encuentra en la siguiente progresiva aguas arriba del puente Huamaní.

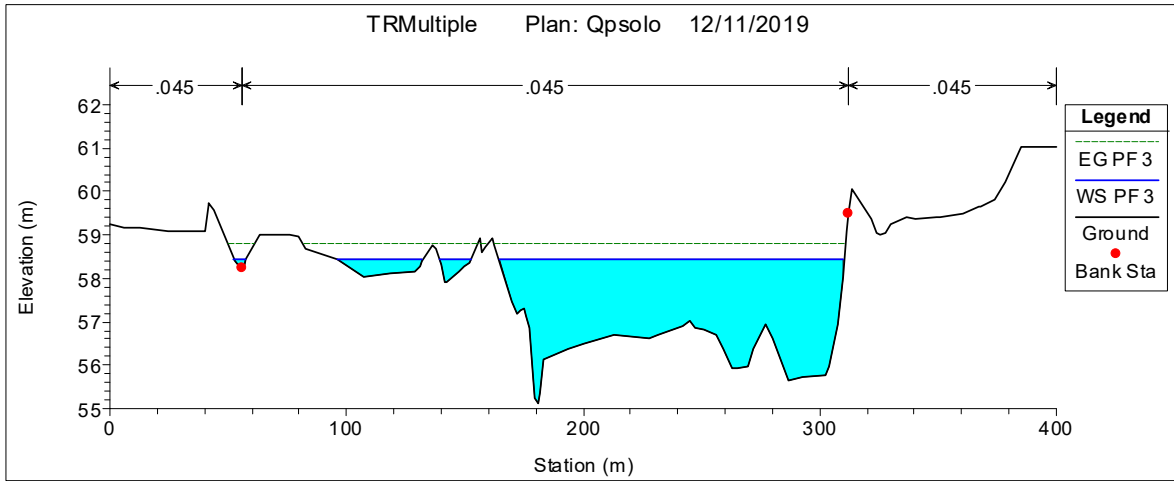


Figura 41. Sección transversal de la progresiva 7+850 (TR = 50 años)

En esta sección se aprecia que el agua se extiende más allá de la margen izquierda establecida para el cauce para el tiempo de retorno de 50 años.

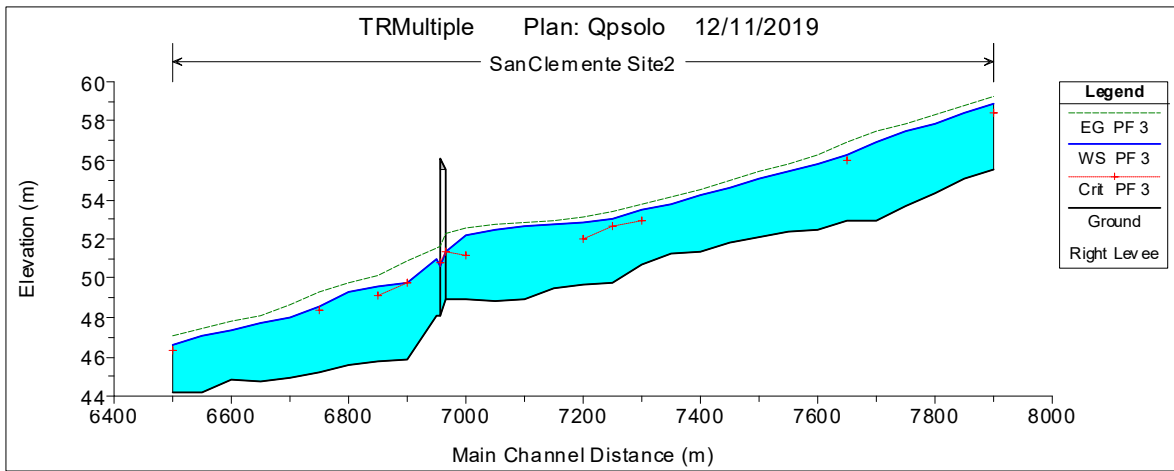


Figura 42. Sección longitudinal (TR = 50 años)

4.8.4 Modelamiento Hidráulico Para 100 Años De Periodo De Retorno Sin Encauzamiento

La inundación causada por el flujo del cauce con un periodo de retorno de 100 años no genera inundaciones de áreas urbanas, sin embargo, si llega a afectar el terreno agrícola que se encuentra por encima de la progresiva 7+700. El área afectada alcanza los 20617 m²

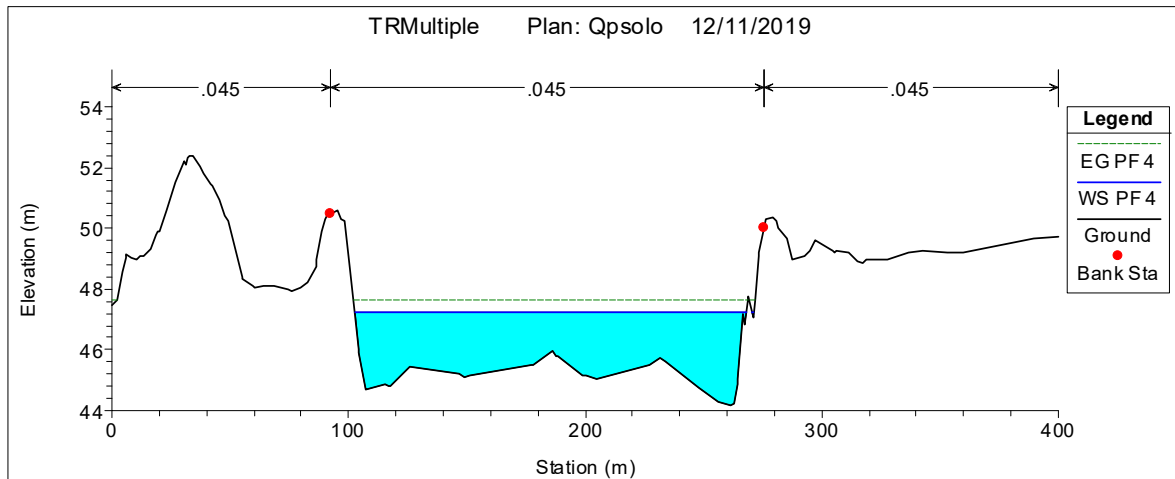


Figura 43. Sección transversal de la progresiva 6+550 (TR = 100 años)

Nótese en la sección transversal que para ambos márgenes la altura de la rivera es suficiente para mantener el cauce, esta situación se da a la salida del puente Huamaní en adelante

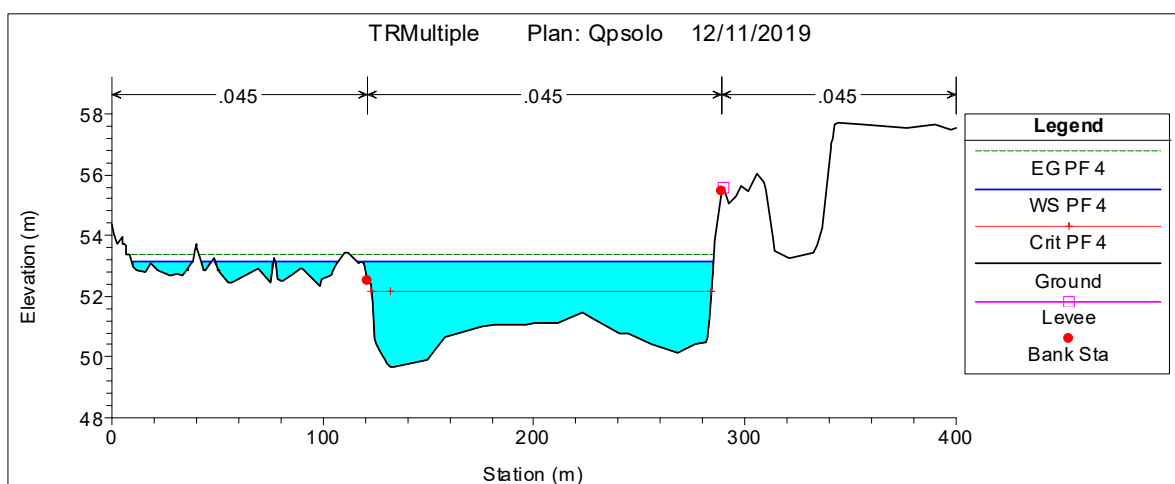


Figura 44. Sección transversal de la progresiva 7+200 (TR = 100 años)

Margen izquierda del cauce inundada casi en su totalidad en esta sección y las cercanas

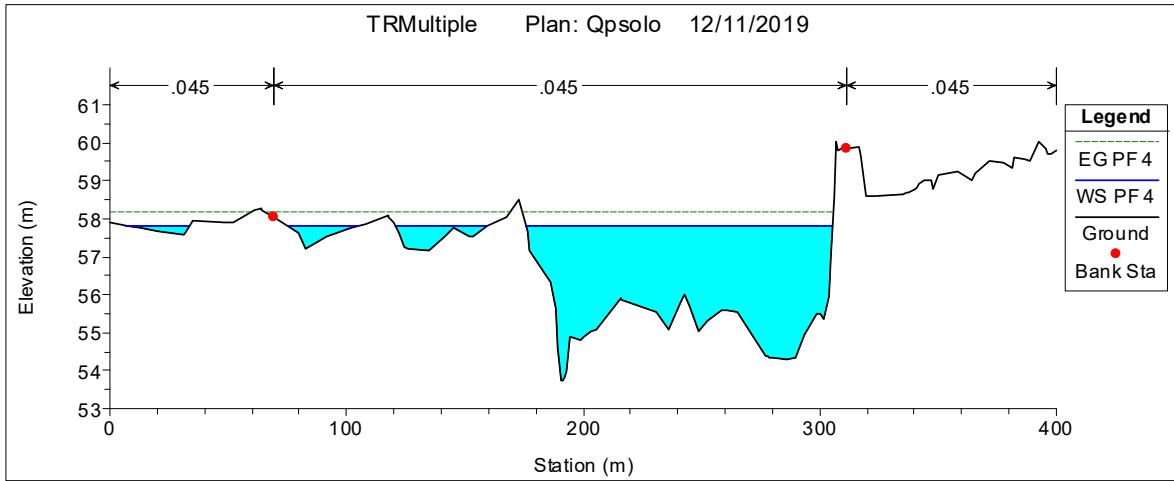


Figura 45. Sección transversal de la progresiva 7+750 (TR = 100 años)

Al igual que en la figura anterior, en esta sección el alcance del agua se extiende mas allá de margen izquierdo del cauce.

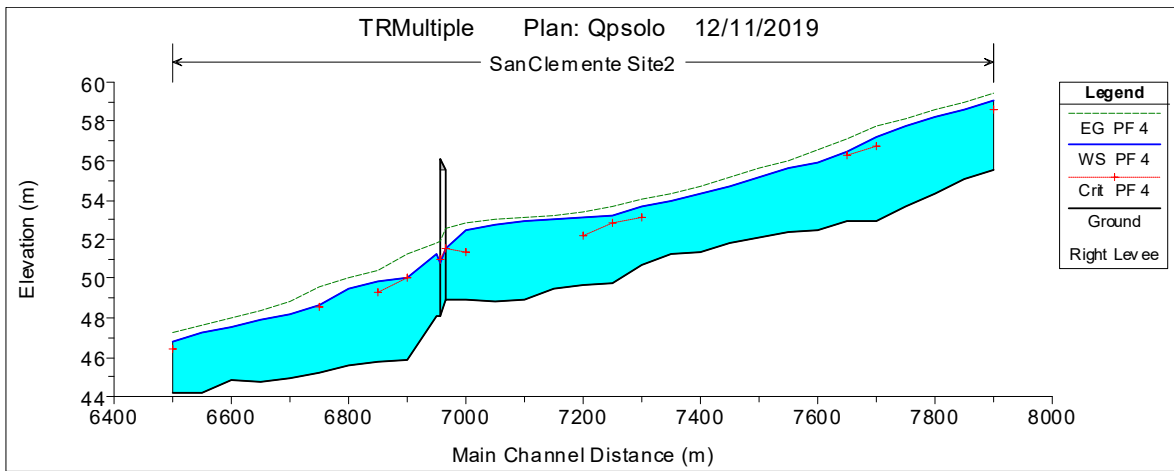


Figura 46. Sección longitudinal (TR = 100 años)

4.8.5 Modelamiento Hidráulico Para 500 Años De Periodo De Retorno Sin Encauzamiento

La inundación causada por el flujo del cauce con un periodo de retorno de 500 años no genera inundaciones de áreas urbanas, sin embargo, si llega a afectar el terreno agrícola que se encuentra por encima de la progresiva 7+000. El área afectada alcanza los 43442 m².

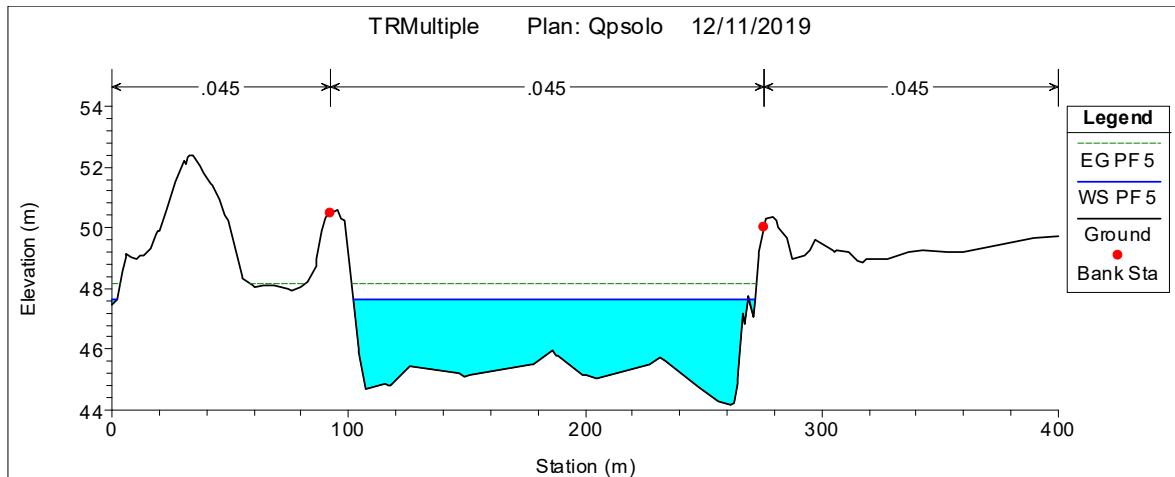


Figura 47. Sección transversal de la progresiva 6+550 (TR = 500 años)

En la sección 6+550, como en todas las secciones que se encuentran aguas abajo del río Huamaní, no se producen desbordes, puesto que las obras que se han realizado para la captación Caucato en la margen izquierda, como el dique en la margen derecha mantiene el curso del agua dentro del cauce.

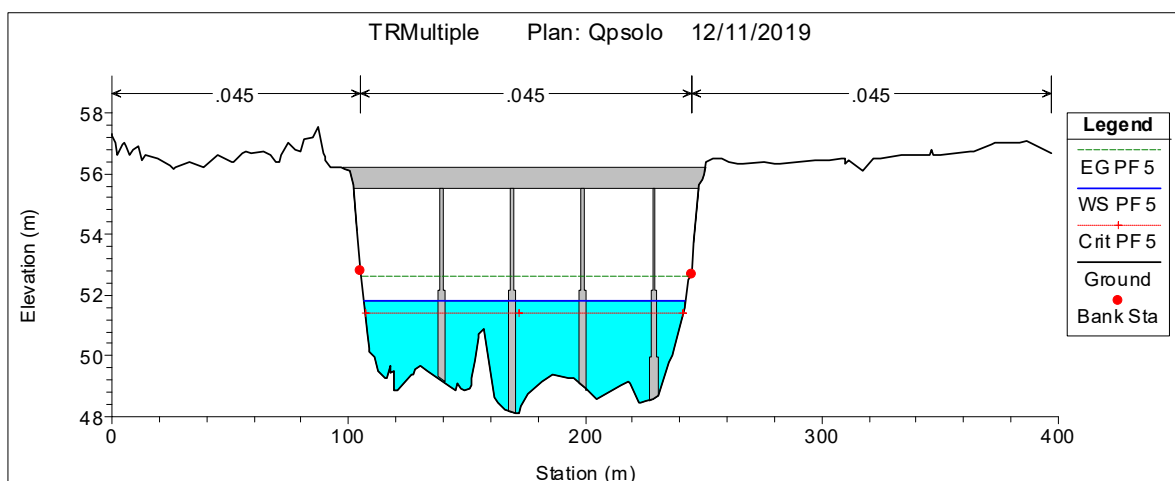


Figura 48. Sección transversal de la progresiva 6+950 con vista del puente Huamaní (TR = 500 años)

Se aprecia que el nivel del agua se encuentra aproximadamente a cuatro metros de la “calzada” del puente, específicamente en la cota 51.84 metros.

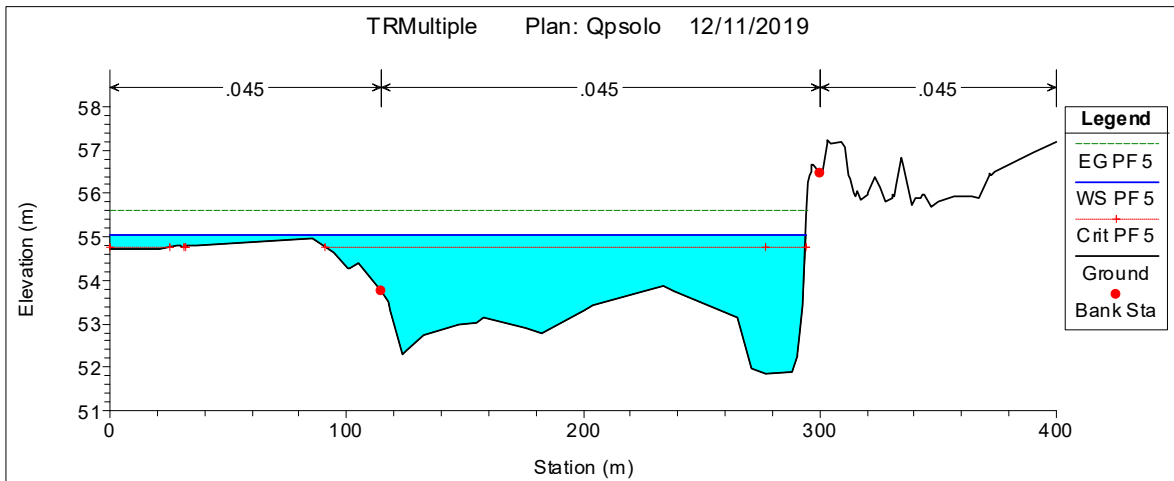


Figura 49. Sección transversal de la progresiva 7+450 (TR = 500 años)

Se aprecia que el alcance del agua se extiende fuera del cauce del río, inclusive hasta salir de la línea de muestreo de la sección.

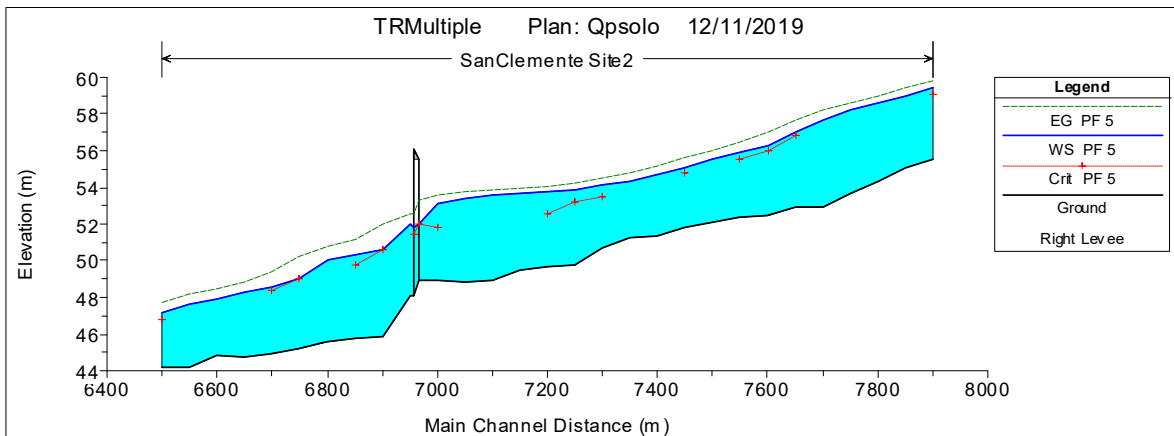


Figura 50. Sección longitudinal (TR = 500 años)

4.8.6 Modelamiento Hidráulico Para 500 Años De Periodo De Retorno Con Encauzamiento

El encauzamiento propuesto contiene el agua dentro del cauce para un periodo de retorno de 500 años. Se propuso el trazo a 100 metros del eje del cauce. Solo se presentan los resultados para este periodo de retorno pues la suficiencia de este confirma por extensión la de los demás.

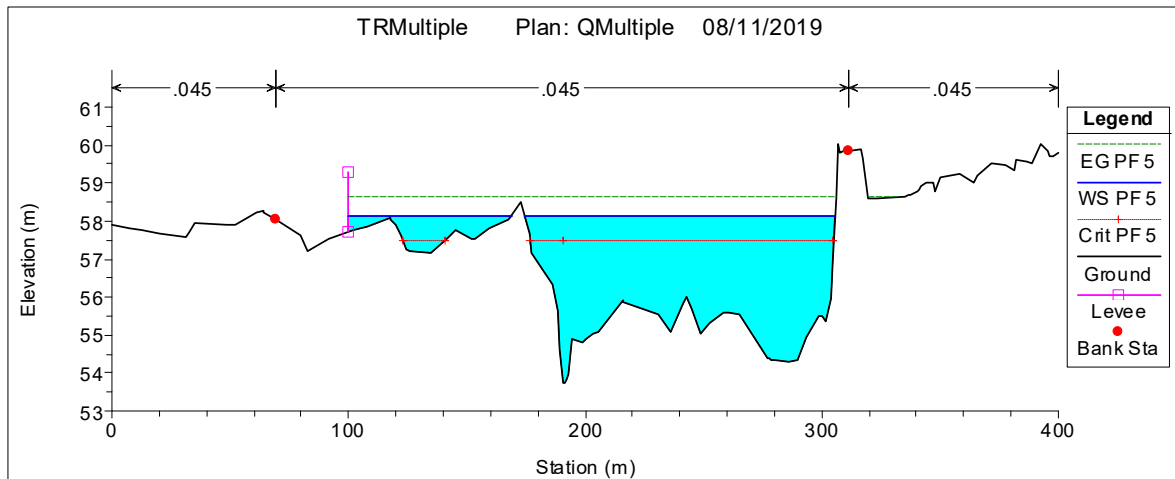


Figura 51. Sección transversal de la progresiva 7+750 (TR = 500 años)

El dique (Levee) colocado a 100 metros del eje del río mantiene satisfactoriamente el agua dentro del cauce. En esta sección el dique se eleva 1.58 m. por encima del suelo y a 1.13 m. del nivel del agua.

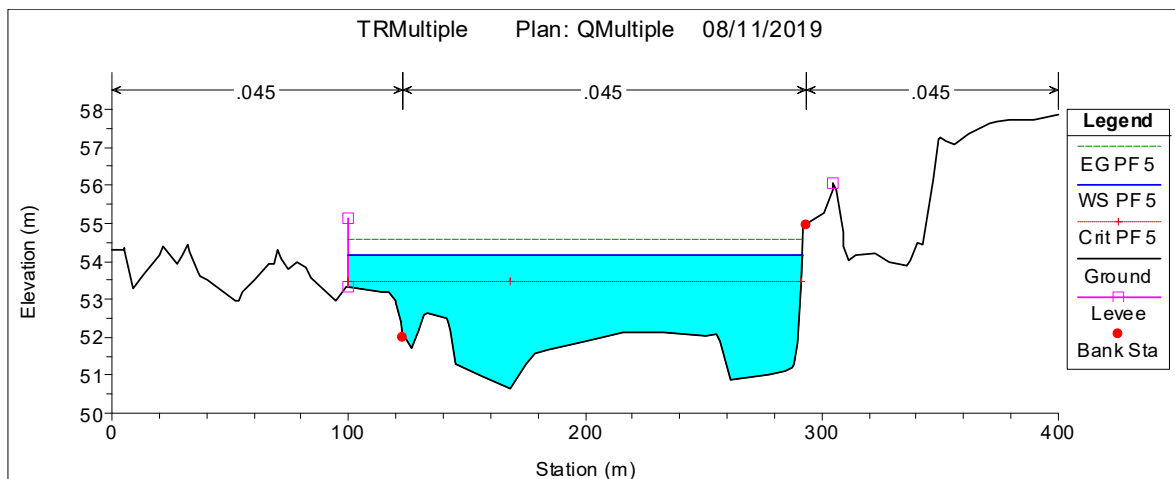


Figura 52. Sección transversal de la progresiva 7+350 (TR = 500 años)

El dique (Levee) colocado a 100 metros del eje del río mantiene satisfactoriamente el agua dentro del cauce. En esta sección el dique se eleva 1.25 m. por encima del suelo y a 1.03 m. del nivel del agua.

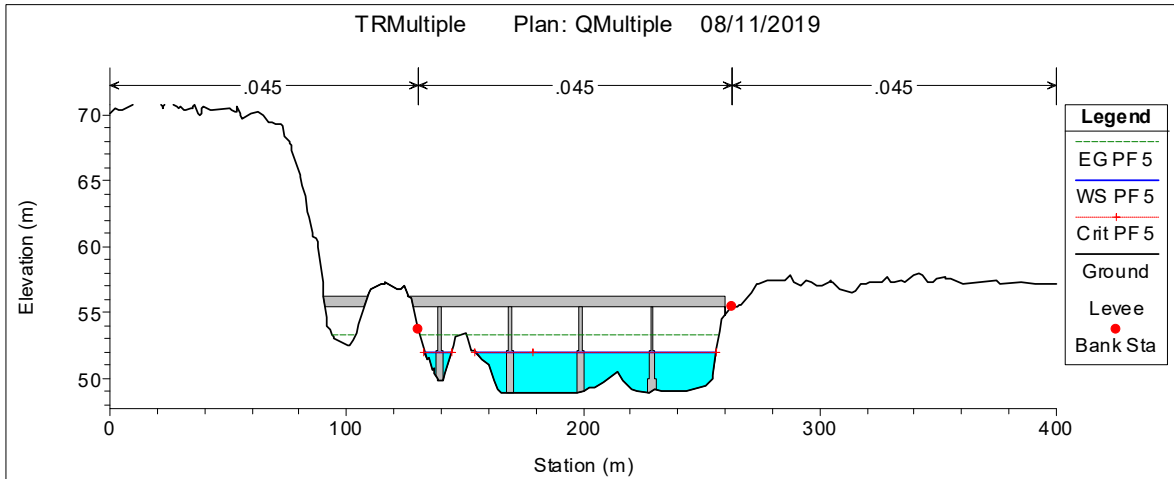


Figura 53. Sección transversal de la progresiva 7+000 con vista del puente Huamani (TR = 500 años)

En esta sección termina el dique puesto que las características topográficas del cauce así lo permiten.

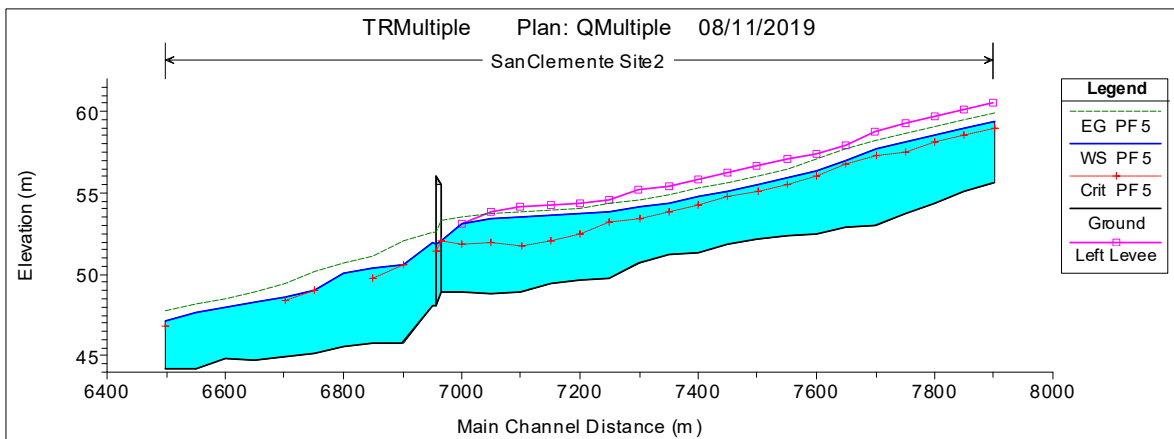


Figura 54. Sección longitudinal (TR = 500 años)

Se aprecia la línea de altura del dique por encima de la línea de energía en toda la extensión del dique excepto donde termina (la progresiva 7+000).

V. CONCLUSIONES

- Se logro simular el comportamiento hidrológico de la cuenca del rio Pisco satisfactoriamente, puesto que el error porcentual en los valores extremos del tiempo de retorno no supera el 2% y los centrales no superan el 6 %.
- El modelo hidrológico permitió, de manera satisfactoria, el cálculo de los caudales máximos para diferentes periodos de retorno, los cuales fueron: 494.5, 661.2, 785.8, 909.3 y 1238.4 m³/s; para periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años respectivamente.
- El modelo hidráulico permitió hallar los posibles desbordes entre las progresivas 6+500 a 7+900 del rio Pisco; el cual permite observar las áreas afectadas por el incremento del caudal en los periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años.
- Se proponen obras de encauzamiento a partir de los tiempos de retorno de 25 años en adelante puesto a los 10 años de tiempo de retorno no se perciben afectaciones significativas.
- La obra de encauzamiento propuesta tiene una longitud de 900 metros. La sección mas alta del muro mide 3.17 m alcanzando la cota 54.42 m y se encuentra en la progresiva 7+050
- En ningún caso los poblados de San Clemente y Tupac Amaru se ven afectados puesto que San Clemente se encuentra en una cota muy superior a la alcanzada por los caudales máximos y la población de Tupac Amaru ya cuenta con un encauzamiento. Ambas condiciones son apreciables desde las imágenes del Google Earth como en las secciones transversales del levantamiento topográfico utilizado.

- El Encauzamiento propuesto protege un área de 5'004 m² para los periodos de retorno de 25 años y 43'442 m² para periodos de retorno de 500 años. Estos terrenos corresponden a áreas agrícolas o posible uso agrícola.

VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar estudios periódicos de este tipo en el valle del río pisco para monitorear el comportamiento de la cuenca a través de los años.
- Se recomienda la implementación o mejoramiento de las estaciones hidrométricas en distintos sectores de la cuenca, de modo que se tenga un mejor registro de caudales permitiendo una mejor calibración de los modelos matemáticos aplicados para la simulación hidrológica e hidráulica.
- Se recomienda realizar estudios de evaluación de tormentas para obtener datos de duración de estas. Generación de curvas IDF.
- Se recomienda realizar el modelo hidráulico en dos dimensiones (2D) para comparar resultados.
- Es recomendable realizar posteriores estudios que muestren los beneficios económicos derivados de la construcción de un encauzamiento en la zona propuesta para conocer su factibilidad y sostenibilidad.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Aparicio, M; Mijares, F. 1989. Fundamentos de Hidrología de superficie.
2. Cabrera, J. Modelos Hidrológicos. Separatas de Hidrología para estudiantes de Ingeniería civil. Universidad Nacional de Ingeniería.
3. Chavarri, E. 2008. Separatas de hidrología para estudiantes de ingeniería agrícola. Universidad Nacional Agraria La Molina. Lima, Perú.
4. Chavarri, E. 2010. Separatas de hidrología para estudiantes de ingeniería agrícola. Universidad Nacional Agraria La Molina. Lima, Perú.
5. Del Carmen, R. 2001. Modelación de la evapotranspiración con métodos de balance de agua.
6. Fattorelli, S; Fernández, P. 2011. Diseño Hidrológico. Segunda edición digital.
7. Fernández, C. Modelamiento Hidrológico de la Región Hidrográfica del Titicaca. Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI). Dirección de Hidrología. Diciembre, 2017.
8. Linsley, K; Kohler, A; Paulhus, L. 1990. Hidrología para Ingenieros. México. McGraw-Hill.
9. Lobo, E. 2107. “Estudio Hidrológico e Hidráulico para la Identificación de la Vulnerabilidad a Desbordes de la Cuenca Baja del Rio Coata – Puno” (Tesis para optar el título de Ingeniero Agrícola). Recuperada de: <http://repositorio.lamolina.edu.pe/>

10. Ordoñez, J. 2012. Cartilla Técnica: ¿Qué es una Cuenca Hidrológica? Primera edición. Lima, Perú, Sociedad Geográfica de Lima.
11. Sierra, H. 2018. “Modelamiento Hidraulico Bidimensional de un Tramo del Rio Pativilca, En Flujo no Permanente” (Tesis para optar el título de Ingeniero Agrícola). Recuperado de: <http://repositorio.lamolina.edu.pe/>
12. Tarazona, H. 2016. “Modelamiento Hidrológico de la Cuenca del Rio Ica con Fines de Prevención de Inundaciones en la Ciudad de Ica” (Tesis para optar el titulo de Ingeniero Agrícola). Recuperada de: <http://repositorio.lamolina.edu.pe/>
13. Tito, Y. 2017. “Modelamiento Hidráulico del Rio Cañete Sector Puente Sosci – Altura Puente Colgante (9KM), con Fines de Diseño de Defensas Ribereñas” (Tesis para optar el Título de Ingeniero Agrícola). Recuperada de: <http://repositorio.lamolina.edu.pe/>
14. Villón, M. 2002. Hidrología. Segunda edición. Lima, Perú, Editorial Villón.

VIII. ANEXOS

Anexo A. Tablas de análisis de frecuencias y bondad de ajuste de Kogomorov calculadas con el software Hydrognomon

Tabla A.1 Distribución de frecuencia, tiempo de retorno (años) y precipitación (mm) de la estación meteorológica Acnocochoa

500 años	Pp	100 años	Pp	50 años	Pp	25 años	Pp	10 años	Pp
Normal	36.9	Normal	34.9	Normal	34.0	Normal	32.9	Normal	31.2
<i>Normal (L-Moments)</i>	37.4	<i>Normal (L-Moments)</i>	35.3	<i>Normal (L-Moments)</i>	34.3	<i>Normal (L-Moments)</i>	33.2	<i>Normal (L-Moments)</i>	31.4
<i>LogNormal</i>	38.8	<i>LogNormal</i>	36.0	<i>LogNormal</i>	34.7	<i>LogNormal</i>	33.4	<i>LogNormal</i>	31.3
<i>Gamma</i>	38.1	<i>Gamma</i>	35.6	<i>Gamma</i>	34.5	<i>Gamma</i>	33.2	<i>Gamma</i>	31.3
<i>Pearson III</i>	36.9	<i>Pearson III</i>	34.9	<i>Pearson III</i>	34.0	<i>Pearson III</i>	32.9	<i>Pearson III</i>	31.2
<i>Log Pearson III</i>	41.0	<i>Log Pearson III</i>	37.3	<i>Log Pearson III</i>	35.6	<i>Log Pearson III</i>	34.0	<i>Log Pearson III</i>	31.6
<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	42.4	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	37.9	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	35.9	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	33.9	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	31.3
<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	43.7	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	38.8	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	36.7	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	34.6	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	31.7

Tabla A.2 Test de bondad de ajuste de Kolmogorov de la estación meteorológica Acnocochoa

Kolmogorov-Smirnov test	a=1%	a=5%	a=10%	Attained	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	97.13%	0.09766
<i>LogNormal</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	96.13%	0.10141
<i>Gamma</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	96.77%	0.09907
<i>Pearson III</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	97.13%	0.09766
<i>Log Pearson III</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	91.55%	0.11359
<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	76.85%	0.13832
<i>EVI-Max (Gumbel, L-Moments)</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	75.02%	0.14094

Tabla A.3 Distribución de frecuencia, tiempo de retorno (años) y precipitación (mm) de la estación meteorológica Choclococha

500 años	Pp	100 años	Pp	50 años	Pp	25 años	Pp	10 años	Pp
<i>Normal</i>	71.9	<i>Normal</i>	64.9	<i>Normal</i>	61.4	<i>Normal</i>	57.5	<i>Normal</i>	51.6
<i>Normal (L-Moments)</i>	71.8	<i>Normal (L-Moments)</i>	64.8	<i>Normal (L-Moments)</i>	61.3	<i>Normal (L-Moments)</i>	57.5	<i>Normal (L-Moments)</i>	51.5
<i>LogNormal</i>	90.8	<i>LogNormal</i>	74.9	<i>LogNormal</i>	68.1	<i>LogNormal</i>	61.2	<i>LogNormal</i>	51.9
<i>Gamma</i>	83.1	<i>Gamma</i>	71.4	<i>Gamma</i>	66.0	<i>Gamma</i>	60.4	<i>Gamma</i>	52.2
Pearson III	79.5	Pearson III	69.4	Pearson III	64.6	Pearson III	59.5	Pearson III	52.1
<i>Log Pearson III</i>	130.	<i>Log Pearson III</i>	94.6	<i>Log Pearson III</i>	81.5	<i>Log Pearson III</i>	69.5	<i>Log Pearson III</i>	55.1
<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	91.2	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	75.2	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	68.3	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	61.3	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	51.9
<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	93.5	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	76.8	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	69.6	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	62.3	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	52.5

Tabla A.4 Test de bondad de ajuste de Kolmogorov de la estación meteorológica Choclococha

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
<i>Normal</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	80.16%	0.10614
<i>LogNormal</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	59.13%	0.12836
<i>Gamma</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	78.61%	0.1079
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	90.65%	0.09251
<i>Log Pearson III</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	27.49%	0.16737
<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	58.59%	0.12892
<i>EVI-Max (Gumbel, L-Moments)</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	57.48%	0.13009

Tabla A.5 Distribución de frecuencia, tiempo de retorno (años) y precipitación (mm) de la estación meteorológica Cocas

500 años	Pp	100 años	Pp	50 años	Pp	25 años	Pp	10 años	Pp
<i>Normal</i>	43.3	<i>Normal</i>	39.7	<i>Normal</i>	37.9	<i>Normal</i>	35.9	<i>Normal</i>	32.9
<i>Normal (L-Moments)</i>	43.1	<i>Normal (L-Moments)</i>	39.5	<i>Normal (L-Moments)</i>	37.8	<i>Normal (L-Moments)</i>	35.8	<i>Normal (L-Moments)</i>	32.8
<i>LogNormal</i>	50.4	<i>LogNormal</i>	43.6	<i>LogNormal</i>	40.6	<i>LogNormal</i>	37.5	<i>LogNormal</i>	33.1
<i>Gamma</i>	47.6	<i>Gamma</i>	42.2	<i>Gamma</i>	39.7	<i>Gamma</i>	37.1	<i>Gamma</i>	33.2
<i>Pearson III</i>	49.2	<i>Pearson III</i>	43.1	<i>Pearson III</i>	40.4	<i>Pearson III</i>	37.4	<i>Pearson III</i>	33.2
<i>Log Pearson III</i>		<i>Log Pearson III</i>		<i>Log Pearson III</i>		<i>Log Pearson III</i>		<i>Log Pearson III</i>	33.3
<i>EV1-Max (Gumbel)</i>	53.3	<i>EV1-Max (Gumbel)</i>	45.0	<i>EV1-Max (Gumbel)</i>	41.5	<i>EV1-Max (Gumbel)</i>	37.9	<i>EV1-Max (Gumbel)</i>	33.0
EV1-Max (Gumbel,	54.1	EV1-Max (Gumbel,	45.7	EV1-Max (Gumbel,	42.0	EV1-Max (Gumbel,	38.3	EV1-Max (Gumbel,	33.3

Tabla A.6 Test de bondad de ajuste de Kolmogorov de la estación meteorológica Cocas

Kolmogorov-Smirnov test for:All	a=1%	a=5%	a=10%	Attained	DMax
<i>Normal</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	35.95%	0.22791
<i>LogNormal</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	59.95%	0.18561
<i>Gamma</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	52.71%	0.19739
<i>Pearson III</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	60.06%	0.18544
<i>Log Pearson III</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	64.91%	0.17773
<i>EV1-Max (Gumbel)</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	67.31%	0.17392
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	70.17%	0.16937

Tabla A.7 Distribución de frecuencia, tiempo de retorno (años) y precipitación (mm) de la estación meteorológica Cusicancha

500 años	Pp	100 años	Pp	50 años	Pp	25 años	Pp	10 años	Pp
Normal	46.7	Normal	41.6	Normal	39.1	Normal	36.3	Normal	32.0
Normal (L- <i>LogNormal</i>)	45.0	Normal (L- <i>LogNormal</i>)	40.2	Normal (L- <i>LogNormal</i>)	37.9	Normal (L- <i>LogNormal</i>)	35.3	Normal (L- <i>LogNormal</i>)	31.3
<i>Gamma</i>	63.9	<i>Gamma</i>	50.4	<i>Gamma</i>	44.8	<i>Gamma</i>	39.3	<i>Gamma</i>	32.1
<i>Pearson III</i>	56.7	<i>Pearson III</i>	47.4	<i>Pearson III</i>	43.2	<i>Pearson III</i>	38.8	<i>Pearson III</i>	32.5
<i>Log Pearson III</i>	60.2	<i>Log Pearson III</i>	49.3	<i>Log Pearson III</i>	44.5	<i>Log Pearson III</i>	39.5	<i>Log Pearson III</i>	32.6
<i>Log Pearson III</i>	108.	<i>Log Pearson III</i>	70.9	<i>Log Pearson III</i>	58.1	<i>Log Pearson III</i>	47.1	<i>Log Pearson III</i>	34.8
<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	60.6	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	49.1	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	44.1	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	39.0	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	32.2
<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	59.6	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	48.4	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	43.5	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	38.6	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	31.9

Tabla A.8 Test de bondad de ajuste de Kolmogorov de la estación meteorológica Cusicancha

Kolmogorov-Smirnov test for:All	a=1%	a=5%	a=10%	Attained	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	71.91%	0.10481
<i>LogNormal</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>10.78%</i>	<i>0.18399</i>
<i>Gamma</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>19.88%</i>	<i>0.16327</i>
<i>Pearson III</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>10.56%</i>	<i>0.18465</i>
<i>Log Pearson III</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>REJECT</i>	<i>REJECT</i>	<i>1.68%</i>	<i>0.23613</i>
<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>16.67%</i>	<i>0.1695</i>
<i>EVI-Max (Gumbel, L-Moments)</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>17.63%</i>	<i>0.16755</i>

Tabla A.9 Distribución de frecuencia, tiempo de retorno (años) y precipitación (mm) de la estación meteorológica Pariona

500 años	Pp	100 años	Pp	50 años	Pp	25 años	Pp	10 años	Pp
Normal	53.2	Normal	49.2	Normal	47.3	Normal	45.1	Normal	41.7
Normal (L-	54.2	Normal (L-	50.1	Normal (L-	48.0	Normal (L-	45.7	Normal (L-	42.2
LogNormal	59.4	LogNormal	52.7	LogNormal	49.7	LogNormal	46.5	LogNormal	42.0
Gamma	57.0	Gamma	51.5	Gamma	48.9	Gamma	46.1	Gamma	42.0
Pearson III	53.2	Pearson III	49.2	Pearson III	47.3	Pearson III	45.1	Pearson III	41.7
Log Pearson III	67.8	Log Pearson III	57.4	Log Pearson III	53.0	Log Pearson III	48.7	Log Pearson III	42.9
EV1-Max (Gumbel)	64.1	EV1-Max (Gumbel)	55.0	EV1-Max (Gumbel)	51.1	EV1-Max (Gumbel)	47.2	EV1-Max (Gumbel)	41.9
EV1-Max (Gumbel,	67.1	EV1-Max (Gumbel,	57.2	EV1-Max (Gumbel,	52.9	EV1-Max (Gumbel,	48.6	EV1-Max (Gumbel,	42.8

Tabla A.10 Test de bondad de ajuste de Kolmogorov de la estación meteorológica Pariona

Kolmogorov-Smirnov test for:All	a=1%	a=5%	a=10%	Attained	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	97.05%	0.11927
<i>LogNormal</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>92.67%</i>	<i>0.1357</i>
<i>Gamma</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>95.59%</i>	<i>0.12581</i>
<i>Pearson III</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>97.05%</i>	<i>0.11927</i>
<i>Log Pearson III</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>92.34%</i>	<i>0.13667</i>
<i>EV1-Max (Gumbel)</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>84.54%</i>	<i>0.15526</i>
<i>EV1-Max (Gumbel, L-Moments)</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>90.60%</i>	<i>0.14141</i>

Tabla A.11 Distribución de frecuencia, tiempo de retorno (años) y precipitación (mm) de la estación meteorológica Tambo

500 años	Pp	100 años	Pp	50 años	Pp	25 años	Pp	10 años	Pp
<i>Normal</i>	53.7	<i>Normal</i>	48.7	<i>Normal</i>	46.2	<i>Normal</i>	43.5	<i>Normal</i>	39.2
<i>Normal (L-Moments)</i>	54.4	<i>Normal (L-Moments)</i>	49.3	<i>Normal (L-Moments)</i>	46.7	<i>Normal (L-Moments)</i>	43.9	<i>Normal (L-Moments)</i>	39.6
<i>LogNormal</i>	65.8	<i>LogNormal</i>	55.2	<i>LogNormal</i>	50.6	<i>LogNormal</i>	45.9	<i>LogNormal</i>	39.6
Gamma	60.9	Gamma	52.9	Gamma	49.2	Gamma	45.3	Gamma	39.7
<i>Pearson III</i>		<i>Pearson III</i>		<i>Pearson III</i>		<i>Pearson III</i>		<i>Pearson III</i>	39.4
<i>Log Pearson III</i>		<i>Log Pearson III</i>		<i>Log Pearson III</i>		<i>Log Pearson III</i>		<i>Log Pearson III</i>	
<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	67.4	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	56.0	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	51.1	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	46.2	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	39.5
<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	70.3	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	58.1	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	52.8	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	47.5	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	40.3

Tabla A.12 Test de bondad de ajuste de Kolmogorov de la estación meteorológica Tambo

Kolmogorov-Smirnov test for:All	a=1%	a=5%	a=10%	Attained	DMax
<i>Normal</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	76.40%	0.0997
<i>LogNormal</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	65.61%	0.10962
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	77.91%	0.09825
<i>Pearson III</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	78.11%	0.09806
<i>Log Pearson III</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	76.08%	0.10001
<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	60.31%	0.11442
<i>EVI-Max (Gumbel, L-Moments)</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	73.15%	0.10274

Tabla A.13 Distribución de frecuencia, tiempo de retorno (años) y precipitación (mm) de la estación meteorológica Ticrapo

500 años	Pp	100 años	Pp	50 años	Pp	25 años	Pp	10 años	Pp
<i>Normal</i>	48.1	<i>Normal</i>	43.3	<i>Normal</i>	40.9	<i>Normal</i>	38.3	<i>Normal</i>	34.2
<i>Normal (L-Moments)</i>	49.0	<i>Normal (L-Moments)</i>	44.0	<i>Normal (L-Moments)</i>	41.6	<i>Normal (L-Moments)</i>	38.8	<i>Normal (L-Moments)</i>	34.6
<i>LogNormal</i>	61.9	<i>LogNormal</i>	50.5	<i>LogNormal</i>	45.7	<i>LogNormal</i>	40.9	<i>LogNormal</i>	34.4
<i>Gamma</i>	56.2	<i>Gamma</i>	48.0	<i>Gamma</i>	44.2	<i>Gamma</i>	40.3	<i>Gamma</i>	34.6
Pearson III	51.6	Pearson III	45.4	Pearson III	42.4	Pearson III	39.2	Pearson III	34.4
<i>Log Pearson III</i>	82.2	<i>Log Pearson III</i>	61.0	<i>Log Pearson III</i>	53.0	<i>Log Pearson III</i>	45.6	<i>Log Pearson III</i>	36.4
<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	61.4	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	50.4	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	45.6	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	40.8	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	34.4
<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	64.6	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	52.6	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	47.5	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	42.3	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	35.3

Tabla A.14 Test de bondad de ajuste de Kolmogorov de la estación meteorológica Ticrapo

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
<i>Normal</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.31%	0.09389
<i>LogNormal</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.63%	0.09176
<i>Gamma</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.88%	0.07405
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.90%	0.07286
<i>Log Pearson III</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.59%	0.09209
<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.68%	0.09144
<i>EVI-Max (Gumbel, L-Moments)</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.71%	0.07933

Tabla A.15 Distribución de frecuencia, tiempo de retorno (años) y precipitación (mm) de la estación meteorológica Totora

500 años	Pp	100 años	Pp	50 años	Pp	25 años	Pp	10 años	Pp
Normal	40.6	Normal	37.5	Normal	35.9	Normal	34.2	Normal	31.5
Normal (L- LogNormal	40.7	Normal (L- LogNormal	37.5	Normal (L- LogNormal	35.9	Normal (L- LogNormal	34.2	Normal (L- LogNormal	31.5
Gamma	43.9	Gamma	39.4	Gamma	37.3	Gamma	35.0	Gamma	31.7
Pearson III	43.1	Pearson III	38.9	Pearson III	36.9	Pearson III	34.8	Pearson III	31.7
Log Pearson III	54.6	Log Pearson III	45.1	Log Pearson III	41.2	Log Pearson III	37.4	Log Pearson III	32.5
EV1-Max (Gumbel)	49.3	EV1-Max (Gumbel)	42.1	EV1-Max (Gumbel)	39.0	EV1-Max (Gumbel)	35.8	EV1-Max (Gumbel)	31.6
EV1-Max (Gumbel,	50.5	EV1-Max (Gumbel,	42.9	EV1-Max (Gumbel,	39.7	EV1-Max (Gumbel,	36.4	EV1-Max (Gumbel,	32.0

Tabla A.16 Test de bondad de ajuste de Kolmogorov de la estación meteorológica Totora

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
<i>Normal</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>96.32%</i>	<i>0.09489</i>
<i>LogNormal</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>99.87%</i>	<i>0.06924</i>
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.87%	0.06897
<i>Pearson III</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>99.76%</i>	<i>0.07244</i>
<i>Log Pearson III</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>96.82%</i>	<i>0.09318</i>
<i>EV1-Max (Gumbel)</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>99.35%</i>	<i>0.07877</i>
<i>EV1-Max (Gumbel, L-Moments)</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>99.30%</i>	<i>0.07935</i>

Tabla A.17 Distribución de frecuencia, tiempo de retorno (años) y precipitación (mm) de la estación meteorológica Tunelcero

500 años	Pp	100 años	Pp	50 años	Pp	25 años	Pp	10 años	Pp
<i>Normal</i>	56.9	<i>Normal</i>	52.0	<i>Normal</i>	49.6	<i>Normal</i>	46.9	<i>Normal</i>	42.8
<i>Normal (L-Moments)</i>	55.0	<i>Normal (L-Moments)</i>	50.5	<i>Normal (L-Moments)</i>	48.3	<i>Normal (L-Moments)</i>	45.8	<i>Normal (L-Moments)</i>	41.9
<i>LogNormal</i>	67.0	<i>LogNormal</i>	57.5	<i>LogNormal</i>	53.3	<i>LogNormal</i>	49.1	<i>LogNormal</i>	43.1
<i>Gamma</i>	62.9	<i>Gamma</i>	55.6	<i>Gamma</i>	52.1	<i>Gamma</i>	48.5	<i>Gamma</i>	43.2
<i>Pearson III</i>	72.6	<i>Pearson III</i>	60.8	<i>Pearson III</i>	55.7	<i>Pearson III</i>	50.4	<i>Pearson III</i>	43.2
Log Pearson III	81.5	Log Pearson III	63.5	Log Pearson III	56.7	Log Pearson III	50.4	Log Pearson III	42.6
<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	70.3	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	59.2	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	54.4	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	49.5	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	43.0
<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	69.0	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	58.3	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	53.6	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	48.9	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	42.6

Tabla A.18 Test de bondad de ajuste de Kolmogorov de la estación meteorológica Tunelcero

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
<i>Normal</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	35.01%	0.1442
<i>LogNormal</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	87.57%	0.09031
<i>Gamma</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	71.69%	0.10698
<i>Pearson III</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.88%	0.05669
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	100.00%	0.04341
<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	96.47%	0.07571
<i>EVI-Max (Gumbel, L-Moments)</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	95.94%	0.07698

Tabla A.19 Distribución de frecuencia, tiempo de retorno (años) y precipitación (mm) de la estación meteorológica Huancano

500 años	Pp	100 años	Pp	50 años	Pp	25 años	Pp	10 años	Pp
<i>Normal</i>	23.5	<i>Normal</i>	20.5	<i>Normal</i>	19.0	<i>Normal</i>	17.3	<i>Normal</i>	14.8
<i>Normal (L-Moments)</i>	22.2	<i>Normal (L-Moments)</i>	19.5	<i>Normal (L-Moments)</i>	18.1	<i>Normal (L-Moments)</i>	16.6	<i>Normal (L-Moments)</i>	14.2
<i>LogNormal</i>	39.6	<i>LogNormal</i>	27.9	<i>LogNormal</i>	23.4	<i>LogNormal</i>	19.3	<i>LogNormal</i>	14.3
<i>Gamma</i>	32.9	<i>Gamma</i>	25.8	<i>Gamma</i>	22.6	<i>Gamma</i>	19.4	<i>Gamma</i>	15.1
Pearson III	35.2	Pearson III	26.9	Pearson III	23.4	Pearson III	19.8	Pearson III	15.0
<i>Log Pearson III</i>	43.3	<i>Log Pearson III</i>	29.9	<i>Log Pearson III</i>	24.9	<i>Log Pearson III</i>	20.3	<i>Log Pearson III</i>	14.8
<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	31.9	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	25.0	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	22.0	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	19.0	<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	14.9
<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	30.9	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	24.2	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	21.4	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	18.5	<i>EVI-Max (Gumbel,</i>	14.6

Tabla A.20 Test de bondad de ajuste de Kolmogorov de la estación meteorológica Huancano

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
<i>Normal</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	57.46%	0.13353
<i>LogNormal</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	98.62%	0.07465
<i>Gamma</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	97.74%	0.07861
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.99%	0.05326
<i>Log Pearson III</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	99.87%	0.06136
<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	97.24%	0.0804
<i>EVI-Max (Gumbel, L-Moments)</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	<i>ACCEPT</i>	96.40%	0.08298

Tabla A.21 Distribución de frecuencia, tiempo de retorno (años) y precipitación (mm) de la estación hidrológica Letrayoc

Distribución	500 años	100 años	50 años	25 años	10 años
<i>Normal</i>	758.432	671.083	627.933	579.96	505.699
<i>LogNormal</i>	1104.3	841.984	736.41	634.501	503.847
<i>Gamma</i>	958.428	785.915	708.325	627.862	515.07
<i>Pearson III</i>	1106.8	863.007	757.52	651.598	510.599
<i>Log Pearson III</i>	1043.26	805.575	708.982	615.128	493.744
<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	998.759	799.547	713.34	626.491	509.422
<i>GEV-Max</i>	1138.58	848.105	735.763	629.987	498.304
<i>GEV-Max (L-Moments)</i>	1265.5	889.476	754.904	633.909	491.207
<i>EVI-Max (Gumbel, L-Moments)</i>	950.956	765.428	685.143	604.26	495.232
GEV-Max (kappa specified)	1221.81	870.291	742.64	626.871	488.946
<i>GEV-Max (kappa specified, L-Moments)</i>	1236.05	879.082	749.453	631.891	491.829

Tabla A.20 Test de bondad de ajuste de Kolmogorov de la estación hidrológica Letrayoc

Kolmogorov-Smirnov test	a=1%	a=5%	a=10%	Attained	DMax
<i>Normal</i>	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	7.05%	0.14737
<i>LogNormal</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	90.61%	0.06447
<i>Gamma</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	52.59%	9.25%
<i>Pearson III</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	68.68%	8.14%
<i>Log Pearson III</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	94.10%	6.05%
<i>EVI-Max (Gumbel)</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	62.21%	8.58%
<i>GEV-Max</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	94.36%	6.01%
<i>GEV-Max (L-Moments)</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.20%	4.93%
<i>EVI-Max (Gumbel, L-Moments)</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	75.83%	7.65%
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.80%	4.46%
<i>GEV-Max (kappa specified, L-Moments)</i>	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.64%	4.64%

Anexo B: Hietogramas de Precipitación en mm

Tabla B.1 Hietograma de la estación hidrológica Acnocochoa para diferentes periodos de retorno (años)

Horas	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
1	1.146	1.207	1.247	1.283	1.355
2	1.792	1.888	1.950	2.006	2.119
3	14.124	14.882	15.372	15.813	16.705
4	2.672	2.816	2.909	2.992	3.161
5	1.386	1.461	1.509	1.552	1.639
6	0.985	1.038	1.072	1.103	1.165

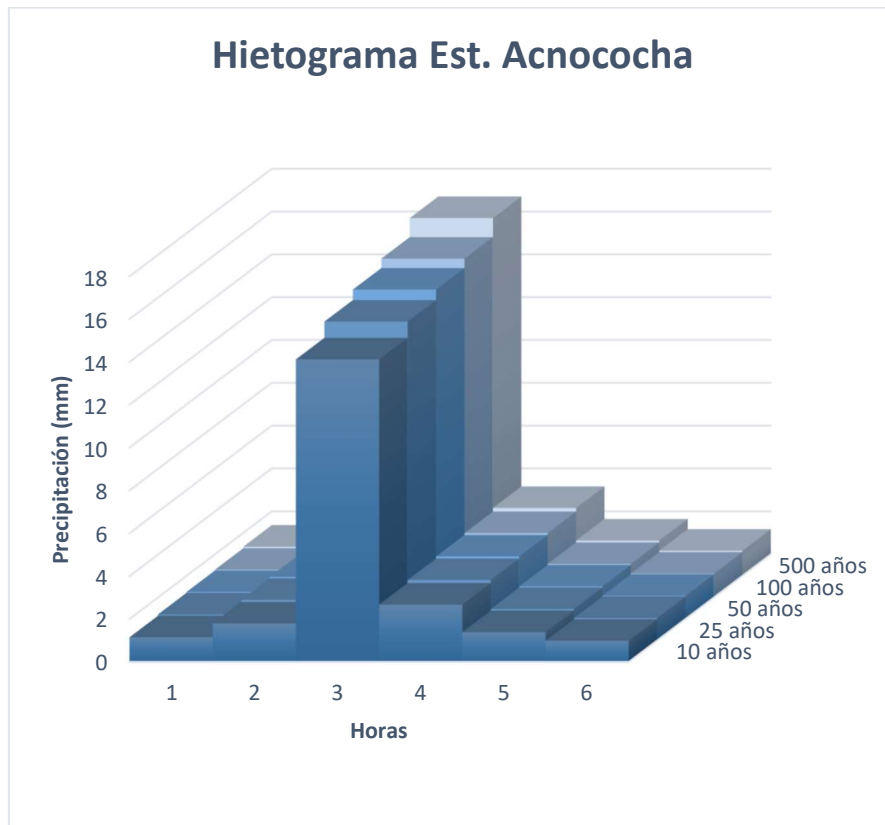


Tabla B.2 Hietograma de la estación hidrológica Choclococha para diferentes periodos de retorno (años)

Horas	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
1	1.911	2.184	2.371	2.545	2.917
2	2.989	3.416	3.707	3.979	4.561
3	23.558	26.924	29.218	31.364	35.948
4	4.457	5.094	5.528	5.934	6.802
5	2.312	2.642	2.867	3.078	3.528
6	1.643	1.878	2.038	2.187	2.507

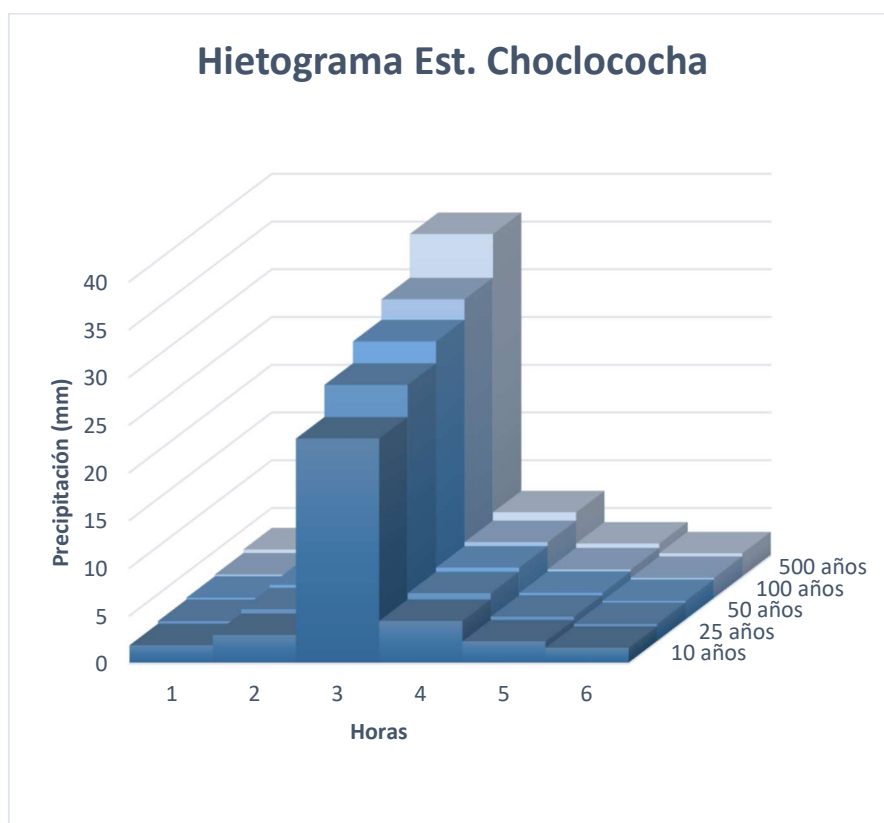


Tabla B.3 Hietograma de la estación hidrológica Cocas para diferentes periodos de retorno (años)

Horas	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
1	1.222	1.405	1.541	1.675	1.987
2	1.911	2.197	2.409	2.620	3.107
3	15.063	17.318	18.990	20.651	24.487
4	2.850	3.277	3.593	3.907	4.633
5	1.478	1.700	1.864	2.027	2.403
6	1.050	1.208	1.324	1.440	1.708

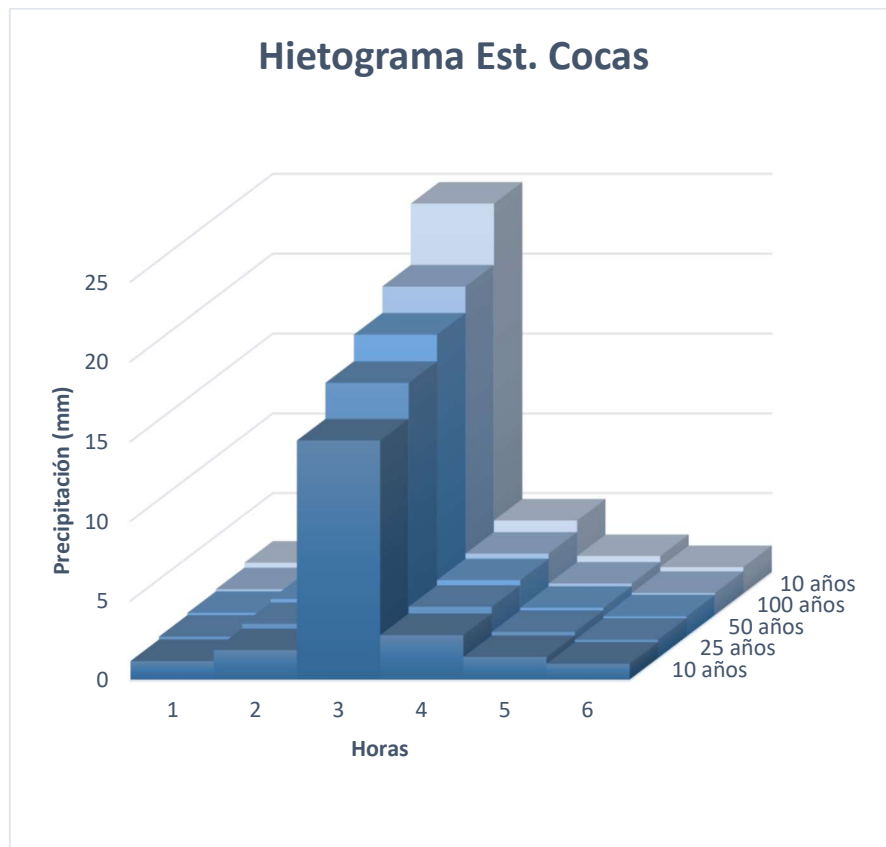


Tabla B.4 Hietograma de la estación hidrológica Cusicancha para diferentes periodos de retorno (años)

Horas	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
1	1.176	1.333	1.435	1.527	1.713
2	1.838	2.085	2.244	2.388	2.678
3	14.490	16.435	17.692	18.822	21.110
4	2.742	3.110	3.347	3.561	3.994
5	1.422	1.613	1.736	1.847	2.072
6	1.010	1.146	1.234	1.313	1.472

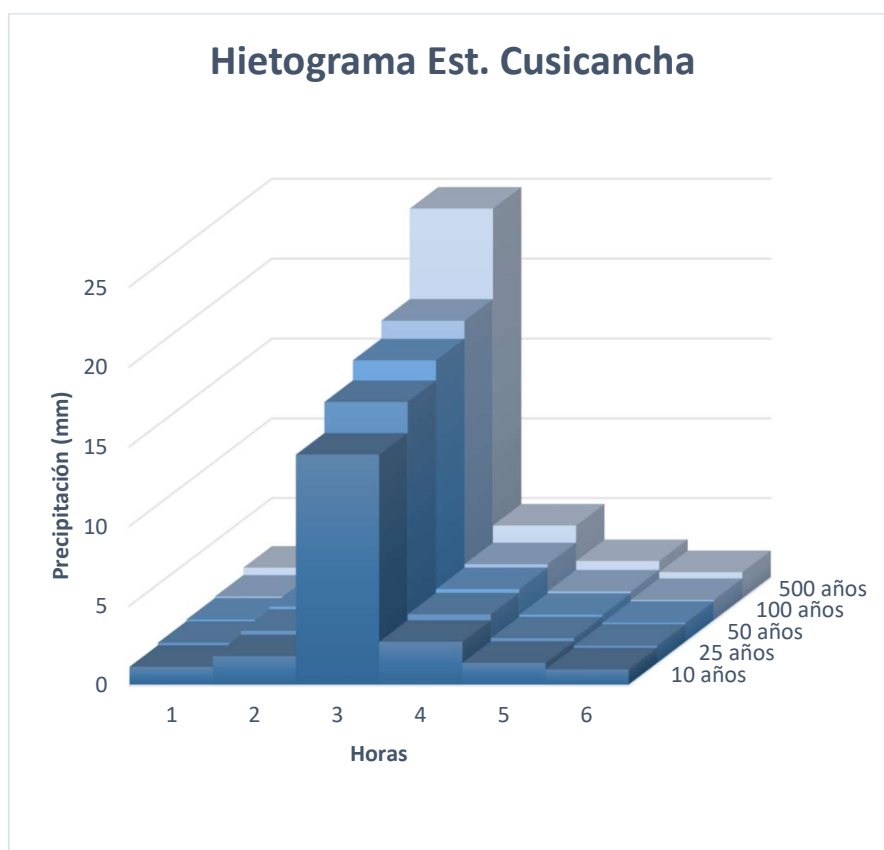


Tabla B.5 Hietograma de la estación hidrológica Huancano para diferentes periodos de retorno (años)

Horas	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
1	0.551	0.727	0.859	0.990	1.291
2	0.861	1.137	1.343	1.547	2.019
3	6.786	8.958	10.583	12.197	15.916
4	1.284	1.695	2.002	2.308	3.011
5	0.666	0.879	1.039	1.197	1.562
6	0.473	0.625	0.738	0.851	1.110

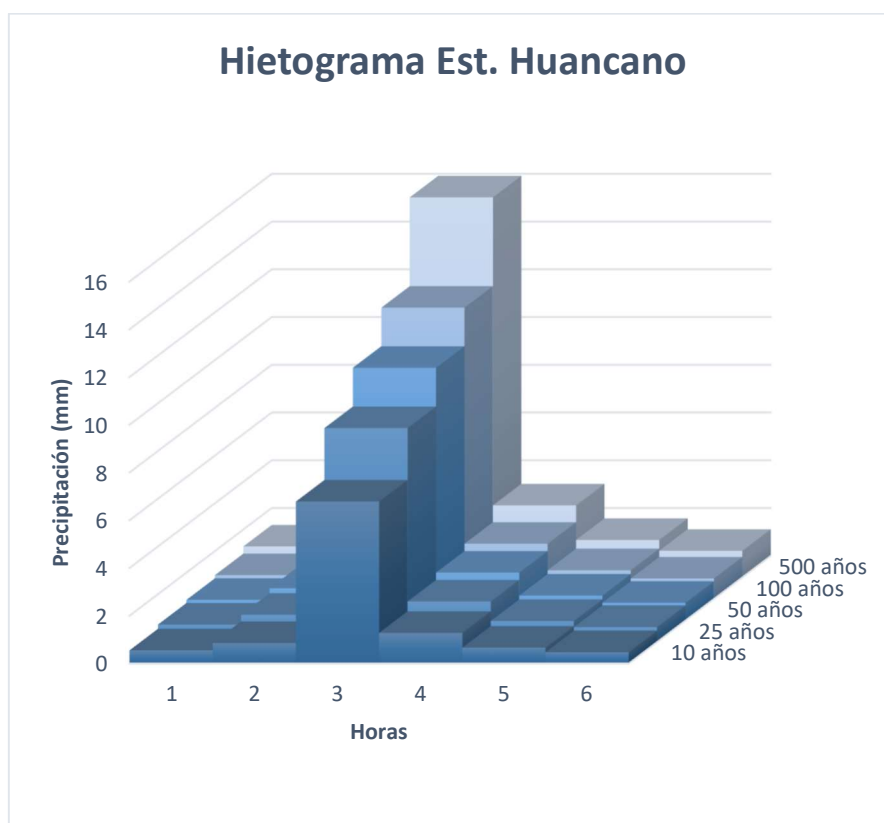


Tabla B.6 Hietograma de la estación hidrológica Pariona para diferentes periodos de retorno (años)

Horas	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
1	1.532	1.655	1.735	1.806	1.951
2	2.395	2.588	2.712	2.824	3.051
3	18.881	20.399	21.379	22.262	24.047
4	3.572	3.860	4.045	4.212	4.550
5	1.853	2.002	2.098	2.185	2.360
6	1.317	1.423	1.491	1.552	1.677

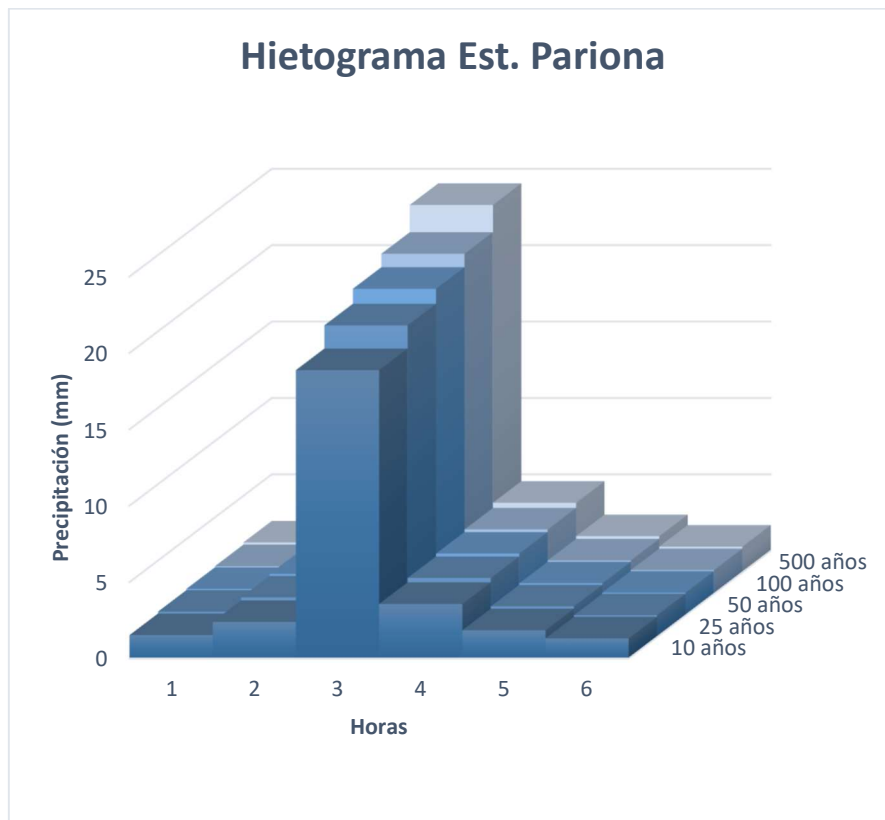


Tabla B.7 Hietograma de la estación hidrológica Tambo para diferentes periodos de retorno (años)

Horas	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
1	1.457	1.663	1.806	1.941	2.233
2	2.278	2.601	2.824	3.035	3.492
3	17.957	20.502	22.263	23.926	27.527
4	3.398	3.879	4.212	4.527	5.208
5	1.762	2.012	2.185	2.348	2.702
6	1.252	1.430	1.553	1.669	1.920

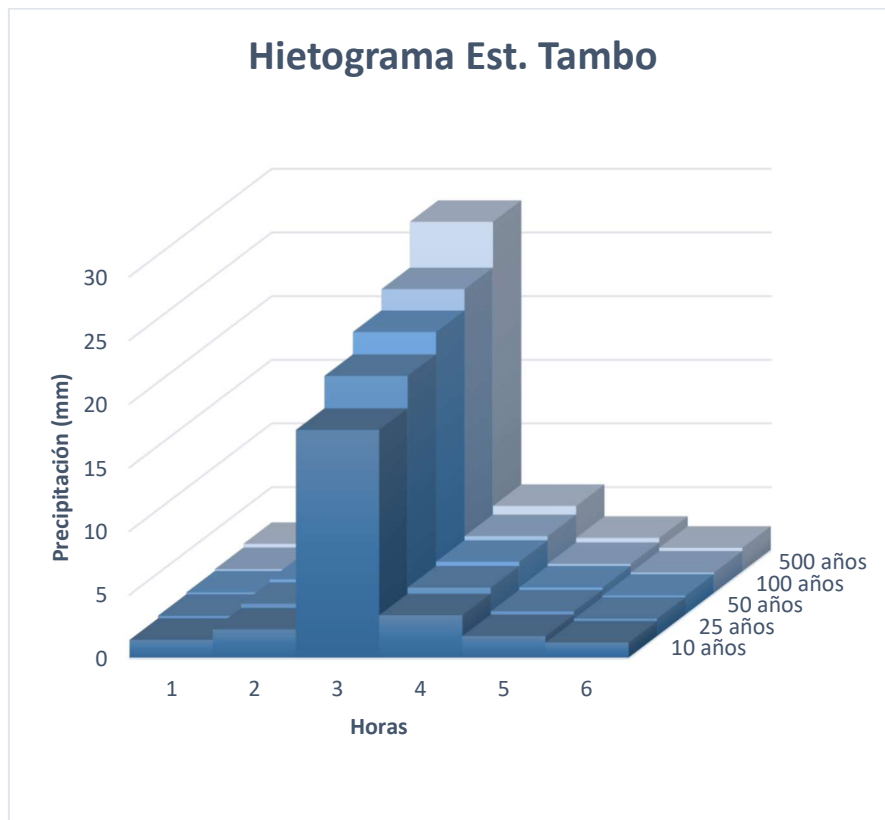


Tabla B.8 Hietograma de la estación hidrológica Ticrapo para diferentes periodos de retorno (años)

Horas	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
1	1.263	1.439	1.556	1.665	1.894
2	1.975	2.250	2.433	2.604	2.961
3	15.570	17.731	19.181	20.522	23.343
4	2.946	3.355	3.629	3.883	4.417
5	1.528	1.740	1.882	2.014	2.291
6	1.086	1.237	1.338	1.431	1.628

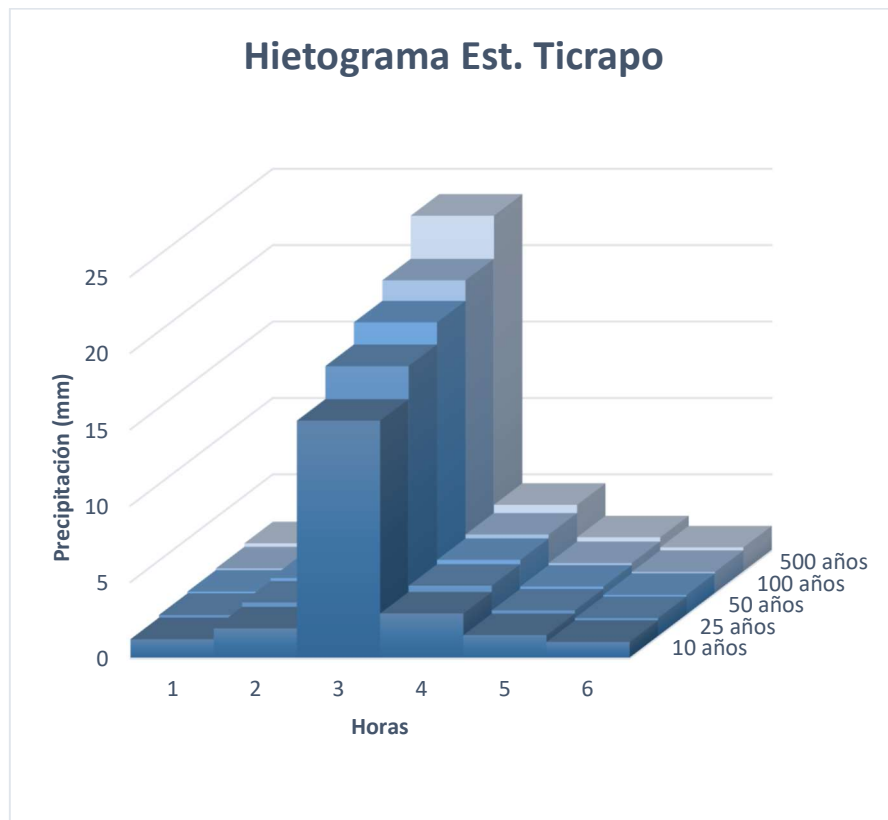


Tabla B.9 Hietograma de la estación hidrológica Totora para diferentes periodos de retorno (años)

Horas	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
1	1.164	1.286	1.369	1.447	1.612
2	1.820	2.011	2.141	2.262	2.521
3	14.347	15.851	16.875	17.831	19.871
4	2.715	2.999	3.193	3.374	3.760
5	1.408	1.556	1.656	1.750	1.950
6	1.001	1.105	1.177	1.243	1.386

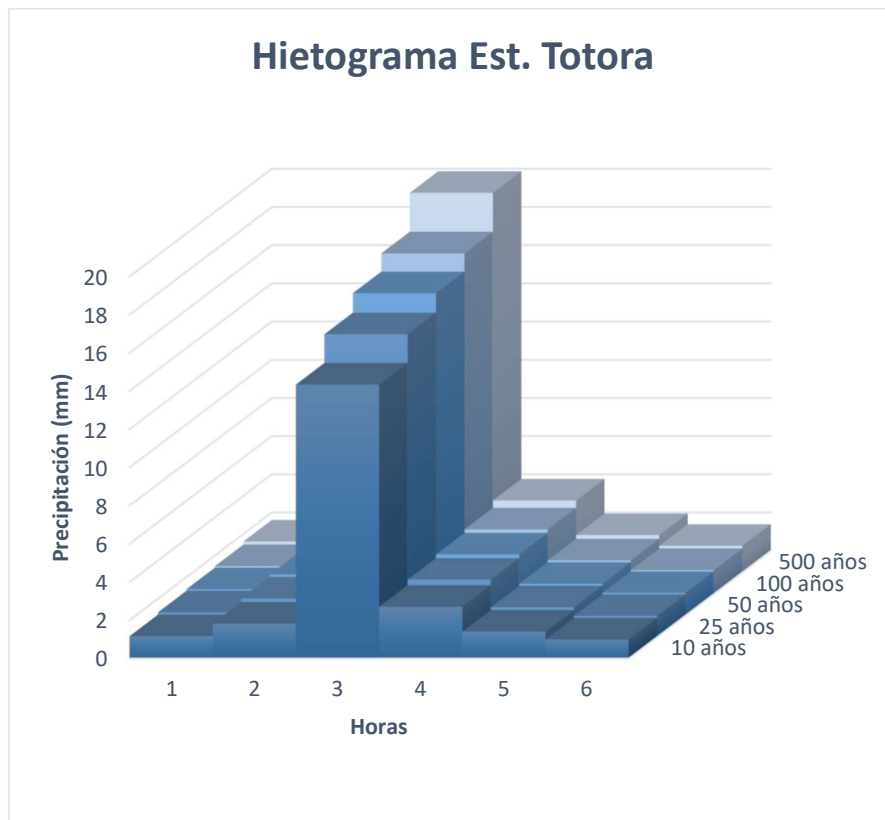
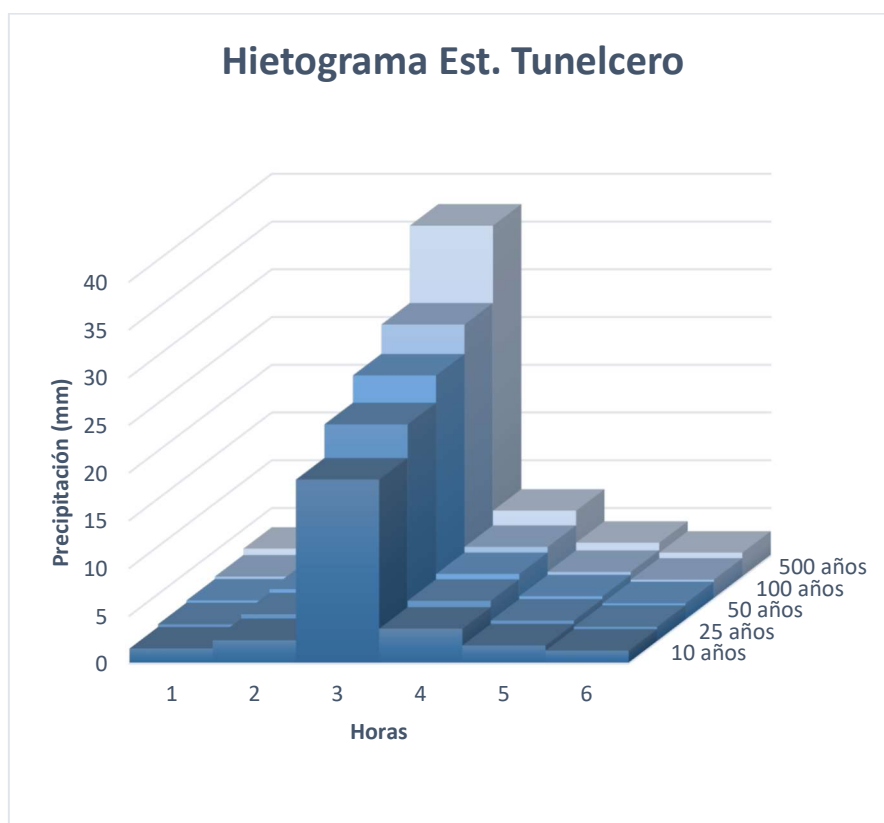


Tabla B.10 Hietograma de la estación hidrológica Tunelcero para diferentes periodos de retorno (años)

Horas	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
1	1.563	1.849	2.082	2.331	2.988
2	2.443	2.891	3.255	3.644	4.672
3	19.260	22.791	25.655	28.727	36.826
4	3.644	4.312	4.854	5.435	6.968
5	1.890	2.237	2.518	2.819	3.614
6	1.343	1.589	1.789	2.003	2.568



Anexo C: Resultados de la Modelación Hidráulica

Tabla C.1 Modelación Hidráulica TR = 10 años, Sin Encauzamiento

River Sta (m)	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Froude # Chl
7900	494.5	55.58	58.33	58.1	58.64	2.49	0.74
7850	494.5	55.11	57.78		58.13	2.64	0.73
7800	494.5	54.32	57.22		57.62	2.83	0.76
7750	494.5	53.72	56.86		57.18	2.49	0.63
7700	494.5	52.97	56.35		56.76	2.85	0.74
7650	494.5	52.9	55.83		56.26	2.9	0.77
7600	494.5	52.48	55.4		55.74	2.57	0.71
7550	494.5	52.36	55.02		55.29	2.29	0.65
7500	494.5	52.12	54.67		54.91	2.18	0.62
7450	494.5	51.84	54.18		54.48	2.43	0.73
7400	494.5	51.35	53.78		54.04	2.25	0.63
7350	494.5	51.23	53.36		53.64	2.35	0.68
7300	494.5	50.66	53.04	52.6	53.27	2.12	0.58
7250	494.5	49.8	52.43	52.29	52.83	2.78	0.83
7200	494.5	49.66	52.17	51.67	52.38	2.07	0.54
7150	494.5	49.47	52.04		52.18	1.7	0.4
7100	494.5	48.94	51.93		52.07	1.66	0.36
7050	494.5	48.8	51.72		51.94	2.05	0.45
7000	494.5	48.92	51.52	50.63	51.76	2.18	0.48
6957	Bridge						
6950	494.5	48.1	50.09	50.22	50.83	3.82	1.19
6900	494.5	45.82	49.28	49.16	50	3.76	0.91
6850	494.5	45.79	49.03		49.41	2.76	0.66
6800	494.5	45.54	48.67		49.05	2.72	0.66
6750	494.5	45.17	48.06		48.58	3.2	0.82
6700	494.5	44.97	47.61		48.01	2.8	0.75
6650	494.5	44.73	47.28		47.56	2.33	0.62
6600	494.5	44.8	46.94		47.21	2.31	0.63
6550	494.5	44.16	46.65	46.19	46.88	2.12	0.57
6500	494.5	44.21	46.21	45.94	46.51	2.44	0.7

Tabla C.2 Modelación Hidráulica TR = 25 años, Sin Encauzamiento

River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Froude # Chl
7900	661.2	55.58	58.65	58.31	58.99	2.6	0.69
7850	661.2	55.11	58.13		58.52	2.76	0.75
7800	661.2	54.32	57.56		58.03	3.02	0.74
7750	661.2	53.72	57.23		57.6	2.7	0.65
7700	661.2	52.97	56.65		57.17	3.17	0.76
7650	661.2	52.9	56.07		56.63	3.31	0.82
7600	661.2	52.48	55.63		56.07	2.92	0.74
7550	661.2	52.36	55.26		55.6	2.56	0.68
7500	661.2	52.12	54.9		55.21	2.47	0.64
7450	661.2	51.84	54.41		54.78	2.7	0.74
7400	661.2	51.35	54.03		54.34	2.51	0.65
7350	661.2	51.23	53.61		53.95	2.6	0.69
7300	661.2	50.66	53.3	52.82	53.58	2.38	0.59
7250	661.2	49.8	52.75	52.51	53.18	2.9	0.76
7200	661.2	49.66	52.58	51.88	52.81	2.17	0.51
7150	661.2	49.47	52.47		52.64	1.83	0.39
7100	661.2	48.94	52.36		52.53	1.85	0.36
7050	661.2	48.8	52.16		52.41	2.21	0.45
7000	661.2	48.92	51.93	50.93	52.23	2.42	0.5
6957	Bridge						
6950	661.2	48.1	50.7		51.22	3.21	0.81
6900	661.2	45.82	49.56	49.53	50.52	4.34	0.98
6850	661.2	45.79	49.38		49.86	3.08	0.68
6800	661.2	45.54	49.03		49.49	3	0.67
6750	661.2	45.17	48.34	48.15	49	3.62	0.88
6700	661.2	44.97	47.86		48.38	3.18	0.79
6650	661.2	44.73	47.55		47.9	2.63	0.65
6600	661.2	44.8	47.2		47.54	2.59	0.65
6550	661.2	44.16	46.91		47.2	2.4	0.59
6500	661.2	44.21	46.45	46.15	46.83	2.74	0.72

Tabla C.3 Modelación Hidráulica TR = 50 años, Sin Encauzamiento

River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Froude # Chl
7900	785.8	55.58	58.88	58.45	59.23	2.63	0.71
7850	785.8	55.11	58.44		58.8	2.64	0.69
7800	785.8	54.32	57.9		58.33	2.9	0.77
7750	785.8	53.72	57.52		57.9	2.72	0.64
7700	785.8	52.97	56.97		57.47	3.14	0.77
7650	785.8	52.9	56.27	56.02	56.9	3.5	0.86
7600	785.8	52.48	55.8		56.3	3.14	0.76
7550	785.8	52.36	55.44		55.81	2.71	0.7
7500	785.8	52.12	55.05		55.41	2.66	0.66
7450	785.8	51.84	54.58		54.99	2.85	0.74
7400	785.8	51.35	54.2		54.55	2.66	0.66
7350	785.8	51.23	53.78		54.16	2.76	0.69
7300	785.8	50.66	53.49	52.95	53.8	2.51	0.59
7250	785.8	49.8	52.99	52.66	53.44	2.97	0.73
7200	785.8	49.66	52.86	52.03	53.11	2.22	0.48
7150	785.8	49.47	52.77		52.95	1.91	0.38
7100	785.8	48.94	52.66		52.85	1.96	0.37
7050	785.8	48.8	52.47		52.73	2.29	0.44
7000	785.8	48.92	52.22	51.13	52.56	2.57	0.51
6957	Bridge						
6950	785.8	48.1	51.02		51.53	3.17	0.74
6900	785.8	45.82	49.77	49.77	50.88	4.66	1.01
6850	785.8	45.79	49.61	49.08	50.16	3.3	0.69
6800	785.8	45.54	49.27		49.79	3.2	0.68
6750	785.8	45.17	48.53	48.38	49.29	3.86	0.9
6700	785.8	44.97	48.04		48.63	3.39	0.82
6650	785.8	44.73	47.73		48.13	2.82	0.66
6600	785.8	44.8	47.38		47.77	2.77	0.66
6550	785.8	44.16	47.09		47.43	2.57	0.6
6500	785.8	44.21	46.62	46.3	47.05	2.93	0.73

Tabla C.4 Modelación Hidráulica TR = 100 años, Sin Encauzamiento

River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Froude # Chl
7900	909.3	55.58	59.08	58.59	59.44	2.62	0.71
7850	909.3	55.11	58.63		59	2.7	0.69
7800	909.3	54.32	58.19		58.57	2.74	0.72
7750	909.3	53.72	57.8		58.16	2.68	0.65
7700	909.3	52.97	57.24	56.74	57.72	3.06	0.77
7650	909.3	52.9	56.44	56.26	57.13	3.68	0.88
7600	909.3	52.48	55.94		56.52	3.37	0.79
7550	909.3	52.36	55.58		56	2.86	0.7
7500	909.3	52.12	55.19		55.6	2.84	0.68
7450	909.3	51.84	54.72		55.17	3.01	0.74
7400	909.3	51.35	54.35		54.74	2.79	0.66
7350	909.3	51.23	53.94		54.36	2.9	0.69
7300	909.3	50.66	53.68	53.1	54.01	2.59	0.58
7250	909.3	49.8	53.21	52.8	53.68	3.03	0.7
7200	909.3	49.66	53.13	52.16	53.38	2.24	0.46
7150	909.3	49.47	53.04		53.23	1.96	0.37
7100	909.3	48.94	52.93		53.14	2.03	0.37
7050	909.3	48.8	52.75		53.02	2.35	0.43
7000	909.3	48.92	52.48	51.33	52.85	2.71	0.51
6957	Bridge						
6950	909.3	48.1	51.29		51.81	3.2	0.7
6900	909.3	45.82	50.01	50.01	51.21	4.85	1
6850	909.3	45.79	49.82	49.27	50.45	3.49	0.7
6800	909.3	45.54	49.49		50.07	3.37	0.69
6750	909.3	45.17	48.68	48.58	49.55	4.13	0.93
6700	909.3	44.97	48.21		48.86	3.59	0.84
6650	909.3	44.73	47.89		48.35	3	0.68
6600	909.3	44.8	47.55		47.99	2.94	0.67
6550	909.3	44.16	47.26		47.64	2.73	0.62
6500	909.3	44.21	46.77	46.44	47.26	3.1	0.74

Tabla C.5 Modelación Hidráulica TR = 500 años, Sin Encauzamiento

River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Froude # Chl
7900	1238.4	55.58	59.48	59.03	59.86	2.74	0.7
7850	1238.4	55.11	58.96		59.42	3	0.73
7800	1238.4	54.32	58.57		58.99	2.88	0.69
7750	1238.4	53.72	58.2		58.61	2.85	0.67
7700	1238.4	52.97	57.7		58.19	3.13	0.73
7650	1238.4	52.9	57.01	56.82	57.66	3.57	0.86
7600	1238.4	52.48	56.3	56.04	57.03	3.78	0.88
7550	1238.4	52.36	55.93	55.53	56.46	3.21	0.72
7500	1238.4	52.12	55.5		56.04	3.26	0.72
7450	1238.4	51.84	55.06	54.77	55.61	3.34	0.75
7400	1238.4	51.35	54.71		55.19	3.12	0.68
7350	1238.4	51.23	54.34		54.83	3.14	0.68
7300	1238.4	50.66	54.14	53.5	54.51	2.76	0.56
7250	1238.4	49.8	53.82	53.18	54.25	2.99	0.6
7200	1238.4	49.66	53.78	52.52	54.02	2.25	0.41
7150	1238.4	49.47	53.72		53.91	2.02	0.35
7100	1238.4	48.94	53.6		53.83	2.19	0.36
7050	1238.4	48.8	53.43		53.72	2.51	0.41
7000	1238.4	48.92	53.09	51.81	53.56	3.03	0.53
6957	Bridge						
6950	1238.4	48.1	52		52.54	3.25	0.62
6900	1238.4	45.82	50.58	50.58	52.02	5.33	1
6850	1238.4	45.79	50.35	49.75	51.13	3.93	0.72
6800	1238.4	45.54	50.03		50.75	3.74	0.7
6750	1238.4	45.17	49.03	49.03	50.2	4.79	1.01
6700	1238.4	44.97	48.59	48.39	49.42	4.03	0.87
6650	1238.4	44.73	48.3		48.88	3.39	0.7
6600	1238.4	44.8	47.95		48.51	3.32	0.69
6550	1238.4	44.16	47.67		48.15	3.08	0.64
6500	1238.4	44.21	47.14	46.78	47.77	3.5	0.76

Tabla C.6 Modelación Hidráulica TR = 10 años, Con Encauzamiento

River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Froude # Chl
7900	494.5	55.58	58.33	58.11	58.64	2.49	0.74
7850	494.5	55.11	57.78	57.52	58.13	2.64	0.73
7800	494.5	54.32	57.22	56.97	57.62	2.83	0.76
7750	494.5	53.72	56.86	56.41	57.18	2.49	0.63
7700	494.5	52.97	56.35	56.06	56.76	2.85	0.74
7650	494.5	52.9	55.83	55.59	56.26	2.9	0.77
7600	494.5	52.48	55.4	55.12	55.74	2.57	0.71
7550	494.5	52.36	55.02	54.7	55.29	2.29	0.65
7500	494.5	52.12	54.67	54.32	54.91	2.18	0.62
7450	494.5	51.84	54.19	53.97	54.49	2.42	0.72
7400	494.5	51.35	53.78	53.45	54.04	2.27	0.64
7350	494.5	51.23	53.36	53.08	53.64	2.36	0.68
7300	494.5	50.66	53.04	52.61	53.27	2.12	0.58
7250	494.5	49.8	52.43	52.3	52.83	2.77	0.82
7200	494.5	49.66	52.17	51.67	52.39	2.07	0.54
7150	494.5	49.47	52.04	51.18	52.19	1.71	0.4
7100	494.5	48.94	51.93	50.84	52.07	1.66	0.36
7050	494.5	48.8	51.72	50.86	51.94	2.06	0.46
7000	494.5	48.92	51.52	50.63	51.76	2.18	0.48
6957	Bridge						
6950	494.5	48.1	50.09	50.22	50.83	3.82	1.19
6900	494.5	45.82	49.28	49.16	50	3.76	0.91
6850	494.5	45.79	49.03		49.41	2.76	0.66
6800	494.5	45.54	48.67		49.05	2.72	0.66
6750	494.5	45.17	48.06		48.58	3.2	0.82
6700	494.5	44.97	47.61		48.01	2.8	0.75
6650	494.5	44.73	47.28		47.56	2.33	0.62
6600	494.5	44.8	46.94		47.21	2.31	0.63
6550	494.5	44.16	46.65	46.19	46.88	2.12	0.57
6500	494.5	44.21	46.21	45.94	46.51	2.44	0.7

Tabla C.7 Modelación Hidráulica TR = 25 años, Con Encauzamiento

River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Froude # Chl
7900	661.2	55.58	58.65	58.31	58.99	2.6	0.69
7850	661.2	55.11	58.13	57.76	58.52	2.76	0.75
7800	661.2	54.32	57.56	57.23	58.03	3.03	0.74
7750	661.2	53.72	57.22	56.68	57.59	2.7	0.65
7700	661.2	52.97	56.65	56.33	57.17	3.17	0.76
7650	661.2	52.9	56.07	55.86	56.63	3.31	0.82
7600	661.2	52.48	55.63	55.35	56.07	2.92	0.74
7550	661.2	52.36	55.26	54.91	55.6	2.56	0.68
7500	661.2	52.12	54.9	54.51	55.21	2.47	0.64
7450	661.2	51.84	54.43	54.17	54.79	2.67	0.73
7400	661.2	51.35	54.02	53.65	54.36	2.55	0.66
7350	661.2	51.23	53.61	53.28	53.96	2.61	0.69
7300	661.2	50.66	53.29	52.82	53.59	2.39	0.6
7250	661.2	49.8	52.76	52.51	53.19	2.9	0.76
7200	661.2	49.66	52.58	51.88	52.82	2.16	0.51
7150	661.2	49.47	52.47	51.4	52.65	1.85	0.39
7100	661.2	48.94	52.36	51.07	52.54	1.86	0.37
7050	661.2	48.8	52.16	51.13	52.41	2.23	0.45
7000	661.2	48.92	51.93	50.93	52.23	2.42	0.5
6957	Bridge						
6950	661.2	48.1	50.7		51.22	3.21	0.81
6900	661.2	45.82	49.56	49.53	50.52	4.34	0.98
6850	661.2	45.79	49.38		49.86	3.08	0.68
6800	661.2	45.54	49.03		49.49	3	0.67
6750	661.2	45.17	48.34	48.15	49	3.62	0.88
6700	661.2	44.97	47.86		48.38	3.18	0.79
6650	661.2	44.73	47.55		47.9	2.63	0.65
6600	661.2	44.8	47.2		47.54	2.59	0.65
6550	661.2	44.16	46.91		47.2	2.4	0.59
6500	661.2	44.21	46.45	46.15	46.83	2.74	0.72

Tabla C.8 Modelación Hidráulica TR = 50 años, Con Encauzamiento

River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Froude # Chl
7900	785.8	55.58	58.85	58.46	59.22	2.69	0.7
7850	785.8	55.11	58.43	57.93	58.79	2.67	0.69
7800	785.8	54.32	57.87	57.41	58.32	2.97	0.78
7750	785.8	53.72	57.49	56.86	57.89	2.77	0.64
7700	785.8	52.97	56.97	56.53	57.47	3.14	0.77
7650	785.8	52.9	56.27	56.04	56.9	3.5	0.86
7600	785.8	52.48	55.8	55.51	56.3	3.14	0.76
7550	785.8	52.36	55.44	55.05	55.81	2.71	0.7
7500	785.8	52.12	55.05	54.65	55.41	2.66	0.66
7450	785.8	51.84	54.6	54.31	55	2.81	0.72
7400	785.8	51.35	54.2	53.8	54.57	2.71	0.67
7350	785.8	51.23	53.78	53.42	54.17	2.77	0.69
7300	785.8	50.66	53.49	52.96	53.81	2.53	0.6
7250	785.8	49.8	53	52.66	53.44	2.95	0.72
7200	785.8	49.66	52.86	52.03	53.12	2.23	0.49
7150	785.8	49.47	52.77	51.55	52.96	1.94	0.39
7100	785.8	48.94	52.66	51.24	52.85	1.98	0.37
7050	785.8	48.8	52.47	51.32	52.73	2.32	0.44
7000	785.8	48.92	52.22	51.14	52.56	2.57	0.51
6957	Bridge						
6950	785.8	48.1	51.02		51.53	3.17	0.74
6900	785.8	45.82	49.77	49.77	50.88	4.66	1.01
6850	785.8	45.79	49.61	49.08	50.16	3.3	0.69
6800	785.8	45.54	49.27		49.79	3.2	0.68
6750	785.8	45.17	48.53	48.38	49.29	3.86	0.9
6700	785.8	44.97	48.04		48.63	3.39	0.82
6650	785.8	44.73	47.73		48.13	2.82	0.66
6600	785.8	44.8	47.38		47.77	2.77	0.66
6550	785.8	44.16	47.09		47.43	2.57	0.6
6500	785.8	44.21	46.62	46.3	47.05	2.93	0.73

Tabla C.9 Modelación Hidráulica TR = 100 años, Con Encauzamiento

River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Froude # Chl
7900	909.3	55.58	59.03	58.59	59.42	2.77	0.71
7850	909.3	55.11	58.6	58.17	58.99	2.78	0.69
7800	909.3	54.32	58.13	57.6	58.56	2.91	0.73
7750	909.3	53.72	57.74	57.03	58.15	2.82	0.65
7700	909.3	52.97	57.25	56.75	57.72	3.06	0.77
7650	909.3	52.9	56.44	56.27	57.13	3.68	0.88
7600	909.3	52.48	55.94	55.66	56.52	3.37	0.79
7550	909.3	52.36	55.58	55.19	56	2.86	0.7
7500	909.3	52.12	55.19	54.78	55.6	2.84	0.68
7450	909.3	51.84	54.74	54.45	55.19	2.96	0.73
7400	909.3	51.35	54.36	53.93	54.77	2.85	0.68
7350	909.3	51.23	53.95	53.56	54.38	2.91	0.69
7300	909.3	50.66	53.68	53.09	54.03	2.64	0.59
7250	909.3	49.8	53.23	52.81	53.69	3	0.69
7200	909.3	49.66	53.12	52.17	53.39	2.3	0.47
7150	909.3	49.47	53.03	51.7	53.24	2.03	0.39
7100	909.3	48.94	52.92	51.4	53.14	2.08	0.37
7050	909.3	48.8	52.75	51.51	53.02	2.38	0.43
7000	909.3	48.92	52.48	51.33	52.85	2.71	0.51
6957	Bridge						
6950	909.3	48.1	51.29		51.81	3.2	0.7
6900	909.3	45.82	50.01	50.01	51.21	4.85	1
6850	909.3	45.79	49.82	49.27	50.45	3.49	0.7
6800	909.3	45.54	49.49		50.07	3.37	0.69
6750	909.3	45.17	48.68	48.58	49.55	4.13	0.93
6700	909.3	44.97	48.21		48.86	3.59	0.84
6650	909.3	44.73	47.89		48.35	3	0.68
6600	909.3	44.8	47.55		47.99	2.94	0.67
6550	909.3	44.16	47.26		47.64	2.73	0.62
6500	909.3	44.21	46.77	46.44	47.26	3.1	0.74

Tabla C.10 Modelación Hidráulica TR = 500 años, Con Encauzamiento

River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Froude # Chl
7900	1238.4	55.58	59.42	58.99	59.87	2.97	0.71
7850	1238.4	55.11	58.97	58.52	59.45	3.08	0.71
7800	1238.4	54.32	58.56	58.13	59.04	3.1	0.71
7750	1238.4	53.72	58.15	57.5	58.64	3.11	0.7
7700	1238.4	52.97	57.69	57.33	58.21	3.2	0.75
7650	1238.4	52.9	57.01	56.82	57.67	3.6	0.86
7600	1238.4	52.48	56.31	56.06	57.03	3.76	0.88
7550	1238.4	52.36	55.94	55.54	56.47	3.22	0.72
7500	1238.4	52.12	55.53	55.1	56.06	3.23	0.71
7450	1238.4	51.84	55.11	54.75	55.65	3.28	0.73
7400	1238.4	51.35	54.74	54.29	55.25	3.17	0.68
7350	1238.4	51.23	54.39	53.89	54.9	3.16	0.67
7300	1238.4	50.66	54.18	53.46	54.58	2.83	0.57
7250	1238.4	49.8	53.83	53.17	54.31	3.09	0.62
7200	1238.4	49.66	53.76	52.51	54.06	2.45	0.45
7150	1238.4	49.47	53.68	52.04	53.93	2.23	0.38
7100	1238.4	48.94	53.57	51.78	53.83	2.3	0.38
7050	1238.4	48.8	53.42	52	53.72	2.55	0.42
7000	1238.4	48.92	53.09	51.81	53.56	3.03	0.53
6957	Bridge						
6950	1238.4	48.1	52		52.54	3.25	0.62
6900	1238.4	45.82	50.58	50.58	52.02	5.33	1
6850	1238.4	45.79	50.35	49.75	51.13	3.93	0.72
6800	1238.4	45.54	50.03		50.75	3.74	0.7
6750	1238.4	45.17	49.03	49.03	50.2	4.79	1.01
6700	1238.4	44.97	48.59	48.39	49.42	4.03	0.87
6650	1238.4	44.73	48.3		48.88	3.39	0.7
6600	1238.4	44.8	47.95		48.51	3.32	0.69
6550	1238.4	44.16	47.67		48.15	3.08	0.64
6500	1238.4	44.21	47.14	46.78	47.77	3.5	0.76

Anexo D: Tablas y resultados de encauzamiento

Tabla D.1 Coeficiente en función de las máximas descargas (\emptyset)

Caudal máximo en	\emptyset	
3000	4000	2
2000	3000	1.7
1000	2000	1.4
500	1000	1.2
100	500	1.1

Fuente: Adaptado de Ven T Chow, 1995.

Tabla D.2 Posición y Altura de Encauzamiento (m)

River	Left Sta	Left Elev
7900	100	60.57
7850	100	60.12
7800	100	59.67
7750	100	59.28
7700	100	58.73
7650	100	57.92
7600	100	57.43
7550	100	57.07
7500	100	56.68
7450	100	56.21
7400	100	55.84
7350	100	55.42
7300	100	55.15
7250	100	54.56
7200	100	54.4
7150	100	54.28
7100	100	54.13
7050	100	53.82
7000	100	53.07
6957	Bridge	