

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**



**“MODELAMIENTO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DE UN TRAMO  
DEL RIO PATIVILCA, EN FLUJO NO PERMANENTE”**

**Presentado por:**

**BACH. HANS WILBERT SIERRA LOPINTA**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE  
INGENIERO AGRICOLA**

**Lima – Perú**

**2018**

“Cualquier destino, por largo y complicado que sea, consta en realidad de un solo momento: el momento en que el hombre sabe para siempre quien es.”

*Jorge Luis Borges.*

## **DEDICATORIA**

A mis padres, y mis hermanos por su incondicional apoyo, esfuerzo y comprensión durante este tiempo de aprendizaje, y en memoria de mi primo Erik.

## **AGRADECIMIENTO**

Mis agradecimientos al Msc. Ing. Cayo Ramos Taípe, por su guía y apoyo durante la realización de la presente tesis.

Compañeros de trabajo, por los enriquecedores comentarios y sugerencias con quienes compartí inquietudes, conocimientos y momentos muy gratos.

Finalmente, a mis amigos y compañeros de la carrera por los conocimientos compartidos, las aventuras y el apoyo emocional durante esta experiencia.

# ÍNDICE GENERAL

## RESUMEN

## ABSTRACT

<b>I. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1. GENERALIDADES .....	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.2.1. Objetivo Principal.....	2
1.2.2. Objetivos Específicos .....	2
<b>II. REVISIÓN DE LITERATURA</b> .....	<b>3</b>
2.1. PROCESOS HIDROLOGICOS .....	3
2.1.1. Máximas Avenidas .....	3
2.1.2. Pruebas Estadísticas.....	5
2.1.3. Periodo de Retorno .....	6
2.1.4. Caudales Máximos Instantáneos .....	10
2.2. HIDRÁULICA BÁSICA DEL FLUJO.....	11
2.2.1. Tipo de Flujo .....	11
2.2.2. Clasificación Dimensional del Flujo. ....	12
2.2.3. Ecuaciones Fundamentales en Flujo No Permanente.....	13
2.3. MORFOLOGIA FLUVIAL .....	18
2.4. MALLAS COMPUTACIONALES.....	20
2.4.1. Mallas Estructuradas.....	20
2.4.2. Mallas No Estructuradas .....	20
2.5. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD.....	21
2.5.1. Método de Cowan.....	21
2.6. MODELACIÓN HIDROLÓGICA – HEC HMS.....	22
2.6.1. Parámetros de Escorrentía.....	22
2.6.2. Parámetros de Tránsito De Flujo.....	24

2.6.3. Parámetros de Infiltración.....	25
2.6.4. Diseño de Tormentas .....	26
2.7. MODELACIÓN DE INUNDACIONES .....	27
2.8. MODELACIÓN HIDRÁULICA CON HEC RAS.....	30
2.8.1. Ecuaciones y Esquema Numérico .....	31
2.8.2. Tamaño de Malla e Intervalo de Tiempo de Simulación.....	31
2.8.3. Información Requerida .....	33
2.8.4. Ras Mapper .....	33
2.8.5. Limitaciones del modelo.....	35
<b>III. MATERIALES Y MÉTODOS.....</b>	<b>36</b>
3.1. ZONA DE ESTUDIO .....	36
3.1.1. Cuenca del Rio Pativilca.....	36
3.1.2. Descripción del Tramo de Estudio .....	37
3.1.3. Estructuras Existentes.....	39
3.2. MATERIALES .....	40
3.2.1. Topografía.....	40
3.2.2. Información Pluviométrica .....	41
3.2.3. Información Hidrométrica .....	42
3.3. MODELAMIENTO HIDROLOGICO - HEC HMS .....	43
3.3.1. Análisis de Series Máximas .....	43
3.3.2 Topología De La Cuenca .....	49
3.3.3. Diseño de Tormenta.....	52
3.5. MODELAMIENTO HIDRÁULICO – HECRAS 5.0.3.....	54
3.5.1. Geometría del Cauce .....	54
3.5.2. Condiciones de Borde y Condiciones Iniciales.....	58
3.5.3. Rugosidad y Mapa de Uso de Suelos .....	59
3.5.4. Modelación Bidimensional (2D).....	60

3.5.5. Modelación Unidimensional (1D).....	65
3.5.6. Calibración del Modelo .....	68
3.7. DETERMINACION DE ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES .....	69
<b>IV. RESULTADOS Y DISCUSIONES .....</b>	<b>70</b>
4.1. MODELO HIDROLÓGICO.....	70
4.1.1. Simulación Hidrológica en Hec-Hms.....	70
4.1.2. Validación de Resultados.....	70
4.1.3. Hidrograma de Diseño .....	71
4.2. MODELACIÓN HIDRAULICA 2D .....	75
4.2.1. Estabilidad del Modelo .....	75
4.2.2. Convergencia de Resultados .....	76
4.2.3. Mapa de Tirantes y Velocidades .....	78
4.3. MODELACIÓN HIDRÁULICA 1D .....	81
4.3.1. Mapa de Tirantes y Velocidades .....	82
4.4. COMPARACIÓN DE LA MODELACION 1D Y 2D .....	84
4.2. DETERMINACION DE ZONAS VULNERABLES A INUNDACION .....	89
4.2.1. Análisis de los Mapas de Tirantes Discretizados .....	89
4.1.2. Análisis de los Mapas de Velocidades Discretizados.....	90
<b>V. CONCLUSIONES .....</b>	<b>91</b>
<b>VI. RECOMENDACIONES .....</b>	<b>92</b>
<b>VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>93</b>
<b>VIII. ANEXOS .....</b>	<b>96</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores críticos “d” para la prueba Kolmogorov – Smirnov.....	6
Tabla 2. Valores de período de retorno “T” años .....	7
Tabla 3. Riesgo admisible de obras de drenaje. ....	8
Tabla 4. Valores del tiempo de retorno para proyectos de obras .....	8
Tabla 5. Valores de Cowan de diversos factores que influyen en el coeficiente “n”.....	21
Tabla 6. Valores de rugosidad "n" .....	23
Tabla 7. Evolución del tipo de modelización y herramientas de HEC-RAS. ....	30
Tabla 8. Características de los puentes en el tramo de estudio .....	39
Tabla 9. Ubicación de estaciones utilizadas.....	42
Tabla 10. Información de la estación hidrométrica Chosica .....	42
Tabla 11. Caudales máximo estación hidrométrica Yananpampa.....	42
Tabla 12. Análisis Boxplot de los datos de precipitación .....	44
Tabla 13. Mejor ajuste de la precipitación máxima en 24 horas – cuenca río Pativilca .....	45
Tabla 14. Precipitación máxima de diseño por estación.....	46
Tabla 15. Precipitaciones máximas de 24 horas por subcuenca.....	47
Tabla 16. Valores de los elementos del diagrama de caja de los datos de caudal.....	47
Tabla 17. Resumen de prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov. ....	48
Tabla 18. Parámetros de cuenca delimitada hasta la estación hidrométrica .....	48
Tabla 19. Caudales máximos instantáneos en la estación Yananpampa.....	49
Tabla 20. Topología de la cuenca de Pativilca. ....	50
Tabla 21. Cálculo del tiempo de concentración por Subcuenca.....	51
Tabla 22. Valores de K y X de Muskingum.....	52
Tabla 23. Parámetros de infiltración para del modelo hidrológico .....	52
Tabla 24. Caudales medios mínimos anuales.....	58
Tabla 25. Condiciones de contorno aplicada en HEC RAS 5.0.3 .....	59
Tabla 26. Usos del suelo y su respectivo número de Manning .....	60
Tabla 27. Análisis de sensibilidad del coeficiente de Manning. ....	69
Tabla 28. Caudales simulados – Caudales de diseño.....	70
Tabla 29. Caudales picos simulados. ....	71
Tabla 30. Hidrograma sintético en el punto de interés para $T_r=100$ años. ....	72
Tabla 31. Parámetros del intervalo de simulación en relación al tamaño de malla.....	75

Tabla 32. Tirantes máximos según el intervalo de tiempo de simulación .....	77
Tabla 33. Parámetros del intervalo de simulación para 1D .....	81
Tabla 34. Tirantes máximos en el punto 1 .....	85
Tabla 35. Tirantes máximos en el Punto 2.....	87
Tabla 36. Tirantes máximos en el punto 3 .....	88

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Definición de avenida .....	4
Figura 2. Riesgo de excedencia durante la vida útil. ....	7
Figura 3. Esquema de modelos hidráulicos 1D, 2D y 3D.....	13
Figura 4. Simplificaciones de las ecuaciones básicas del flujo. ....	14
Figura 5. Formas fluviales básicas.....	19
Figura 6. Vista en planta malla estructurada. ....	20
Figura 7. Vista en planta malla no estructurada. ....	20
Figura 8. Esquema de tránsito del volumen de agua en una crecida .....	24
Figura 9. Curvas adimensionales del SCS para lluvias de 24 horas.....	27
Figura 10. Modelos hidráulicos 1D, 2D y 3D. ....	27
Figura 11. Diagrama de flujo de modelación hidráulica bidimensional en ríos.....	29
Figura 12. Ventana principal de Hec-Ras .....	30
Figura 13. Creación del terreno en Ras Mapper.....	34
Figura 14. Creación del mapa de rugosidad en Ras Mapper.....	35
Figura 15. Mapa de ubicación de la cuenca del rio Pativilca. ....	37
Figura 16. Zonas agrícolas cultivadas en el lecho inundable .....	38
Figura 17. Zonas de afectación urbana en el lecho inundable.....	38
Figura 18. Muro de contención 5+ 750 km – 7+350 km. ....	39
Figura 19. Puentes que cruzan la zona de estudio - Puente Bolivar .....	40
Figura 20. Puentes que cruzan la zona de estudio - Puente Pativilca .....	40
Figura 21. Operador realizando levantamiento topográfico.....	41
Figura 22. Boxplot precipitación máxima 24 Hrs (con outliers).....	44
Figura 23. Boxplot Precipitación máxima en 24 Hrs (corregida).....	45
Figura 24. Caudal promedio diario en la estación Yananpampa.....	47
Figura 25. Topología de la cuenca de Pativilca.....	50
Figura 26. Ubicación de estaciones automáticas SAMAQ .....	53
Figura 27. Perfil de tormenta de diseño - subcuenca del Bajo Pativilca.....	54
Figura 28. Obtención del Modelo Digital de Terreno (MDT) .....	54
Figura 29. Superficie ráster del MDT 2x2 original. ....	55
Figura 30. Ráster del terreno original (izquierda), ráster corregido dando continuidad al muro de contención (derecha) .....	56

Figura 31. Ráster del terreno original (izquierda), ráster tratado que contiene los pilares de los puentes (derecha).....	57
Figura 32. Mapa de usos del suelo.....	59
Figura 33. Visualización del terreno (izquierda) y del plano de rugosidad (derecha) desde Ras Mapper.....	61
Figura 34. Malla 2D generada .....	62
Figura 35. Break lines de la malla 2D.....	62
Figura 36. Condiciones de contorno de contorno y condiciones iniciales.....	63
Figura 37. Puntos de aplicación de las condiciones de contorno 2D.....	63
Figura 38. Ventana de “Unsteady Flow Analysis” .....	64
Figura 39. Creación de las secciones transversales para 1D .....	65
Figura 40. Importación de la geometría a Hec-Ras para 1D.....	66
Figura 41. Herramienta de Hec-Ras para la creación de puentes.....	67
Figura 42. Nivel de superficie medido, usado para la calibración del modelo. ....	68
Figura 43. Caudales simulados vs Caudales de referencia .....	71
Figura 44. Hidrograma sintético en el punto de interés para T=100 años. ....	72
Figura 45. Manchas de inundación por intervalo de tiempo de simulación ( $\Delta T$ ) .....	76
Figura 46. Convergencia de resultados para la modelación 2D .....	77
Figura 47. Secuencia temporal de inundación para Tr=100 años.....	78
Figura 48. Nivel máximo de agua sobre el MDT tratado (Tr=100 años) .....	79
Figura 49. Velocidades del agua sobre el MDT tratado (Tr=100 años) .....	80
Figura 50. Convergencia de resultados para la modelación 1D .....	81
Figura 51. Niveles de agua en los puentes Tr=100 - Puente Bolívar (izquierda) y Puente Pativilca (derecha). ....	82
Figura 52. Tirante máximo (izquierda) y la velocidad máxima (derecha) para Tr=100 años en el modelo 1D.....	82
Figura 53. Perfil del río Pativilca para TR=100 años .....	83
Figura 54. Tirante máximo para la sección 3752.607.....	83
Figura 55. Mapa de ubicación de los puntos de análisis .....	84
Figura 56. Tirantes en el punto 1 para los 2 modelos .....	85
Figura 57. Nivel de agua para la sección 2164.1 .....	86
Figura 58. Tirantes en el Punto 2 para los 2 modelos.....	86
Figura 59. Niveles de agua en la sección 4800 .....	87
Figura 60. Tirantes en el punto 3 para los 2 modelos .....	88

Figura 61. Niveles de agua en la sección 6550 .....	88
Figura 62. Mapa de tirantes discretizados 2D (izquierda) y 1D (Derecha) .....	89
Figura 63. Mapas de velocidades discretizados 2D (izquierda) y 1D (derecha) .....	90

## ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Registro de precipitaciones máximas de 24 horas por estación. ....	96
Anexo 2: Registro histórico 1960-2009.Estacion hidrométrica Yananpampa .....	97
Anexo 3: Pruebas estadísticas de la precipitación máxima de 24 horas. ....	99
Anexo 4. Determinación de descargas Máximas instantáneas.....	100
Anexo 5. Precipitaciones interpoladas por tiempo de retorno.....	102
Anexo 6. Coeficientes de tormenta del SCS para 24 y 6 horas. ....	103
Anexo 7. Hietogramas de precipitación de diseño para TR=100 años .....	104
Anexo 8. Tabla sensibilidad del caudal a los parámetros de infiltración.....	105
Anexo 9. Gráfica de sensibilidad del caudal a los parámetros de infiltración .....	105
Anexo 10. Puntos control topográfico de orden C – Base 01 .....	106
Anexo 11. Puntos control topográfico de orden C – Base 02 .....	106
Anexo 12. Puntos control topográfico de orden C – Base 03 .....	107
Anexo 13. Panel fotográfico.....	107
Anexo 14. Lista de planos. ....	112

## RESUMEN

En la presente investigación se ha desarrollado el modelamiento hidráulico bidimensional en flujo no permanente de un tramo del Río Pativilca entre los centros poblados de *Simón Bolívar (0+000 km)* y el sector denominado *Estación (10+000 km)* en la provincia de Barranca – Lima - Perú, para la generación de mapas de riesgo y vulnerabilidad por inundación. En primer lugar, se realizó la modelación hidrológica de máximas avenidas mediante el método del número de curva (SCS, 1964) con el modelo HEC-HMS para la obtención del hidrograma de escurrimiento directo para diferentes periodos de retorno haciendo uso de herramientas SIG. Para fines de aplicación de la metodología, se obtienen las lluvias de diseño e hidrogramas, que corresponden a 2, 5, 10, 20, 50, 100 y 200 años de periodo de retorno. Posteriormente se realizó el análisis de la modelación hidráulica unidimensional y bidimensional con el software HEC-RAS 5.0.3, considerando las condiciones de borde (hidrogramas) para tiempo de retorno de 100 años, así como el análisis del intervalo de tiempo simulación, el mallado computacional y el análisis de usos de suelos. En cuanto a la configuración del terreno, se determina en base al levantamiento topográfico del tramo de estudio, considerando en el MDT las estructuras hidráulicas existentes en el lecho fluvial para un análisis más realista. Con esta información es posible caracterizar y determinar la configuración del curso fluvial en estudio y el resultado con mapas del lecho inundable. Se revisan distintos criterios para establecer el peligro de las inundaciones usadas en varios países; consideran como base para su cálculo el tirante y la velocidad del agua.

*Palabras Claves: Modelamiento hidráulico 2D, HEC-HMS, HEC-RAS 5.0.3, Máximas Avenidas, gestión de inundaciones, mapeo de inundaciones.*

## **ABSTRACT**

In the present investigation, has been developed two-dimensional hydraulic modeling in non-permanent flow of a stretch of the Pativilca River between the population centers of *Simón Bolívar* (0 + 000 km) and the sector called *Estación* (10 + 000 km) in the province of Barranca - Lima - Peru, for the generation of flood risk and vulnerability maps. Firstly, It has been made the hydrological modeling of maximum avenues by the curve number method (SCS, 1964) with the HEC-HMS model to obtain the direct runoff hydrograph for different return periods using GIS tools. For the application of the methodology, design rains and hydrographs are obtained, which correspond to 2, 5, 10, 20, 50, 100 and 200 years of return period. Then it was done the analysis of the one-dimensional and two-dimensional hydraulic modeling with the HEC-RAS 5.0.3 software, considering the boundary conditions (hydrographs) for return time of 100 years, as well as the analysis of the simulation time and meshing computational and the analysis of land uses. As for the configuration of the terrain, it is determined based on the topographic survey of the study section, considering in the MDT the existing hydraulic structures in the river plain for a more realistic analysis. With this information it is possible to characterize and determine the configuration of the fluvial course under study and obtain the results of floodplain maps. Different criteria are reviewed to establish the danger of the floods used in several countries; they consider the tie and the speed of the water as a basis for their calculation.

*Key Words: 2D Hydraulic Modeling, HEC-HMS, HEC-RAS 5.0.3, Maximum Floods, Flood Management, Flood Mapping.*

# **I. INTRODUCCIÓN**

## **1.1. GENERALIDADES**

Las inundaciones causan varias bajas humanas y financieras. Es necesario realizar estudios de investigación e implementar acciones posteriores conscientes de la naturaleza del río. Con el fin de reducir los daños causados por las inundaciones, los mapas de zonificación de las zonas de inundación y las medidas estructurales y no estructurales en la planificación y optimización de la utilización de las áreas alrededor del río.

Debido al complejo comportamiento de los ríos durante las inundaciones, El modelado informático es la herramienta más eficiente con el menor costo posible para estudiar y simular el comportamiento de los ríos. En este estudio, se presenta un análisis de modelos hidráulicos evaluando la unidimensionalidad y bidimensionalidad de flujo en un tramo del río Pativilca.

Para estimar los daños por inundaciones fluviales en condiciones iniciales, es necesario contar con la delimitación de las áreas inundables o manchas de inundación para escenarios de avenidas. Esta información de las áreas afectadas es la información insumo para el estudio zonas vulnerables a inundaciones.

En efecto, con el insumo de la delimitación de las áreas inundables para distintos periodos de retorno, se podrán medir las afectaciones de viviendas en área urbana y de manera similar, la matriz de daños evaluados en zonas agrícolas.

## **1.2. OBJETIVOS**

### **1.2.1. Objetivo Principal**

- Modelamiento hidráulico bidimensional del Rio Pativilca en flujo no permanente.

### **1.2.2. Objetivos Específicos**

- Modelamiento hidrológico de máximas avenidas de la cuenca del Rio Pativilca.
- Determinación de la geometría del cauce y las condiciones de borde.
- Modelamiento hidráulico unidimensional (1D) y bidimensional (2D) del rio Pativilca.
- Determinación de zonas de mayor vulnerabilidad a riesgos ante inundaciones en el tramo de estudio.

## II. REVISIÓN DE LITERATURA

### 2.1. PROCESOS HIDROLOGICOS

Los procesos hidrológicos transforman la distribución espacial y temporal del agua a través del ciclo hidrológico. El movimiento del agua en un sistema hidrológico es influido por las propiedades físicas del sistema, tales como el tamaño y la forma de sus líneas de corriente, y la interacción del agua con otros medios como el aire y el calor. Los cambios de fase del agua, entre fase, líquida, sólida y vapor son importantes en algunos casos. (Chávez, 2015)

Chow (1985) indicó que la mayor parte de los sistemas hidrológicos son intrínsecamente aleatorios porque su mayor entrada es la precipitación, un fenómeno altamente variable e impredecible. Por consiguiente, el análisis estadístico cumple un papel importante en el análisis hidrológico.

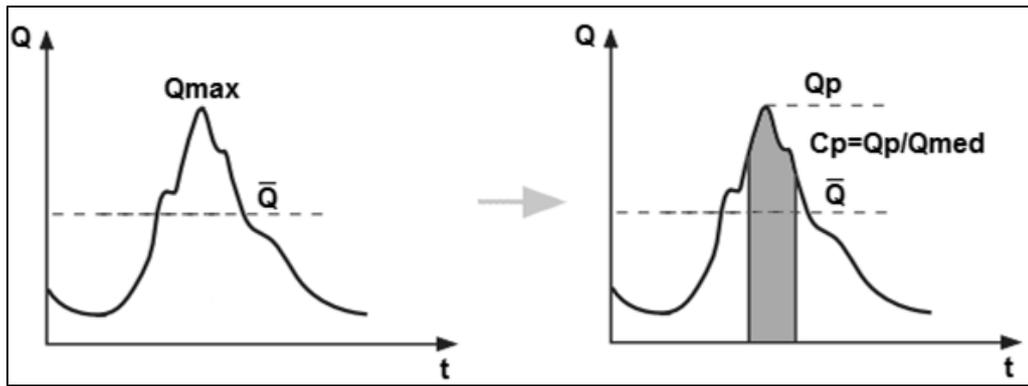
#### 2.1.1. Máximas Avenidas

Se conoce como máxima avenida al acontecimiento correspondiente a la circulación de un caudal extraordinarios por el cauce del río, existen varios criterios diversos para la definición de máximas avenidas. (Remenieras, 1968).

Grados (2012), indica que las máximas avenidas representan una cantidad de agua “extraordinaria” que se transporta (con o sin desbordamiento) por un sistema hidráulico. El significado de “extraordinaria” está definido a partir de diferentes características de este fenómeno:

- El caudal ( $m^3/s$ )
- El volumen ( $m^3$ )
- La duración ( $Hr$ )
- La velocidad de flujo ( $m/s$ )

Para determinar que un evento hidrológico extremo se denomine como máximo se establecen umbrales, generalmente un valor superior al valor medio (mayor e igual a 80 por ciento) tal como se aprecia en la Figura 1.



**Figura 1. Definición de avenida**

FUENTE: Tomado de Grados (2012)

Donde es el caudal medio en  $m^3/s$ ,  $Q_p$  es el caudal máximo de la avenida,  $C_p$  es el coeficiente de la avenida dado por la relación de  $Q_p$  y  $\bar{Q}$ . La duración de la avenida  $t$  está en horas (corresponde al tiempo durante el cual el caudal sobrepasa el umbral),  $V$  es equivalente al volumen de agua transitada por el sistema durante toda la duración de la máxima avenida (correspondiente a la integral del hidrograma de la avenida).

La descarga una avenida extraordinaria, puede ser de diferente naturaleza, siendo los principales:

- **Elementos hidrometeorológicos intrínsecos o combinados**

Ocurrencia de precipitaciones extraordinarias (líquidas o sólidas) en intensidad y/o duración.

- **Derretimiento de glaciares**

Son provocadas por la desglaciación parcial de los glaciares donde tiene su origen las cuencas hidrográficas con esta naturaleza.

- **Otras causas**

La ruptura de una estructura hidráulica de almacenamiento.

Asimismo, el evento de máxima avenida está asociado a otro fenómeno igualmente importante que son objetos de estudios y análisis específicos, los cuales son principalmente:

- Huaycos (transporte de acarreo o materiales sólidos por el agua).
- Deslizamiento de tierra.

- **Factores de las máximas avenidas**

*Factores de la cuenca*

- Área de la cuenca hidrográfica.
- Forma.
- Pendiente.
- Geología.
- La infiltración, intercepción.

*Factores climatológicos*

- Intensidad y duración de la precipitación.

### **2.1.2. Pruebas Estadísticas**

- **Funciones de Distribución De Probabilidad**

En la estadística existen decenas de funciones de distribución de probabilidad teóricas; de hecho, existen tantas como se quiera, y obviamente no es posible probarlas todas para un problema particular. Por lo tanto, es necesario escoger, de esas funciones, las que se adapten mejor al problema bajo análisis. Entre las funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología, se estudiarán las siguientes:

- Distribución Normal
- Distribución Log Normal tres parámetros
- Distribución Log Normal tres Parámetros
- Distribución Gamma de dos parámetros
- Distribución Gamma de tres parámetros
- Distribución Log Pearson Tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución Log Gumbel

- **Pruebas de Bondad de Ajuste**

En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son la Chi Cuadrada y la Kolmogorov – Smirnov, siendo esta última la más exigente por la cuál es utilizada en la presente investigación. El método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las

distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste. Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada  $F_o(x_m)$  y la estimada  $F(x_m)$ :

$$D = \text{máx} |F_o(x_m) - F(x_m)| \quad (2.1)$$

Con un valor crítico  $d$  que depende del número de datos  $D$  y el nivel de significancia seleccionado.

Si  $D < d$ , se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de “X2” de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(x_m) = 1 - \frac{m}{(n+1)} \quad (2.2)$$

Donde  $m$  es el número de orden de dato “ $x_m$ ” en una lista de mayor a menor y “ $n$ ” es el número total de datos (Aparicio, 1994).

**Tabla 1. Valores críticos “d” para la prueba Kolmogorov – Smirnov**

<b>TAMAÑO DE LA MUESTRA</b>	<b><math>\alpha = 0.10</math></b>	<b><math>\alpha = 0.05</math></b>	<b><math>\alpha = 0.01</math></b>
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

FUENTE: Tomado de Aparicio (1994)

### 2.1.3. Periodo de Retorno

El periodo de retorno  $T$  o periodo de ocurrencia de una inundación (o tiempo de recurrencia) se define, como el tiempo medio, en años, en que una inundación es igualada o superada por lo menos una vez. (Mejía, 2014)

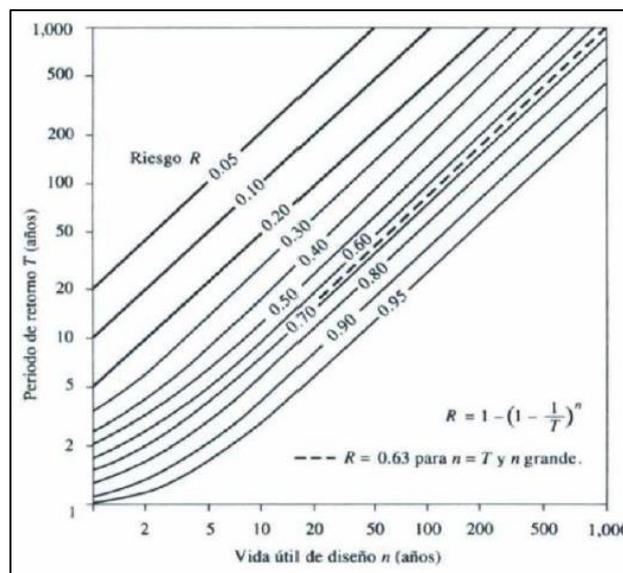
En hidrología es habitual el uso del valor inverso de la probabilidad, o período de retorno o recurrencia  $T$ :

$$T = \frac{1}{P} \quad (2.3)$$

Donde T es un valor entero y P es la probabilidad de que una magnitud ocurra en cualquier año. Dado que los eventos anuales son independientes, se podrá calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años. El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.4)$$

Proyectando la vida útil de una obra en “n” años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno “T”, fijando el riesgo de falla admisible “R”, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra (ver *Figura 2*).



**Figura 2. Riesgo de excedencia durante la vida útil.**

FUENTE: Tomado de Ven te Chow (1994)

**Tabla 2. Valores de período de retorno “T” años**

RIESGO ADMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
R	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0.01	100	199	299	498	995	1990	24388	4975	9950	19900
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0.05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0.1	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0.2	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0.25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0.5	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144
0.99	1	1.11	1.27	1.66	2.7	5	5.9	11	22	44

FUENTE: Tomado de Ven te Chow (1994).

Estos son datos tabulados de la ecuación presentada anteriormente en el *Figura 2*, partiendo de estos datos se hace mención en el capítulo III del «*Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje*» del M.T.C que recomienda utilizar como máximo los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje:

**Tabla 3. Riesgo admisible de obras de drenaje.**

<b>TIPO DE OBRA</b>	<b>RIESGO ADMISIBLE (**)(%)</b>
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas ribereñas	25

FUENTE: Tomado de M.T.C. (2012).

(HURTADO, 2017) Refiere al «*Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje*» del MTC acotando los siguientes puntos.

(\*) En el caso de puentes:

- Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.
- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(\*\*) Vida útil considerado (n):

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.

Por otro lado, (Mejía, 2012) indica periodos de retorno de acuerdo a los caudales utilizados en proyectos de infraestructura hidráulica y vial.

**Tabla 4. Valores del tiempo de retorno para proyectos de obras**

<b>ESTRUCTURAS</b>	<b>T (AÑOS)</b>
<b>Caudales del proyecto</b>	
Vertedor de grandes presas	10000
Vertedor de una presa de tierra	1000
Vertedor de una presa de concreto	500
Galería de agua pluviales	5 a 20
Bocatoma	25 a 75
Pequeñas presas para abastecimiento de agua	50 a 100

...continuación

Puentes en carreteras importantes	50 a 100
Puentes en carreteras comunes	25

FUENTE: Tomado de Mejía (2012)

#### ▪ PERIODO DE RETORNO PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES

Para la evaluación de inundaciones, considerando la escala de trabajo y en base a la información disponible tiene que evaluar el periodo de retorno de acuerdo a criterios establecidos por la normativa nacional, internacional y experiencias propias del lugar de estudio.

- Según el “*Manual de estimación ante inundaciones fluviales – INDECI, 2011*” recomiendan que el estudio de áreas de inundación se toman los periodos de retorno de 10, 50, y 200 años.
- Según el “*Reglamento para la delimitación y mantenimiento de fajas marginales-ANA, 2016*”. Para la determinación del límite superior de la ribera de cauces naturales establece que se determinara mediante huellas máximas de los ríos y/o modelamiento hidráulico en cauces naturales colindantes con terrenos agrícolas se considera un periodo de retorno de 50 años y para cauces naturales colindantes con asentamientos poblacionales se considera un periodo de retorno de 100 años.
- Según el Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables mapas de peligrosidad y riesgo del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente del Gobierno de España, establece la siguiente información relativa a las “*Áreas de Riesgo Potencial Significativo de Inundación (ARPSIs)*”  
Zonas Inundables: T = 10 años, T = 100 años, T = 500 años.
- Según el “*Estudio de la Demanda de Control de Inundaciones y Diagnóstico de Daños y Necesidad de Reconstrucción por Huaicos e Inundaciones – Cooperación de JICA<sup>1</sup> para la GRD<sup>2</sup> en el Perú, 2017*” establece una escala de probabilidad de precipitación de diseño y caudal máximo estimado de flujo para en el análisis de la gestión de medidas para el control inundaciones, establece tiempos de recurrencia de 2, 5, 10, 25, 50, 100 años.

<sup>1</sup>JICA, Agencia de Cooperación Internacional de Japón.

<sup>2</sup>GRD, Gestión del Riesgo de Desastres.

#### 2.1.4. Caudales Maximos Instantáneos

Al no existir datos de caudales instantáneos, se opta por adoptar metodos empíricos ampliamente aceptados, para convertir datos diarios a instantáneos, el metodo mas conocido como la relación de Fuller, que utiliza un coeficiente (c) que multiplica a los caudales diarios.

$$Q_i = c * Q_d \quad (2.5)$$

Donde:

Q<sub>i</sub> = Son los caudales instantáneos calculados.

Q<sub>d</sub> = Son los caudales medios diarios.

C = Es el coeficiente de Fuller.

El coeficiente de Fuller es determinada en base al área de la cuenca, según la siguiente relación matemática.

$$c = 1 + \frac{2.66}{A^{0.33}} \quad (2.6)$$

Donde:

A: rea de la cuenca en Km<sup>2</sup>.

Silva y Tucci (1988) utilizaron datos de 38 cuencas en los estados de regiones del sur y Sao Paulo, variando entre 46,7 y 4764 km<sup>2</sup>, resultando en 302 años de datos con una serie media de 8 años (2 a 18 años). Los resultados mostraron que el coeficiente para cuencas mayores de 500 km<sup>2</sup> generalmente está por debajo de 1,1. y para cuencas menores al tamaño de ésta cuenca, el coeficiente puede ser superior a 2, principalmente para cuencas con áreas inferiores a 200 km<sup>2</sup>.

SENAMHI (2002), señala que, en el caso de la costa norte del Perú, la relación entre caudales medios diarios y caudal máximo instantáneo varía en función del tamaño de la cuenca hidrográfica. Se pueden considerar los siguientes valores:

- Superficie mayor a 3000 km<sup>2</sup> = 1.2
- Superficie comprendida entre 1000 y 3000 km<sup>2</sup> = 1.3
- Superficie comprendida entre 800 y 1000 km<sup>2</sup> = 1.4
- Superficie comprendida entre 600 y 800 km<sup>2</sup> = 1.6
- Superficie comprendida entre 400 y 600 km<sup>2</sup> = 2.0

- Superficie comprendida entre 200 y 400 km<sup>2</sup> = 2.5
- Superficie menor a 200 km<sup>2</sup> de 3.0 hasta = 5.0

Generalmente se admite un valor promedio de 1.6 para esta relación, sabiendo que los resultados de numerosos estudios de crecidas extremas en el mundo dan valores de dicho coeficiente variando entre 1.2 y 2.2, con una probabilidad de 90%.

## **2.2. HIDRÁULICA BÁSICA DEL FLUJO.**

Según Chow (1985), la aplicación de los principios básicos de conservación de masa, de momentum y de energía para un sistema de flujo se lleva a cabo usando un volumen de control, que es una referencia en tres dimensiones a través de la cual el fluido circula.

### **2.2.1. Tipo de Flujo**

La siguiente clasificación se hace de acuerdo con el cambio en la profundidad del flujo con respecto al tiempo y al espacio (Chow 1985).

- ***Flujo Permanente:***

Se dice que el flujo en un canal abierto es permanente cuando en una sección del canal permanecen constantes con respecto al tiempo las características hidráulicas del flujo (caudal, velocidad media, tirante, etc.)

- ***Flujo No Permanente:***

Un flujo en un canal abierto es no permanente o no estacionario en una sección del canal no permanecen constantes con respecto al tiempo las características hidráulicas del flujo (caudal, velocidad, tirante, etc.)

El movimiento del agua en la naturaleza presenta normalmente una variación del caudal de paso con el tiempo, en particular en los episodios de avenidas que son objeto de esta investigación. Por ello, el tipo general de movimiento que se produce será el denominado no permanente o no estacionario, también llamado gradualmente variado. A partir de este punto, se desea representar con la mayor fidelidad posible el análisis del flujo en nuestro cauce, deberíamos adoptar la aproximación del movimiento no permanente.

### 2.2.2. Clasificación Dimensional del Flujo.

Según Ayala (2014), la clasificación dimensional del flujo de una, dos o tres dimensiones dependen del número de coordenadas espaciales necesarias para especificar el campo de velocidades.

- ***Flujo unidimensional***

Es un flujo en el que el vector de velocidad sólo depende de una variable espacial, es decir que se desprecian los cambios de velocidad transversales a la dirección principal del escurrimiento. Dichos flujos se dan en tuberías largas y rectas o entre placas paralelas (Ayala 2014).

- ***Flujo bidimensional***

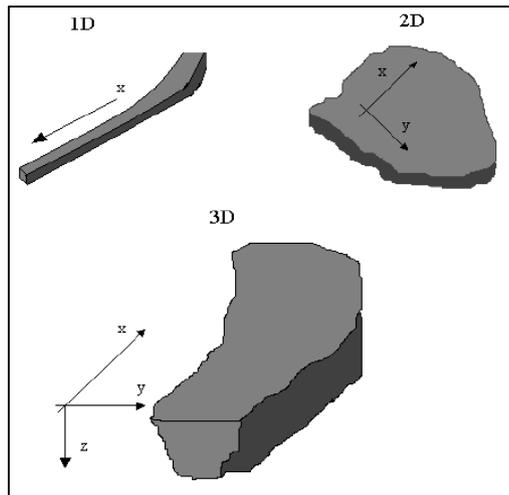
Es un flujo en el que el vector velocidad sólo depende de dos variables espaciales, en este tipo de flujo se supone que todas las partículas fluyen sobre planos paralelos a lo largo de trayectorias que resultan idénticas si se comparan los planos entre sí, no existiendo; por tanto, cambio alguno en dirección perpendicular a los planos (Ayala 2014).

- ***Flujo tridimensional***

El vector velocidad depende de tres coordenadas espaciales, es el caso más general en que las componentes de la velocidad en tres direcciones mutuamente perpendiculares son función de las coordenadas espaciales  $x$ ,  $y$ ,  $z$ , y del tiempo  $t$ .

Ayala (2014) menciona que es uno de los flujos más complicados de manejar desde el punto de vista matemático y sólo se pueden expresar fácilmente aquellos escurrimientos con fronteras de geometría sencilla.

El vector velocidad es el que define la dirección de flujo y también la dimensionalidad en la *Figura 3* se muestra la representación esquemática dimensional del flujo.



**Figura 3. Esquema de modelos hidráulicos 1D, 2D y 3D**  
 FUENTE: Adaptado de Hurtado (2017)

### 2.2.3. Ecuaciones Fundamentales en Flujo No Permanente.

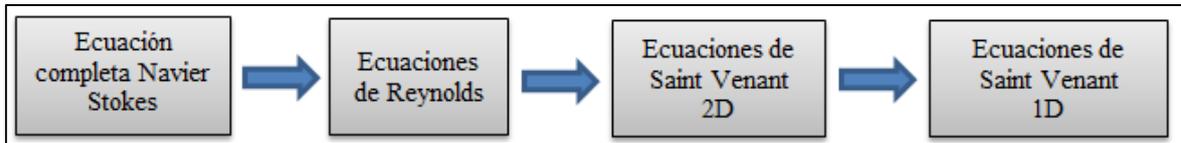
Bladé y Gomez (2006), indican que para la modelación de la propagación de avenidas en ríos se deben resolver las ecuaciones del flujo variable del agua en lámina libre o ecuaciones de Saint Venant. Estas ecuaciones se deducen las ecuaciones a partir de las leyes físicas de conservación que rigen el flujo de un fluido en general.

Asumiendo algunas presunciones en el análisis a un fluido incompresible e isótropo, como es el agua, se obtienen las ecuaciones de Navier-Stokes para el movimiento instantáneo, y de ellas se deducen, considerando variables medias en el tiempo, las ecuaciones de Reynolds. Su resolución exigiría una discretización tridimensional del dominio de estudio y el esquema numérico sería complejo, pero sobre todo muy costoso computacionalmente.

Bladé y Gomez (2006), señalan que la mayoría de las veces el flujo de agua en cauces naturales presenta unas características que permiten simplificar estas ecuaciones más generales y obtener resultados suficientemente precisos con menos costo. De las ecuaciones de Reynolds, integrando en la profundidad para eliminar en ellas la dimensión vertical, se obtienen las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales, válidas cuando el flujo que se quiere representar tiene también este carácter bidimensional, con velocidades verticales pequeñas, pendientes del fondo del cauce suaves y, en general, las dimensiones horizontales predominantes sobre la vertical.

Bladé y Gomez (2006), mencionan la siguiente simplificación es el paso a las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales, ecuaciones clásicas en hidráulica que muchas veces son

suficientes para representar correctamente el movimiento no permanente en lámina libre en cauces, naturales o artificiales, debido a la marcada unidimensionalidad de éstos.



**Figura 4. Simplificaciones de las ecuaciones básicas del flujo.**

#### a) Ecuaciones de Saint Venant 1D

Cunge (1980), señala que para el estudio de las ecuaciones unidimensionales puede ser útil al ser éstas más sencillas que las bidimensionales, pudiéndose obtener conclusiones más fácilmente y luego extenderlas a las ecuaciones bidimensionales.

Para obtener las ecuaciones de Saint Venant 1D se pueden seguir dos caminos:

- A partir de las ecuaciones bidimensionales suprimir las dependencias de la dimensión  $y$ , lo que equivaldría a hacer un promedio en la anchura; esto sólo es factible para cauces rectangulares
- Deducir directamente las ecuaciones utilizando las leyes de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento. El segundo camino se puede aplicar a cauces de sección arbitraria, incluso no prismáticos, mientras se pueda considerar cierta la hipótesis de unidimensionalidad, es más ilustrativo sobre el significado de los distintos términos de las ecuaciones, y se puede consultar en distintas fuentes

Las ecuaciones de Saint Venant para canal no prismático que resultan son:

$$\mathbf{U} + \frac{\partial}{\partial x} \mathbf{F} = \mathbf{H} \quad (2.7)$$

Donde:

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix}; \mathbf{F} = \begin{pmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gI_1 \end{pmatrix}; \mathbf{H} = \begin{pmatrix} 0 \\ gI_2 + gA(S_0 - S_f) \end{pmatrix}$$

Si en las ecuaciones unidimensionales para cauces no prismáticos incorporamos la ecuación de continuidad en la del movimiento, podemos obtener otra forma de las mismas ecuaciones, la forma no conservativa, como:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.8)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) \quad (2.9)$$

Las ecuaciones unidimensionales de Saint Venant 2.8 y 2.9 constituyen un sistema de ecuaciones diferenciales parciales con dos variables independientes  $x$  y  $t$  y dos variables dependientes  $h$  y  $Q$ .

Donde “ $t$ ” es el tiempo y “ $x$ ” es el espacio a lo largo del cauce,  $A$  es el área de la sección transversal,  $Q$  es el caudal circulante,  $g$  es la constante de aceleración de la gravedad,  $h$  es la elevación de la superficie de agua respecto a un nivel de referencia, tal que  $\partial h / \partial x = \partial y / \partial x - S_0$  en el cual  $y$  es el tirante del flujo y  $S_0$  es la pendiente de fondo del tramo del río y  $S_f$  es la pendiente de fricción que puede ser evaluado la ecuación empírica de Manning o Chezy en flujo uniforme permanente.

$$S_f = \frac{Q^2}{K^2} = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} \quad (2.10)$$

$$K = \frac{A^2 R^{4/3}}{n^2} \quad (2.11)$$

## b) Ecuaciones de Saint Venant 2D

Las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales se obtienen a partir de las leyes físicas de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento. De ellas, para un fluido newtoniano e isótropo se obtienen las ecuaciones de Navier-Stokes, que, particularizadas para describir las variables promediadas en un pequeño incremento de tiempo, se concretan en las ecuaciones de Reynolds (Bladé y Gomez, 2006).

En gran parte de los flujos en lámina libre, y especialmente en problemas de propagación de avenidas en ríos, que son el objeto de la presente investigación, el valor de las variables cambia poco en un mismo vertical. Esta consideración permite pensar en una simplificación de las ecuaciones de Reynolds a dos dimensiones mediante un promedio vertical de las ecuaciones tridimensionales. Para poder hacer esta simplificación se consideran las hipótesis siguientes:

- Profundidad de la capa de agua pequeña con relación a las otras dimensiones del problema.
- Distribución hidrostática de presiones en la vertical.
- Pendiente de solera reducida.

Estas tres hipótesis están estrechamente ligadas. Para que se cumpla la hipótesis de distribución hidrostática de presiones es necesario que las curvaturas de las líneas de corriente sean pequeñas. El cumplimiento de estas hipótesis implica además que las componentes de la velocidad y aceleración en el eje  $z$  son despreciables frente a las componentes en los otros ejes, y también que éstas últimas tienen una marcada uniformidad vertical.

Con esta integración de las ecuaciones de Reynolds en la profundidad, se obtienen las ecuaciones bidimensionales del flujo en canales abiertos o ecuaciones de Saint Venant bidimensionales:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu_1)}{\partial x_1} + \frac{\partial(hu_2)}{\partial x_2} = 0 \quad (2.12)$$

$$\frac{\partial u_1}{\partial t} + u_1 \frac{\partial u_1}{\partial x_1} + u_2 \frac{\partial u_1}{\partial x_2} + g \frac{\partial h}{\partial x_1} = -g \frac{\partial z_0}{\partial x_1} - \frac{\tau_{0x_1} + \tau_{sx_1}}{\rho h} + fu_2 + \frac{1}{\rho h} \frac{\partial}{\partial x_1} (\tau_{x_1 x_1}) + \frac{1}{\rho h} \frac{\partial}{\partial x_2} (\tau_{x_1 x_2}) \quad (2.13)$$

$$\frac{\partial u_2}{\partial t} + u_1 \frac{\partial u_2}{\partial x_1} + u_2 \frac{\partial u_2}{\partial x_2} + g \frac{\partial h}{\partial x_2} = -g \frac{\partial z_0}{\partial x_2} - \frac{\tau_{0x_2} + \tau_{sx_2}}{\rho h} + fu_1 + \frac{1}{\rho h} \frac{\partial}{\partial x_1} (\tau_{x_1 x_2}) + \frac{1}{\rho h} \frac{\partial}{\partial x_2} (\tau_{x_2 x_2}) \quad (2.14)$$

Donde  $u_1$  y  $u_2$  son las componentes de la velocidad (media en el sentido de Reynolds) integrada en la profundidad según  $x_1$  y  $x_2$ ,  $\tau_1$  y  $\tau_2$  son los tensores de tensiones (de segundo orden) contra el fondo y la superficie libre respectivamente,  $f$  el coeficiente de Coriolis para tener en cuenta la rotación de la tierra y  $x_3$  es el eje de coordenadas vertical y  $h$  es la profundidad de la lámina de agua, mientras que  $T_{x_i x_j}$  responden a las fluctuaciones turbulentas de Reynolds.

Las ecuaciones de Saint-Venant no tienen solución analítica excepto en algunos casos especiales con simplificaciones adecuadas para estudios del tipo académico; éstas son ecuaciones diferenciales parciales del tipo hiperbólico y para su resolución se emplean métodos numéricos.

### c) Términos de las ecuaciones de Saint Venant 2D

- **Aceleración local**

Los términos de aceleración local  $\partial_{u_1} / \partial t$  y  $\partial_{u_2} / \partial t$  representan la variación de la velocidad con el tiempo en un punto fijo. Son los responsables del carácter no permanente del flujo.

- **Aceleración convectiva**

Son los términos,  $u_1 \partial_{u_1} / \partial_{x_1}$ ,  $u_1 \partial_{u_2} / \partial_{x_1}$ ,  $u_2 \partial_{u_1} / \partial_{x_2}$ ,  $u_2 \partial_{u_2} / \partial_{x_2}$  que representan el efecto del transporte con el flujo del gradiente de la velocidad. Son los responsables de la formación de vórtices, y su efecto es más importante cuanto mayor sea el número de Reynolds (relación entre fuerzas viscosas y fuerzas de inercia), como se desprende de un análisis adimensional de las ecuaciones. En presencia de altas velocidades o de pequeña viscosidad, y desde el punto de vista matemático, son los responsables de la no-linealidad del sistema de ecuaciones.

La suma de la aceleración local y la convectiva es la derivada material, que representa la aceleración total de las partículas del fluido.

- **Pendiente de la superficie libre**

Es el término  $\partial / \partial_{x_i} (h + z_0)$ , que multiplicado por la aceleración de la gravedad  $g$  representa la acción de las fuerzas gravitatorias, y se ha obtenido integrando en la vertical el termino de  $-\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i}$  de las ecuaciones de Reynolds utilizando la hipótesis de presión hidrostática.

Este término se puede descomponer en la suma de la pendiente del fondo ( $S_{0x_1} = -\partial z_0 / \partial_{x_1}$ ,  $S_{0x_2} = -\partial z_0 / \partial_{x_2}$ ) y el gradiente del tirante, donde la primera es conocida, ya que depende sólo de la geometría del problema. La pendiente del fondo es la principal responsable de la no homogeneidad de las ecuaciones, y su presencia aumenta la complejidad de los esquemas numéricos de resolución de forma considerable.

- **Tensiones en el fondo**

Los términos debidos a la fricción contra el fondo  $\tau_0 / \rho h$  tienen un efecto no lineal de retardo del flujo. Aproximando el radio hidráulico por el tirante se tiene  $\tau_0 = \rho g h S_f$  (Chaudhry 1993) donde  $S_f$  es la pendiente motriz. Para ésta, una expresión comúnmente utilizada es la fórmula de Manning. Con ella, para el caso de flujo bidimensional, la pendiente motriz se puede calcular como:

$$S_{fx_1} = \frac{u_1 \sqrt{u_1^2 + u_2^2} n^2}{h^{4/3}} ; S_{fx_2} = \frac{u_2 \sqrt{u_1^2 + u_2^2} n^2}{h^{4/3}} \quad (2.15)$$

Donde  $n$  es el coeficiente de rugosidad de Manning.

- **Tensiones tangenciales en la superficie libre**

La presencia de tensiones tangenciales en la superficie libre  $\tau_s$  puede ser importante en grandes superficies con vientos fuertes.

▪ **Fuerzas por unidad de masa**

Las fuerzas por unidad de masa que actúan sobre el fluido son, en general, la fuerza de gravedad y la fuerza geostrófica o de Coriolis. Se puede escribir como:

$$\mathbf{b}_c = \begin{pmatrix} f_{u_2} \\ -f_{u_1} \end{pmatrix} \quad (2.16)$$

Donde  $\mathbf{b}_c$  es el vector de fuerza de Coriolis y  $f = 2\omega \sin\lambda$  es el *coeficiente de Coriolis*, con  $\omega$  la velocidad angular de rotación de la tierra y  $\lambda$  la latitud, dando lugar a los términos correspondientes de las ecuaciones.

▪ **Tensiones efectivas**

$$\mathbf{T}_{x_i x_j} = \frac{1}{h} \int_{z_0}^{z_0+h} \left( \underbrace{\rho v \left[ \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right]}_1 - \underbrace{\rho \overline{u'_i u'_j}}_2 - \underbrace{\rho (\bar{u}_i - u_i)(\bar{u}_j - u_j)}_3 \right) dz \quad (2.17)$$

La expresión (2.17) de las tensiones efectivas muestra que éstas constan de tres contribuciones.

- 1) *Tensiones viscosas*
- 2) *Tensiones turbulentas*
- 3) *Tensiones convectivas*

Pese a que ha habido algunos intentos de modelar este término, ello no tiene demasiado sentido ya que solamente es importante cuando nos alejamos de las hipótesis de deducción de las ecuaciones, es decir, cuando éstas dejan de ser válidas. En el caso de no poder desprestigiar las tensiones convectivas, habría que considerar flujo tridimensional con sus correspondientes ecuaciones.

### 2.3. MORFOLOGIA FLUVIAL

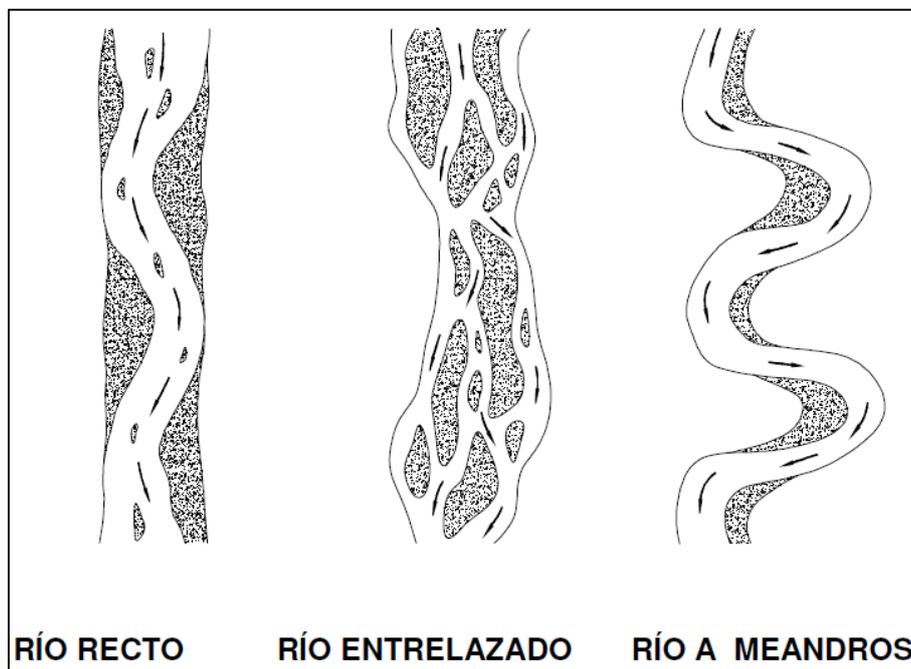
Según Rocha (2015), los ríos aluviales son esencialmente móviles, es decir, que sus características no tienen estabilidad ni permanencia. Se desplazan y modifican más de lo que

suele imaginarse. Esta movilidad fluvial representa un peligro para las obras de ingeniería ubicadas sobre el lecho fluvial y en sus inmediaciones, las que por su propia naturaleza deben ser estables. En consecuencia, para el diseño de estas obras, que incluye especialmente las viales, se debe conocer el comportamiento del río, lo que implica identificar las diferentes formas fluviales.

La Morfología Fluvial (Fluviomorfología) es el estudio de las formas que tienen los ríos. Cuando se habla de la forma de los ríos, es decir de su apariencia, debe entenderse que esto equivale a describirlos tal como se ven desde el aire. Sin embargo, no debe perderse de vista que la forma de los ríos, a la que en inglés se llama “*channel patterns*”, no es la misma a lo largo del tiempo. Los caudales que se presentan, básicamente en el estiaje o en la época de avenidas, son fundamentales para definir la forma de un río.

Una vista aérea de los ríos indicaría que sus formas son tantas como ríos existen, pero para fines prácticos la Morfología Fluvial considera tres formas fundamentales, las que aparecen esquemáticamente en la *Figura 5*.

Elas corresponden a: (a) Ríos rectos, (b) Ríos entrelazados, (c) Ríos a meandros.



**Figura 5. Formas fluviales básicas**

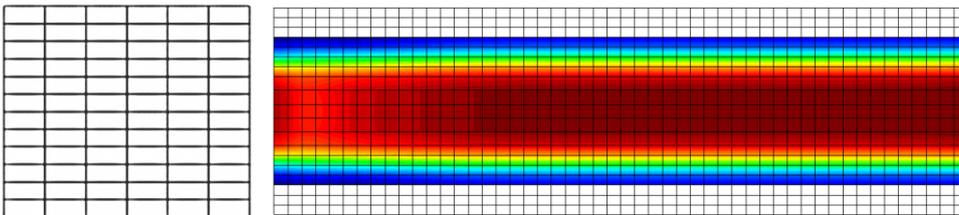
Fuente: Tomado de Rocha (2015)

## 2.4. MALLAS COMPUTACIONALES

Para resolver una las ecuaciones que gobiernan el flujo variable en ríos es necesario realizar previamente una discretización espacial del dominio a estudiar. Discretizando las ecuaciones en una malla de cálculo bidimensional que representa la batimetría de la zona. (Robles, 2016)

### 2.4.1. Mallas Estructuradas

Están constituidas por una matriz de celdas cuadrangulares, de manera que cada una puede identificarse por sus índices  $(i, j)$ . Su principal ventaja, desde el punto de vista del cálculo numérico, es su eficiencia, tanto en lo que respecta a los algoritmos de programación como a su precisión; sin embargo, mediante estas mallas es difícil representar geometrías sumamente irregulares. (Robles 2016)

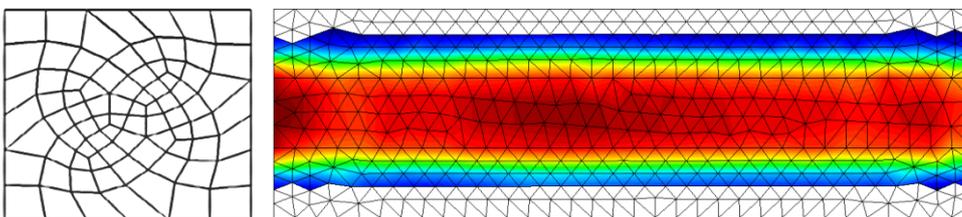


**Figura 6. Vista en planta malla estructurada.**

FUENTE: Elaborado con base en Robles (2016)

### 2.4.2. Mallas No Estructuradas

Pueden conformarse por elementos poligonales de distintos tamaños y formas; aunque generalmente se construyen con elementos triangulares. Al contrario de las estructuradas, este tipo de mallas es muy útil para representar de forma más real las irregularidades del terreno (Robles 2016).



**Figura 7. Vista en planta malla no estructurada.**

FUENTE: Elaborado con base en Robles (2016)

## 2.5. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

### 2.5.1. Método de Cowan

Chow (1994), menciona un método para estimar el valor del coeficiente de rugosidad que en base a los estudios realizados por Cowan, según el cual puede estimarse mediante la siguiente relación:

$$n = m5 (n0 + n1 + n2 + n3 + n4) \quad (2.18)$$

Donde:

n0: Rugosidad base para canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea.

n1: Factor de corrección para implementar el efecto de las irregularidades superficiales.

n2: Un valor que añade las variaciones de forma y tamaño de la sección del cauce.

n3: Un valor que implementa el efecto de obstrucciones.

n4: Un valor que incorpora el efecto de presencia de vegetación.

m5: Factor de corrección para incorporar efecto de sinuosidad del cauce.

**Tabla 5. Valores de Cowan de diversos factores que influyen en el coeficiente “n”.**

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material Involucrado	Tierra	n0	0.020
	Corte en Roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	n1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	n2	0.000
	Ocasionalmente Alternante		0.050
	Frecuentemente Alternante		0.010 – 0.015
Efecto relativo de las Obstrucciones	Insignificante	n3	0.000
	Menor		0.010 – 0.015
	Apreciable		0.020 – 0.030
	Severo		0.040 – 0.060
Vegetación	Baja	n4	0.005 – 0.010
	Media		0.010 – 0.025
	Alta		0.025 – 0.050
	Muy Alta		0.050 – 0.100
Grado de los Efectos por Meandro	Menor	n5	1.00
	Apreciable		1.15
	Severo		1.30

FUENTE: Tomado de Rocha (2007)

## 2.6. MODELACIÓN HIDROLÓGICA – HEC HMS

HEC-HMS es un modelo hidrológico desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC), del cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. Está compuesto de técnicas hidráulicas, estadísticas y otras herramientas para la simulación de eventos. Así por ejemplo las pérdidas pueden ser calculadas por el método de Numero de Curva, la fórmula de Green y Ampt, etc.; la función de transferencia (transformación de precipitación en escorrentía) puede ser lineal (hidrograma unitario sintético de Clarck, Snyder o SCS) o no lineal (onda cinemática y Muskingum – Cunge); la función de tránsito en cursos de agua calculada por Muskingum, onda cinemática, etc. (Grados, 2012)

Para poder desarrollar el modelo se requiere ingresar parámetros de escorrentía (*runoff transformation*), parámetros de tránsito (*channel routing*), parámetros de infiltración (*loss determination*) y el perfil de tormenta de diseño.

### 2.6.1. Parámetros de Escorrentía

- **Tiempo de concentración**

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca. Este depende de muchos factores, entre ellos la geometría en planta de la cuenca, de su pendiente pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc. A continuación se muestran algunas de las fórmulas para calcular el tiempo de concentración.

#### Método de Kirpich

$$T_C = 0.01947 \times L^{0.77} \times S^{-0.385} \quad (2.19)$$

Donde:

Tc = Tiempo de concentración, minutos. (\*)

L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m.

S = pendiente promedio de la cuenca, m/m

## Método de Hataway

$$T_c = \frac{0.606 (L.n)^{0.467}}{s^{0.234}} \quad (2.20)$$

Dónde:

Te : Tiempo de concentración (horas)

L : Longitud del cauce principal (Km)

n : Factor de rugosidad

s : Pendiente (m/m)

Los valores de "n", se determinan en base a los valores de la Tabla 6.

**Tabla 6. Valores de rugosidad "n"**

Tipo de Superficie	Valor de n
Suelo liso impermeable.	0.02
Suelo desnudo.	0.10
Patos Pobres, cultivos en hileras o suelo desnudo	0.20
Pastizales.	0.40
Bosques de frondosas.	0.60
Bosque de coníferas, o de frondosas con una capa densa de residuos orgánicos o de césped.	0.80

Fuente: Tomado de Pilgmn y Cordery (1975).

## Método del US Corps Of Engineers

$$T_c = 0.3 \frac{L^{0.76}}{s^{0.19}} \quad (2.21)$$

Donde:

Te: Tiempo de concentración (horas)

L: Longitud del cauce principal (Km)

s: Pendiente (m/m)

### ▪ Tiempo pico

Es el tiempo entre la mitad de la duración de la lluvia efectiva y el tiempo pico. Se obtiene de la siguiente manera:

$$T_p = 0.6 \times T_c \quad (2.22)$$

Donde:

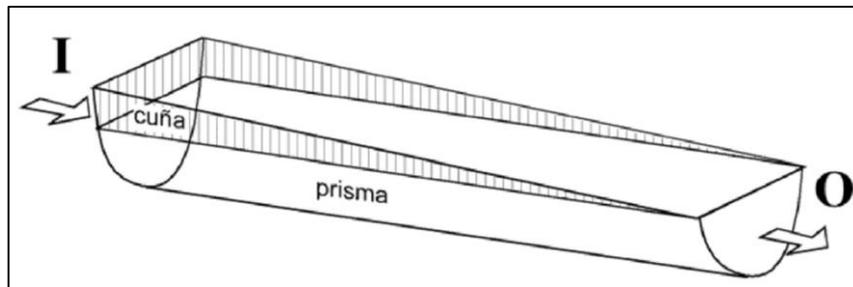
Tp: Tiempo pico

Tc: Tiempo de concentración

## 2.6.2. Parámetros de Tránsito De Flujo

### ▪ Método de Muskingum

El método Muskingum, fue desarrollado por G. T. Mc Carthy en 1934, y se basa en el principio que una onda de crecida desplazándose en un río, se amortigua a causa de la fricción del fondo y de las márgenes, así como por los almacenamientos naturales en el lecho de inundación (Llamas, 1993).



**Figura 8. Esquema de tránsito del volumen de agua en una crecida**

Fuente: Tomado de Ven Te Chow *et al.* (1985)

$$S_{prisma} = K \cdot O \quad (2.23)$$

$$S_{cuña} = b \cdot (I - O) \quad (2.24)$$

Dónde: S = Almacenamiento en el tramo considerado de un cauce

I = Caudal de entrada en un tramo

O = Caudal de salida del tramo

K = Constante referente al almacenamiento en prisma

b = Constante referente al almacenamiento en cuña

$$S = S_{prisma} + S_{cuña} = KO + b \cdot (I - O) = BI + (K - b)O \quad (2.25)$$

$$K \left[ \frac{b}{K}I + \frac{(K-b)}{K}O \right] = K \left[ \frac{b}{K}I + \left(1 - \frac{b}{K}\right) \cdot O \right] \quad (2.26)$$

Si  $b/K$  entonces:

$$S = K[XI + (1 - X)O] \quad (2.27)$$

Donde K se le puede dar un valor inicial antes de la calibración:

$$K = \frac{L}{V} \quad (2.28)$$

Dónde: L: Longitud del cauce

V: Velocidad media

X se encuentra entre 0.0 y 0.3 con un valor medio cercano a 0.2; asimismo, no se necesita una gran precisión en la determinación de X debido a que los resultados del método son relativamente insensibles al valor de este parámetro. El parámetro K es el tiempo de tránsito de una onda de creciente a través del tramo de canal. Para el tránsito hidrológico, los valores de K y X se suponen especificados y constantes para todo el rango de flujo (Chow *et al*, 1994).

### 2.6.3. Parámetros de Infiltración

El número de curva (CN), el cual es un parámetro empírico estimado de la combinación del tipo de suelo, cobertura vegetal y a condición de humedad antecedente del suelo.

Para su cálculo se debe contar con el área según la cobertura vegetal de la cuenca y obtener el número de curva ponderado, está en base a tablas ya establecidas por el Soil Conservation Service (SCS).

- **Capacidad de almacenamiento**

La capacidad de almacenamiento, es la capacidad del suelo en almacenar una determinada lámina de agua, al partir del cual comienza a generar escorrentía y se determina con la siguiente formula.

$$S = 254 \left[ \frac{100}{CN} - 1 \right] \quad (2.29)$$

Donde:

S = Capacidad de almacenamiento del suelo

CN = Número curva

- **Abstracción Inicial**

Se asume un umbral de precipitación por debajo del cual no hay exceso de precipitación después que las pérdidas iniciales son satisfechas, se asume una tasa constante de pérdidas, por encima del citado umbral durante el resto de la tormenta.

$$I_a = 0.2 S \quad (2.30)$$

Donde:

Ia Abstracción inicial

S Capacidad de almacenamiento del suelo.

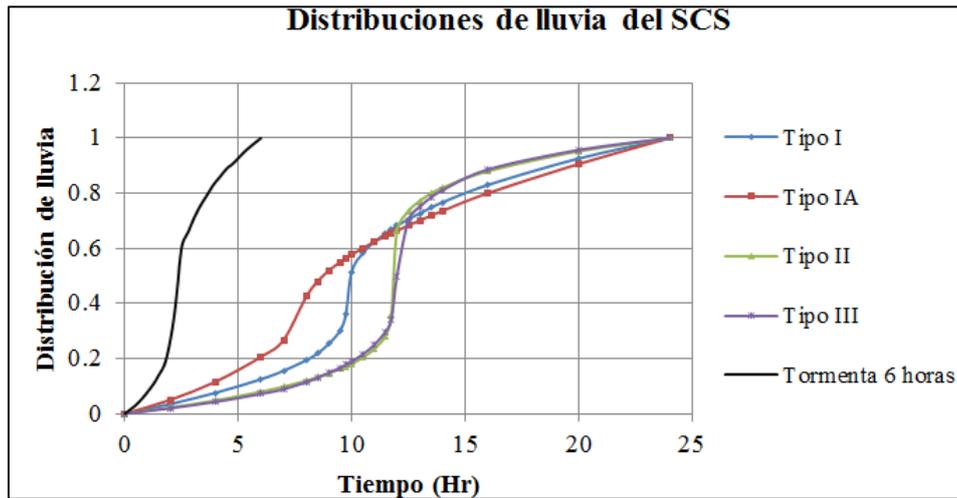
#### **2.6.4. Diseño de Tormentas**

Existe diversos métodos de diseños de tormenta, la finalidad de todos los métodos es obtener tormentas tipos con una intensidad y duración determinados que se podrían dar en un lugar específico, en el Perú aún no se ha desarrollado con gran amplitud el diseño de estos eventos, como es el caso de España y EE. UU., que la tienen ampliamente estudiada.

El U.S. Soil Conservation Service (SCS) desarrolló hietogramas sintéticos empleando la información presentada por Hershfield en 1961 y Miller *et al.* (1973). Estos hietogramas son para precipitación de 24 horas y propone 4 distribuciones: Tipo I, IA, II, y III.

De lo anterior, las distribuciones de los tipos de precipitación, son propuestas en base al patrón de precipitación para 4 zonas de EE.UU para 24 horas de duración, y 6 horas de duración. Los Tipo I y IA corresponden al clima marítimo del Pacífico con inviernos húmedos y veranos secos. El tipo III corresponde al Golfo de México y las áreas costeras del Atlántico, donde las tormentas tropicales producen lluvias de 24 horas muy grandes. El tipo II corresponde al resto del país (Chow *et al.* 1994).

En la *Figura 9* se muestran el diseño de tormentas de los tipos señaladas, se puede apreciar la precipitación acumulada en 24 y 6 horas.



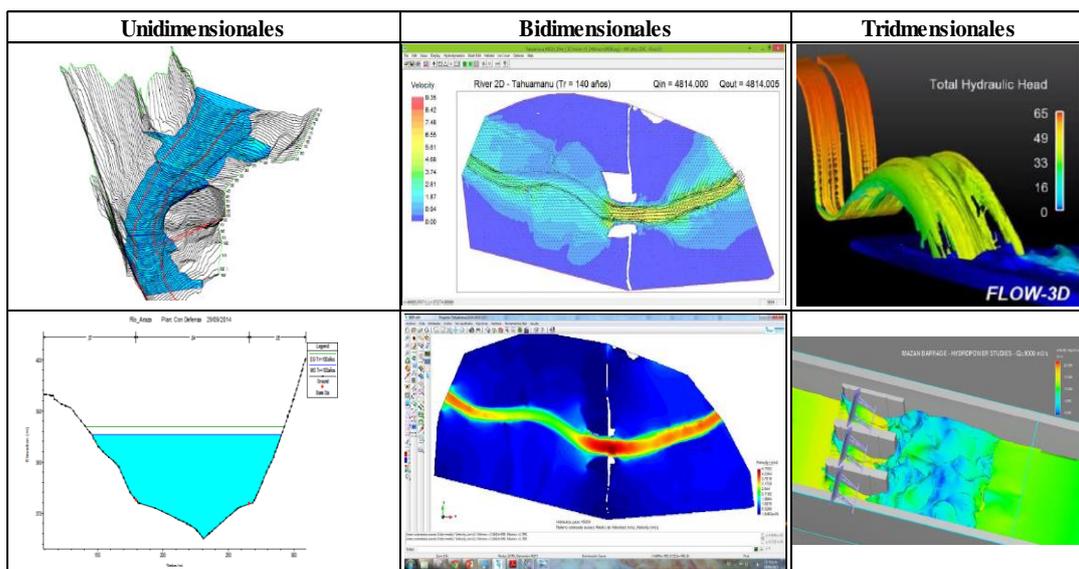
**Figura 9. Curvas adimensionales del SCS para lluvias de 24 horas**  
 Fuente: Tomado de Ven Te Chow *et al.* (1994)

## 2.7. MODELACIÓN DE INUNDACIONES

Estos son algunos criterios a tomar en cuenta antes de realizar la modelación hidráulica en ríos para el control de inundaciones, así como también son aplicables a la solución de problemas en dinámica de fluidos computacional en general.

- Selección del modelo

Definir el nivel de aproximación de la realidad que queremos simular. Modelo en 1D, 2D o 3D. (Véase la *Figura 10*)



**Figura 10. Modelos hidráulicos 1D, 2D y 3D.**

- **Discretización del dominio**

Principalmente dos componentes, la discretización del espacio por ejemplo mediante la generación de una malla (estructurada o no estructurada), así como la elección del esquema numérico (diferencias finitas, elementos finitos o volúmenes finitos)

- **Análisis**

Cuál es el método numérico elegido es válido, estudiando sus propiedades de consistencia, estabilidad, convergencia y precisión.

- *Consistencia*: Un esquema es consistente cuando la ecuación discretizada tiende a la ecuación diferencial cuando  $dt$  y  $dx$  tienden a cero.

- *Estabilidad*: Un esquema es estable si los errores no aumentan indefinidamente al progresar en el cálculo de un paso de tiempo a otro.

- *Convergencia*: Un esquema converge cuando la solución numérica tiende a la solución exacta de la ecuación diferencial cuando  $dt$  y  $dx$  tienden a cero.

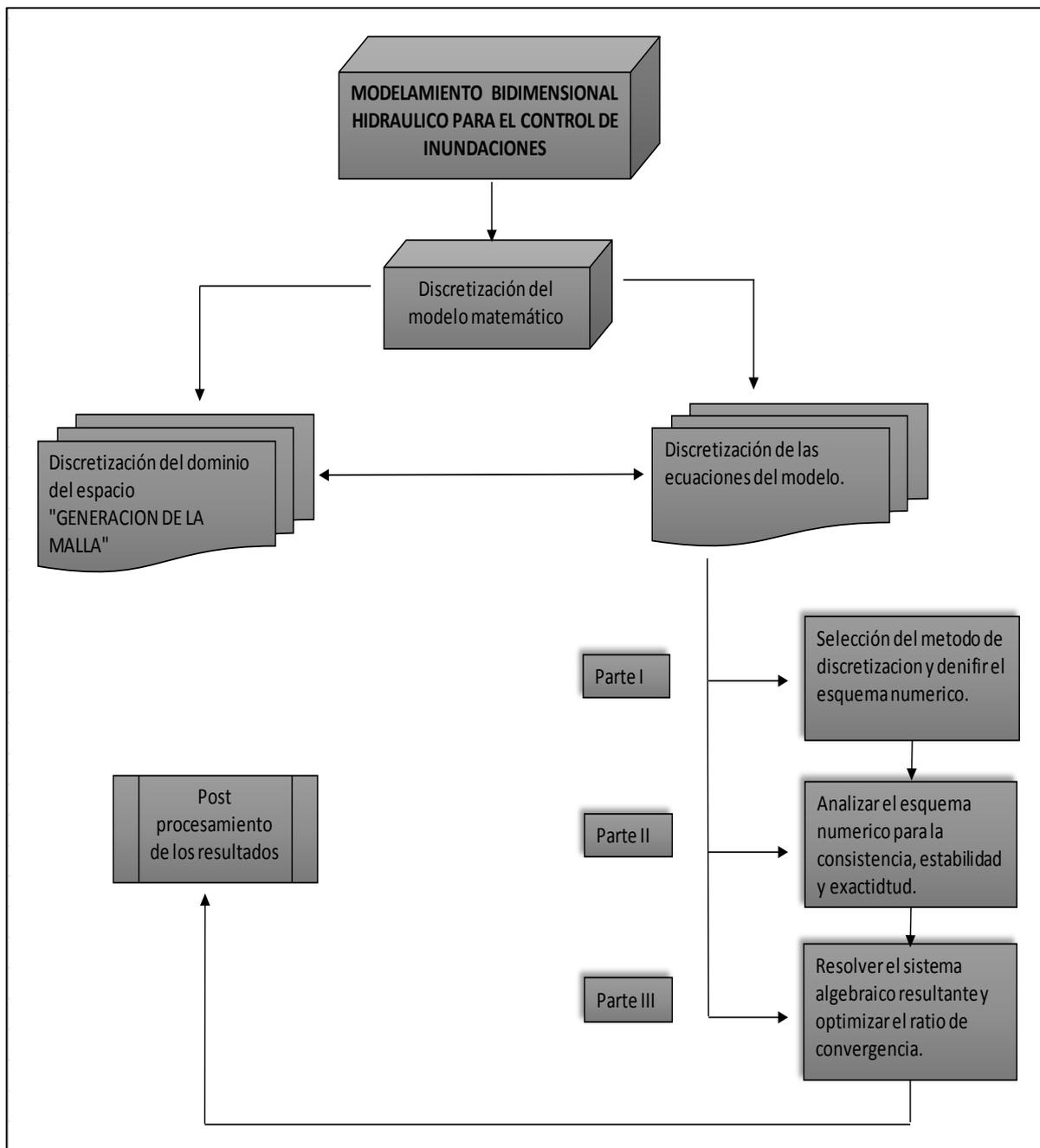
- **Solución**

Resolver el esquema numérico, aplicando conocimientos matemáticos que aceleren la convergencia del sistema.

- **Post-procesado**

Gráfico de los resultados cuantitativos para interpretar y analizar los resultados obtenidos.

Se muestra a continuación en la *Figura 11* el diagrama de flujo de la modelación hidráulica en 2 dimensiones para el control de inundaciones.



**Figura 11. Diagrama de flujo de modelación hidráulica bidimensional en ríos.**

Fuente: Adaptado de Alduán (2014)

## 2.8. MODELACIÓN HIDRÁULICA CON HEC RAS

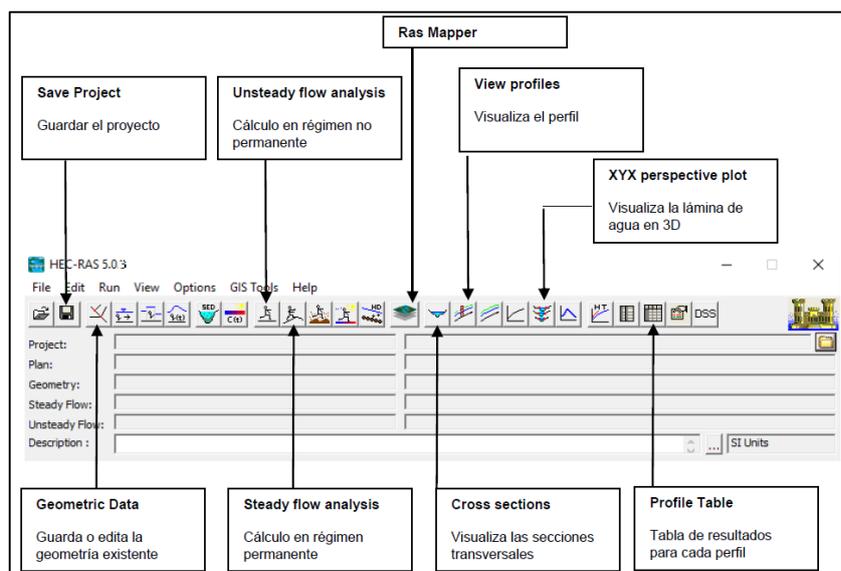
Chero W. (2015) menciona que HEC-RAS permite la modelación hidráulica en régimen permanente y no permanente, transporte de sedimentos y análisis de calidad del agua en cauces abiertos, ríos y canales artificiales. Actualmente cuenta con una extensión que permite simular el flujo de agua combinando modelos 1D/2D, así como totalmente 2D. (véase *Tabla 7*)

**Tabla 7. Evolución del tipo de modelización y herramientas de HEC-RAS.**

Versión HEC-RAS	Model. 1D	Model. Cuasi-2D	Model. 2D	Flujo Permanente	Flujo No Permanente	Análisis de Transporte de Sedimentos	Análisis de Calidad de Agua
2.2	✓			✓			
3.1.3	✓			✓	✓		
4.1.0	✓	✓		✓	✓	✓	✓
5.0.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

FUENTE: Tomado de Lluén Chero (2015).

Hec-Ras 5.0.3 presenta una interfaz muy similar a sus versiones anteriores. En la *Figura 12* se mostrarán algunas de las ventanas y funcionalidades más importantes del programa. Tal y como en versiones anteriores, cuando se abre el programa se encuentra la página principal con todas sus opciones y menús. Como novedad en dicha versión, encontramos la ventana de Ras Mapper que es la ventana mediante la cual se acceden a las nuevas funcionalidades del 2D.



**Figura 12. Ventana principal de Hec-Ras**

### **2.8.1. Ecuaciones y Esquema Numérico**

En este punto, se mencionarán las ecuaciones de solución del modelo y que tipo esquema numérico utiliza. Esta información está recogida más extensamente en manual del usuario del Hec-Ras.

- El programa permite elegir entre las ecuaciones de Saint-Venant u Onda Difusa en 2D para llevar a cabo la modelización. La opción por defecto utiliza las ecuaciones de Onda difusa. Estas ecuaciones permiten resolver el modelo de una manera mucho más rápida y más estable. Por otro lado, las ecuaciones de Saint Venant permiten resolver un rango mayor de problemas a pesar que son más lentas y tienen una menor estabilidad (información tomada del «*Hec Ras 5.0.3 2D Modeling User's Manual*»). (Delgado, 2016).
- El esquema numérico que se utiliza para la resolución de problemas en flujo no permanente es el de los volúmenes finitos implícitos. El algoritmo de solución implícita permite mayores intervalos de tiempo de computación que los métodos explícitos por lo que es más sencillo realizar los cálculos. La solución de volúmenes finitos tiene una mayor estabilidad y robustez que las tradicionales técnicas de diferencias finitas. Además, cabe destacar, que con el uso de volúmenes finitos se consigue que el mojado y secado de las zonas del río, con incluso grandes avenidas repentinas, tenga una gran estabilidad y nos proporcione una solución muy estable. Finalmente destacar que el algoritmo es muy estable en cualquier tipo de régimen, tanto en régimen supercrítico, Subcrítico o mixto (Delgado, 2016).

### **2.8.2. Tamaño de Malla e Intervalo de Tiempo de Simulación**

Delgado (2016) menciona que uno de los puntos más importantes para realizar una simulación 2D es qué tipo de malla generamos. Hec-Ras permite la realización de mallas computacionales estructuradas y no estructuradas. Este software ha sido diseñado para trabajar con mallas no estructuradas, pero también permite crear mallas estructuradas. Cada una de las celdas que se crea en el programa puede tener diferentes formas. El programa admite entre 3 y 8 lados a cada una de las celdas. De acuerdo al manual del usuario de Hec-Ras, cada celda tiene las siguientes propiedades: centro de celda, contorno de celda y puntos

en contorno de celda. Gracias a que Hec-Ras genera estas relaciones, se pueden realizar celdas más grandes conservando los detalles del terreno.

Para elegir un paso de tiempo de simulación se tiene que tener en cuenta el dominio de la malla elegida. *HEC-RAS 5.0.3*, emplea dos formas para elegir el valor de éste parámetro basándose en el número de Courant, y se aplicará según se emplee la ecuación de Saint Venant u Onda Difusa para resolver el modelo.

- **Número de Courant**

Chero (2015) indica el que el número de Courant se obtiene de la relación entre espacio, velocidad y tiempo, siendo conocido que dicha relación debe ser menor igual que la unidad. Con el cual se trabaja como un medio de restricción para los diferentes modelos de ecuaciones bidimensionales

**Número de Courant para la ecuación de Saint Venant:**

$$C = \frac{V \cdot \Delta T}{\Delta X} \leq 1 \quad (2.31)$$

Máximo valor de C=3

Donde:

C = Número de Courant

V = Velocidad de Flujo

$\Delta T$  = Paso de tiempo computacional

$\Delta X$  = Promedio de tamaño de celda

**Número de Courant para la ecuación de Onda Difusa:**

$$C = \frac{V \cdot \Delta T}{\Delta X} \leq 2 \quad (2.32)$$

Máximo valor de C=5

Donde:

C = Número de Courant

V = Velocidad de Flujo

$\Delta T$  = Paso de tiempo computacional

$\Delta X$  = Promedio de tamaño de celda

### 2.8.3. Información Requerida

- **Condiciones de contorno**

Lo primero que hay que tener en cuenta es que estas condiciones de contorno se han de aplicar lo suficientemente lejos de la zona que nos interesa estudiar (distancia de estabilización de las ecuaciones bidimensionales).

(HURTADO, 2017), señala que las condiciones de contorno, que en el modelo 2D se emplean las siguientes: *Flow Hydrograph*, *Stage Hydrograph*, *Normal Depth(\*)* y *Rating Curve*; de lo cual queda sobreentendido que las dos primeras se emplean para ingresar flujo al área 2D, y las dos últimas permiten que el flujo abandone dicha área.

(\*) La condición de tirante normal (*Normal Deph*) de agua es una de las condiciones de contorno más utilizadas. Una de las mejores metodologías para obtener el valor de dicho parámetro es calcular la pendiente media del lecho del río debajo del tramo de río modelado. Si no se dispone de esta información también se puede aproximar este valor a la pendiente media de las dos últimas secciones del modelo o bien, en caso que sea muy plano y está pendiente no sea representativa de todo el tramo de estudio, se podría utilizar, como aproximación, la pendiente media de la zona de estudio.

- **Modelo Digital de Terreno**

El modelo digital de terreno (MDT) generado a partir de la topografía (los cuales se trabajarán en formato GeoTIFF (\*.tif), a partir del cual se generará el mallado computacional.

- **Rugosidad y mapa de uso de suelos**

Información del uso de suelos, para lo cual se requiere archivos *ShapeFile* creados en ArcGIS con los valores correspondientes de coeficientes. En caso de no utilizar esta opción, el programa utilizará por defecto el valor que aparece al momento de generar la malla 2D, y la aplicará sobre toda la superficie del terreno contenido en la malla 2D.

### 2.8.4. Ras Mapper

(HURTADO, 2017) RAS Mapper es una herramienta implementada en la última versión de HEC-RAS 2D, con la intención de mostrar los resultados de la modelización hidráulica,

principalmente de representar la llanura de inundación que ocasionaría el desborde de algún curso de agua.

Asimismo, las tareas básicas, que se desarrollan en RAS Mapper son:

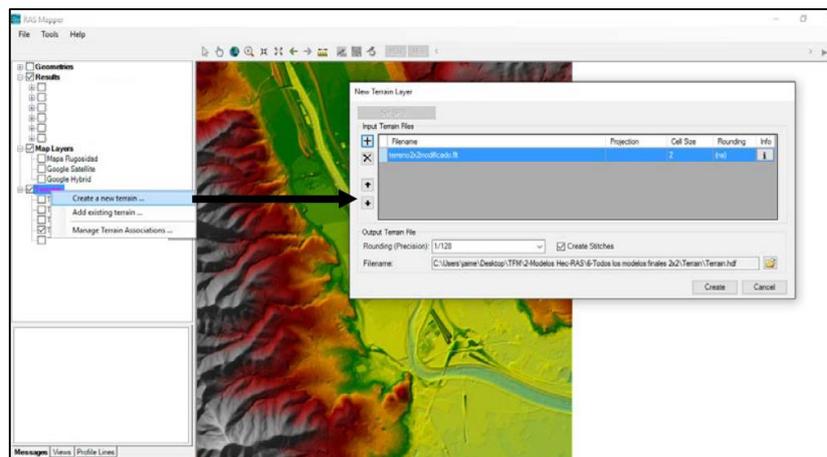
- **Definición del sistema de referencia espacial de trabajo**

La primera tarea para dar inicio a la modelización en dos dimensiones, es la georreferenciación del modelo a trabajar. Esta tarea se logra en RAS Mapper, a través de la herramienta *Set Projection for Project*. Para poder georreferenciar el modelo, el programa trabaja los archivos de extensión “\*.prj” (*ESRI projection file*), vinculados con la base datos que contiene el software ArcGIS.

- **Generación del modelo digital de terreno (MDT)**

(HURTADO, 2017) Menciona que los formatos reconocidos por el programa son: Floating Grid Point (\*.flt), GeoTIFF (\*.tif), ESRI grid files, y otros. Cualquiera de los formatos elegidos serán convertirlos en formato GeoTIFF (\*.tif), el cual será comprimido para permitir un menor espacio de almacenamiento y mayor rapidez en la velocidad de cómputo al momento de generar mapas de inundación.

Para crear un terreno, se debe ir la opción *Tools>create a new terrain*. Una vez en esta ventana, se debe cargar el archivo que contenga la información del terreno de la zona que se está estudiando. El resultado es la visualización del terreno de la *Figura 13*, en el cual puede apreciar el relieve y la forma de esta zona.

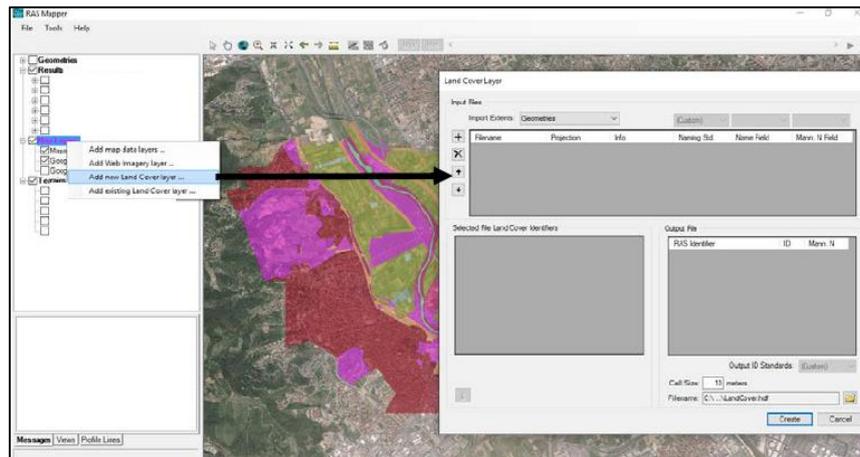


**Figura 13. Creación del terreno en Ras Mapper**

Fuente: Adaptado de Delgado (2016)

- **Generación de polígonos con usos de suelo.**

Otra función muy importante de la ventana de Ras Mapper, es la generación del mapa de rugosidad, el procedimiento para crear este plano es muy similar. Se debe ir sobre la opción *Map Layers*, presionar el botón derecho e ir a *Add new Land Cover*. Una vez se está en esa ventana, se debe cargar el plano de rugosidad. El resultado es la visualización del mapa de rugosidad con los diferentes coeficientes. Este plano se puede ver *Figura 14*.



**Figura 14. Creación del mapa de rugosidad en Ras Mapper**

Fuente: Adaptado de Delgado (2016)

### 2.8.5. Limitaciones del modelo

Delgado (2016) Señala que algunas de las limitaciones que presenta esta nueva versión del programa son:

- Con respecto a la generación de mallas en 2D, no existen suficientes herramientas automatizadas para generar una malla computacional 2D detallada. Es cierto que existen herramientas para modificar y editar la geometría de la malla, pero esto lo debe hacer el usuario de forma manual, lo que lo puede convertir en un proceso largo y tedioso proceso para grandes mallas.
- La generación de estructuras hidráulicas dentro de un área 2D, también es un proceso poco flexible y que es muy laborioso para el usuario.
- No hay posibilidad de ejecutar una simulación de transporte de sedimentos que se haya producido por la erosión o la deposición dentro de un área 2D.
- No se puede realizar una simulación de calidad de agua dentro de un área 2D.
- No se pueden utilizar las capacidades de modelización de puentes de Hec-Ras dentro de un área 2D.

### III. MATERIALES Y MÉTODOS

#### 3.1. ZONA DE ESTUDIO

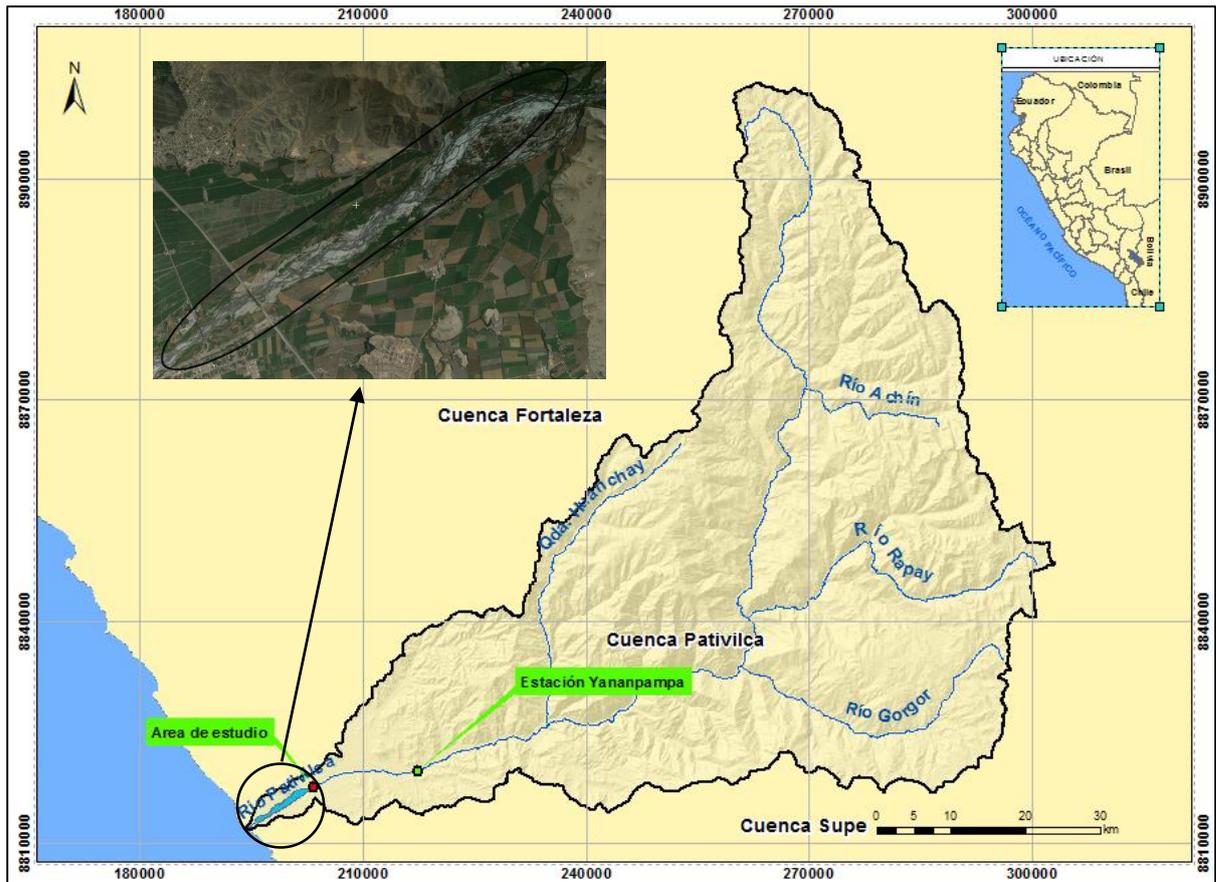
<b>Región</b>	: LIMA	<b>Longitud</b>	: 77° 42' 45" W
<b>Provincia</b>	: BARRANCA	<b>Latitud</b>	: 10° 41' 5" S
<b>Distrito</b>	: PATIVILCA	<b>Altitud</b>	: 255 m.s.n.m.

La zona de estudio seleccionada es un área fácilmente inundable políticamente se encuentra ubicada en la provincia de Barranca - Lima - Perú, que forma parte del río Pativilca en el sector del valle. El área donde se realizará el análisis está ubicada a pocos kilómetros de la desembocadura del río Pativilca al mar. En concreto, se encuentra entre los centros poblados de *Simón Bolívar (0+000 km)* y el sector denominado *Estación (10+000 km)*.

##### 3.1.1. Cuenca del Rio Pativilca

La cuenca del río Pativilca, pertenece a la vertiente del Pacífico y drena un área total de 4 837km<sup>2</sup>. El río Pativilca recorre aproximadamente unos 174 km con una pendiente promedio de 2,8 % desde su nacimiento en los nevados de Cajatambo hasta su desembocadura en el Océano Pacífico. En la *Figura 15* se muestra la ubicación de la cuenca y el área de estudio.

La cuenca del río Pativilca se caracteriza por producción diferenciada entre las zonas agrícolas en la parte alta y el parte valle o zonas agrícola costeras, siendo el área promedio de los predios de 100 ha a más los cuales conforman el 73,2 % de los predios en la cuenca. Dos tercios de la producción agrícola están destinados a la venta (60,4%), mientras que el porcentaje restante tiene como destino el autoconsumo, auto insumo y alimento para los animales.



**Figura 15. Mapa de ubicación de la cuenca del río Pativilca.**

FUENTE: Elaboración propia.

### 3.1.2. Descripción del Tramo de Estudio

El trabajo de investigación se priorizará el estudio hidráulico y análisis del lecho inundable (tramo de estudio), en el sector del valle (Bajo Pativilca), que inicia en la cercanía centro poblado *Simón Bolívar* ( $0+000$  km) hasta las inmediaciones del sector denominado *Estación* ( $10+000$  km).

El río presenta una forma entrelazada e irregular según la clasificación mencionada en el apartado 2.5 se basa en el grado de sinuosidad del río. Estas diferentes formas pueden presentarse en tramos sucesivos del río, en función de la pendiente, del caudal líquido, del caudal sólido y de otros factores.

La zona de análisis tiene un área aproximada de  $10 \text{ km}^2$  dentro de esta se encuentra lecho inundable en el sector del valle existiendo áreas agrícolas en las inmediaciones del centro poblado *Simón Bolívar* que ocupan ambas márgenes del Río Pativilca.

Los diez cultivos de mayor importancia en el valle Pativilca son: caña de Azúcar (47.96%), maíz amarillo duro, algodón tanguis, camote amarillo, papa perricholi, maíz chala, mandarina malvácea, mandarina, papa canchán, y manzana israel, cultivada en el valle. (Véase la *Figura 16*, donde el punto indica el lugar del registro fotográfico)



**Figura 16. Zonas agrícolas cultivadas en el lecho inundable**  
FUENTE: Elaboración propia.

Dentro del área de análisis la afectación no excluye el ámbito urbano se tiene registros de afectación en el centro poblado de Simón Bolívar ubicado en la margen derecha, y el asentamiento humano Nueva Esperanza ubicado a la margen izquierda, durante el paso de una máxima avenida sufrieron daños por inundación, para la regular esto el cauce ha sido modificado colocando estructuras de protección, muros y gaviones a lo largo del mismo. (Véase la *Figura 17*, donde en punto indica el lugar del registro fotográfico)



**Figura 17. Zonas de afectación urbana en el lecho inundable**  
FUENTE: Elaboración propia.

### 3.1.3. Estructuras Existentes

#### ▪ Muro de Contención

En la zona de estudio como se mencionó anteriormente se han realizado obras de protección a lo largo del cauce con el fin de recuperar zonas agrícolas ganando espacio en el lecho del río, la obra de contención más relevante y que modifica el cauce de gran manera está ubicada entre las progresivas 5+ 750 km – 7+350 km el cual es un dique de 2 metros de alto (Véase *Figura 18*).



**Figura 18. Muro de contención 5+ 750 km – 7+350 km.**

FUENTE: Elaboración propia.

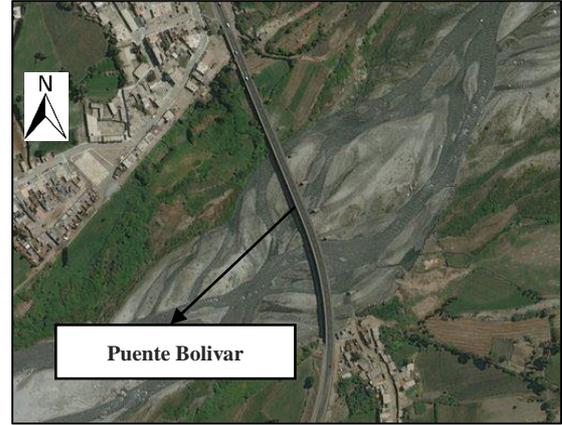
#### ▪ Puentes

En el tramo de estudio existen también 2 estructuras viales de paso el *Puente Bolívar*, y el *Puente Pativilca* las características de ambos puentes son mostradas a continuación en la *Tabla 8*. (Véase *Figura 19* y *Figura 20*)

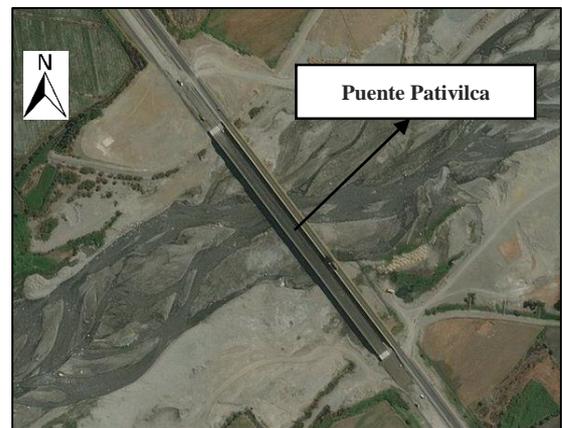
**Tabla 8. Características de los puentes en el tramo de estudio**

CARACTERÍSTICAS	PUENTE BOLIVAR	PUENTE PATIVILCA
Longitud (m)	369	344
Ancho de tablero (m)	8.2	9
Numero de pilares	9	9
Forma del pilar	Rectangular	Circular
Ancho de estribos	20	15

FUENTE: Tomado de Ayala *et al.* (2013)



**Figura 19. Puentes que cruzan la zona de estudio - Puente Bolívar**



**Figura 20. Puentes que cruzan la zona de estudio - Puente Pativilca**

## **3.2. MATERIALES**

### **3.2.1. Topografía**

La información fue proporcionada por la Autoridad Nacional del Agua consta de un levantamiento topográfico del cauce y áreas adyacentes del Río Pativilca, desde la desembocadura en el mar hasta el sector Pampa Nueva, distrito de Cochabamba, para obtener planos topográficos con curvas de nivel cada metro.

En primera instancia se estableció una Red de Puntos de Control de Orden “C” y puntos RTK con la finalidad de efectuar el proceso de aerotriangulación y a la vez poder georreferenciar el proyecto, asimismo completar información topográfica de zonas cubiertas; como segunda fase se procedió a realizar un vuelo fotográfico a la escala 1/8,000 de toda el área del proyecto.

Finalmente, se efectuó el Levantamiento Topográfico por procedimientos fotogramétricos digitales en el cauce del Río Pativilca. (Véase *Figura 21*)



**Figura 21. Operador realizando levantamiento topográfico.**

FUENTE: Tomado de ANA (2015)

### **3.2.2. Información Pluviométrica**

Desde de 2014 el SENAMHI<sup>3</sup> acumula datos de monitoreo de precipitación por hora, pero todavía el período de acumulación es corto para analizar la precipitación de diseño que se aproveche para un plan de control de inundaciones. Por consiguiente, se utilizan datos de precipitación diaria cuyo período de acumulación es largo, así que la duración de la precipitación de diseño estará basada en la precipitación diaria.

La data de precipitación fue obtenida a través del SENAMHI y la Oficina del Sistema Nacional de Información de Recursos Hídricos de la ANA<sup>4</sup>, las estaciones de precipitación que intervienen en el presente estudio se muestran en el *Tabla 9*.

---

<sup>3</sup>SENAMHI, Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología

<sup>4</sup> ANA, Autoridad Nacional del Agua

**Tabla 9. Ubicación de estaciones utilizadas.**

Cuenca	Estación	Coordenada Geográfica		Altitud	Periodo de Registro
		Longitud	Latitud	(m.s.n.m)	
Cuenca Huaura	Oyon	10° 40' 00" O	76° 46' 00" S	3641	1963 -2017
	Andajes	10° 47' 00" O	76° 54' 00" S	3950	1963 - 2017
Cuenca Pativilca	Paramonga	10° 40' 00" O	77° 47' 00" S	60	1938 - 2017
	Chiquian	10° 9' 00" O	77° 9' 00" S	3350	1964 - 2017
	Ocros	10° 24' 00" O	77° 24' 00" S	3230	1965 - 2017
	Aco	10° 30' 00" O	77° 14' 00" S	3000	1963 - 1987
	Gorgor	10° 34' 00" O	77° 2' 00" S	3070	1980 - 2017
Cuenca Supe	Ambar	10° 45' 00" O	77° 17' 00" S	2100	1980 - 2017
Cuenca Santa	Milpo	9° 53' 00" O	77° 14' 00" S	4400	1980 - 2017

FUENTE: Elaborado con base en SENAMHI (2017)

Con base en los registros mensuales de precipitación máxima en 24 horas, reportados para las estaciones seleccionadas (Véase Anexo 1 Registro de precipitaciones máximas de 24 horas por estación).

### 3.2.3. Información Hidrométrica

La única estación de datos de caudales en la cuenca Pativilca, es la estación Yananpampa (Cod. 202403) que mide los caudales del río del mismo nombre, los datos de caudales máximos diarios a nivel anual se muestran en el *Tabla 11*.

**Tabla 10. Información de la estación hidrométrica Chosica**

Código de estación	Nombre de estación	Responsable de Información	Estado	Periodo (años)	Latitud	Longitud	Altura (m.s.n.m)	Cuenca
202403-1	PUENTE YANANPAM PA I	SENAMHI	No Operativo	1960-2009	10.67	77.58	906	Pativilca

FUENTE: Elaborado con base en SENAMHI (2017)

**Tabla 11. Caudales máximo estación hidrométrica Yananpampa**

Año	Anual (m3/s)	Año	Anual (m3/s)
1960	379.5	1985	135.0
1961	406.3	1986	184.0
1962	413.3	1987	350.0
1963	200.9	1988	350.0
1964	142.7	1989	310.1
1965	204.7	1990	85.0

... continuación

1966	152	1991	180
1967	312.7	1992	100
1968	118.8	1993	190
1969	169.9	1994	150
1970	298.7	1995	120
1971	238.7	1996	115
1972	323.5	1997	115
1973	219.5	1998	207
1974	258.8	1999	175
1975	159	2000	193
1976	149.8	2001	200.7
1977	196.1	2002	161.7
1978	185.7	2003	134
1979	180	2004	101.5
1980	185	2005	69.3
1981	425	2006	135.3
1982	280	2007	121.8
1983	320	2008	107.9
1984	480	2009	148.3

FUENTE: Elaborado con base en ANA (2015)

### **3.3. MODELAMIENTO HIDROLOGICO - HEC HMS**

#### **3.3.1. Análisis de Series Máximas**

Se determinó las series máximas de precipitación caudales mediante el diagrama de cajas boxplot, y se identificó los posibles valores dudosos estableciendo un umbral de valores máximos y mínimos de precipitación evaluando el impacto potencial que puedan tener en los análisis estadísticos posteriores (análisis de distribución de frecuencias).

#### **A) Precipitación**

- **Prueba de datos dudosos**

Podemos usar el método IQR (Rango Inter Cuartil) para identificar valores atípicos para establecer una valla fuera de Q1 y Q3. Cualquier valor que quede fuera de esta valla se considera atípico. Para construir esta cerca tomamos 1.5 veces el IQR y luego restamos este

valor de Q1 y agregamos este valor a Q3. Esto nos da publicaciones de vallas mínimas y máximas a las que comparamos cada observación. Cualquier observación que tenga más de 1.5 IQR por debajo de Q1 o más de 1.5 IQR por encima de Q3 se considera atípica.

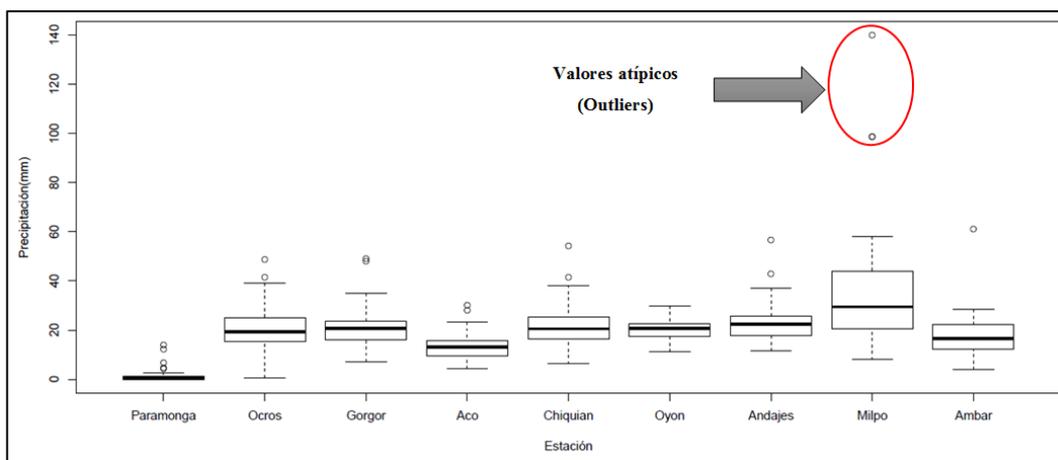
En el *Tabla 12*, se muestran los valores del elemento del diagrama de cajas (Boxplot), de las series de datos de precipitación, todos los valores que superan el límite máximo son considerados valores extraordinarios y son separados.

**Tabla 12. Análisis Boxplot de los datos de precipitación**

N°	Descripción	Paramonga	Ocos	Gorgor	Aco	Chiquian	Oyon	Andajes	Milpo	Ambar
1	<b>Mínimo</b>	1.5	0.7	0.7	4.3	6.3	11.2	11.5	8	4
2	<b>Q1 (Primer cuartil)</b>	6.2	15.2	15.2	9.7	16.4	17.4	17.9	20.4	12.1
3	<b>Q2 (Segundo cuartil)</b>	13.2	19.3	19.3	13.2	20.5	20.65	22.3	28.2	16.5
4	<b>Q3 (Tercer cuartil)</b>	20.3	25	25	15.6	25.5	22.65	25.5	44	22.2
5	<b>IQR (rango intercuartil)</b>	1.2	9.8	9.8	5.9	9.05	5.2	7.65	23.6	10.1
6	<b>lmax (Q3 + 1.5*IQR) Límite Máximo</b>	41.5	39.7	39.7	24.5	39.07	30.45	37.05	79.4	37.35

FUENTE: Elaboración propia

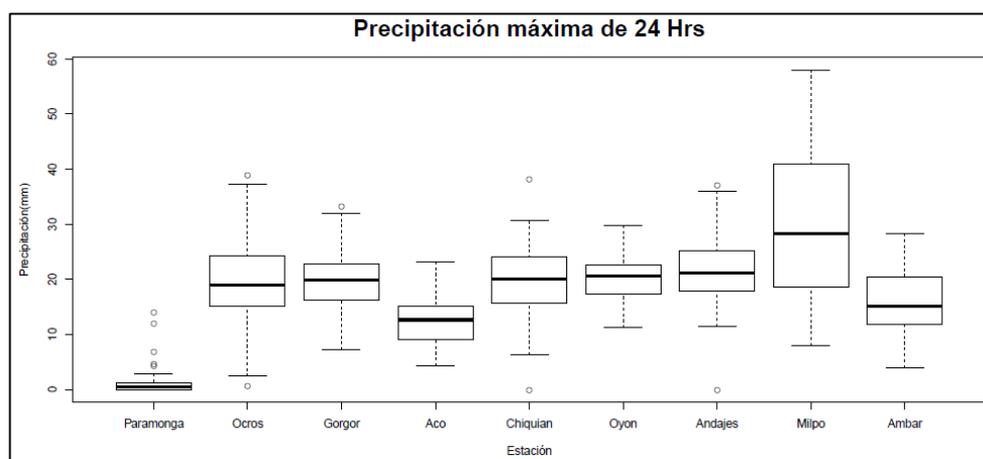
Visualmente se muestra el diagrama de cajas de las estaciones en estudio en el Figura 22 elaborado en el lenguaje de programación estadística R.



**Figura 22. Boxplot precipitación máxima 24 Hrs (con outliers)**

En el diagrama de caja se observan valores fuera del rango de análisis estos son denominados en estadística *Outliers* o valores atípicos, se identificó la fecha de registro de este valor y se realizó un comparativo con registros de este evento.

Después de determinar los datos dudosos de la serie. Estos valores se desestiman del análisis.



**Figura 23. Boxplot Precipitación máxima en 24 Hrs (corregida)**

- **Ajuste de Distribución y Prueba de Bondad de Ajuste**

Con la información disponible de los registros anuales de precipitación máxima en 24 horas, primero se determina qué tipo de ajuste presenta una mejor correlación para cada estación estudiada (Parámetros Ordinarios o Momentos Lineales); luego de lo cual, se procede a evaluar el ajuste, se ha optado por escoger el menor valor del estadístico de la prueba de Kolmogorov – Smirnov, siendo las distribuciones de probabilidad diferentes, no existiendo algo predominante. La *Tabla 13*, presenta los valores de ajuste (delta) para cada distribución aplicada a cada estación.

**Tabla 13. Mejor ajuste de la precipitación máxima en 24 horas – cuenca río Pativilca**

<b>Estación</b>	<b>Distribución</b>	<b>Tipo de Ajuste</b>	<b>Valor de delta</b>
<b>Paramonga</b>	Gumbel	Parámetros ordinarios	0.27
<b>Ocos</b>	Gamma de 03 parámetros	Momentos lineales	0.07
<b>Gorgor</b>	Log Normal de 3 parámetros	Parámetros ordinarios	0.09
<b>Aco</b>	Log Normal de 2 parámetros	Momentos lineales	0.07
<b>Chiquian</b>	Log Normal de 3 parámetros	Parámetros ordinarios	0.06
<b>Oyon</b>	Normal	Parámetros ordinarios	0.07
<b>Andajes</b>	Log Pearson tipo 3	Momentos lineales	0.07
<b>Milpo</b>	Gamma de 03 parámetros	Momentos lineales	0.06
<b>Ambar</b>	Log Normal de 2 parámetros	Parámetros ordinarios	0.05

FUENTE: Elaboración propia

El cálculo de la precipitación máxima en 24 horas, para los períodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100 y 200 años, fue efectuado con el *software* HIDROESTA<sup>5</sup>, utilizando las distribuciones mencionadas y tipos de ajuste seleccionados. (Véase Anexo 3.)

La Organización Meteorológica Mundial (OMM) recomienda utilizar un coeficiente de corrección de 1.13<sup>6</sup>, para datos de estaciones meteorológicas que se registran una vez al día. Por tal motivo, tratándose de datos de precipitación máxima en 24 horas, se procede a afectar los valores por el coeficiente de corrección. De esta manera se obtienen los valores de precipitación corregida para los periodos de retorno que se muestran en la Tabla 14, para las estaciones de influencia en la cuenca del río Pativilca.

**Tabla 14. Precipitación máxima de diseño por estación.**

Periodo de Retorno	Estación Paramonga	Estación Ocos	Estación Gorgor	Estación Aco	Estación Chiquian	Estación Oyon	Estación Andajes	Estación Milpo	Estación Ambar
2	1.22	21.73	22.83	14.80	23.64	23.18	24.62	33.34	17.40
5	3.48	30.92	32.11	21.35	31.66	27.49	32.44	47.78	26.67
10	6.33	36.53	38.14	25.84	36.71	29.75	38.09	55.83	33.35
25	8.90	43.14	45.62	31.69	42.85	32.16	45.79	64.81	42.32
50	10.81	47.78	51.11	36.15	47.28	33.71	51.93	70.82	49.36
100	12.71	52.17	56.56	40.69	51.61	35.11	58.44	76.37	56.68
200	14.60	56.39	62.00	45.35	55.88	36.39	65.35	81.54	64.32

FUENTE: Elaboración propia

#### ▪ **Determinación de Precipitaciones Máximas Areales**

Para la determinación de la precipitación media areal para las máximas en 24 horas, se ha usado procedimientos de análisis espacial en los sistemas de información geográfica (SIG), en primer lugar, se ha interpolado los valores de precipitación máximas obtenidas el algoritmo de interpolación utilizado en este análisis es de la distancia inversa pondera (IDW), para cada tiempo de retorno, y través de la operación *Spatial Analyts Tools/Zonal/Zonal Statistics*, para cada sub cuenca (Véase Anexo 5). De los resultados de las estadísticas se tomó solo el promedio zonal (por sub cuenca), para valores areales como se muestra en la *Tabla 15*.

<sup>5</sup> HIDROESTA – Software de cálculo estadístico libre, desarrollado por Máximo Villón Bejar, 2004.

<sup>6</sup> Hidrología para Ingenieros – Linsley, Kohler y Paulhus segunda edición, 1977.

**Tabla 15. Precipitaciones máximas de 24 horas por subcuenca**

Cuenca	Precipitación Máxima en 24 horas						
	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	200 años
<b>Alto Pativilca</b>	25.46	35.10	40.94	47.84	52.73	57.42	61.99
<b>Medio alto Pativilca</b>	20.38	28.23	33.32	39.61	44.24	48.82	53.40
<b>Achin</b>	22.55	30.78	36.00	42.36	46.98	51.52	56.03
<b>Rapay/Cajatambo</b>	21.07	28.93	34.04	40.39	45.09	49.78	54.50
<b>Gorgor</b>	21.74	29.98	35.37	42.13	47.16	52.19	57.27
<b>Medio Pativilca</b>	16.88	24.07	28.92	35.13	39.82	44.56	49.39
<b>Huanchay</b>	20.12	28.57	33.95	40.44	45.13	49.69	54.18
<b>EH Puente Cahua</b>	17.34	25.03	30.26	36.96	42.04	47.18	52.43
<b>Bajo Pativilca</b>	13.21	19.58	24.32	29.98	34.23	38.52	42.86

FUENTE: Elaboración propia

## B) Caudal

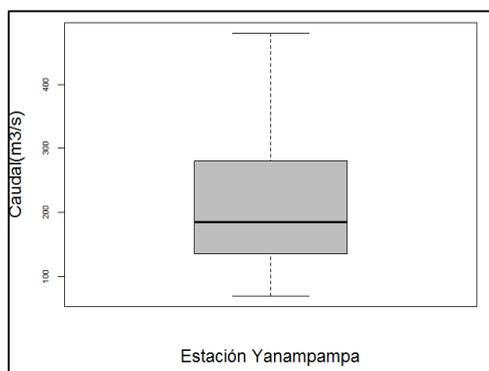
- **Prueba de datos dudosos**

Se determinó en el diagrama de cajas que los datos de caudales máximos diarios anuales de la estación Yananpampa están dentro de los cuartiles de análisis y no presentan valores atípicos respecto a la serie. (Véase *Tabla 16* y *Figura 24*).

**Tabla 16. Valores de los elementos del diagrama de caja de los datos de caudal**

N°	Descripción	Valor
<b>1</b>	Minimo	69.33
<b>2</b>	Q1	137.14
<b>3</b>	Q2	184.50
<b>4</b>	Q3	274.70
<b>5</b>	IQR	137.56
<b>6</b>	lmax (Q3 + 1.5*IQR)	481.04
<b>7</b>	Umbral máximo	480.00

FUENTE: Elaboración propia



**Figura 24. Caudal promedio diario en la estación Yananpampa**

- **Ajuste de Distribución y Prueba de Bondad de Ajuste**

En la Tabla 17 se muestra los resultados de las pruebas estadísticas y de ajuste para los caudales de la estación hidrométrica e Yananpampa, siendo para la prueba de Kolmogorov – Smirnov el valor tabular de 0.192, siendo varias funciones de probabilidad que pasan la prueba de hipótesis, pero se seleccionó la distribución Log Pearson tipo III, puesto que obtuvo el menor valor del D estadístico de 0.083.

**Tabla 17. Resumen de prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov.**

<b>Estación Yananpampa (Cod. 202403)</b>			
<b>Distribución de probabilidad</b>	<b>Delta calculado</b>	<b>Delta tabular</b>	<b>Ajuste a distribución (<math>\alpha=0.05</math>)</b>
Normal	0.181	0.192	Si se Ajusta
Log Normal de 2 parámetros	0.093	0.192	Si se Ajusta
Log Normal de 3 parámetros	0.094	0.192	Si se Ajusta
Gamma de 02 parámetros	0.123	0.192	Si se Ajusta
Gamma de 03 parámetros	0.117	0.192	Si se Ajusta
Log Pearson tipo III	0.083	0.192	Si se Ajusta
Gumbel	0.112	0.192	Si se Ajusta
Log Gumbel	0.089	0.192	Si se Ajusta

FUENTE: Elaboración propia

- **Determinación de Caudales Máximos Instantáneos**

Debido a que los caudales medidos en la estación Yananpampa son promedios diarios, es decir promedio de tres o cuatro valores o lecturas diarias, sin embargo, para el diseño de estructuras hidráulicas en el cauce se debe diseñar con el paso de un caudal pico máximo instantáneo.

Por este motivo se realizó la transformación de caudales promedios diario a instantáneos mediante el coeficiente de propuesto por Fuller (capítulo II, ecuación 2.5) que se fundamenta en función del área de la cuenca. Para ello se delimito el área de drenaje de la cuenca hasta la estación en mención hidrométrica, mediante el uso del programa ArcGis, en la cual se obtuvo los siguientes parámetros:

**Tabla 18. Parámetros de cuenca delimitada hasta la estación hidrométrica**

<b>Área(km<sup>2</sup>)</b>	<b>Longitud de Cauce (m)</b>	<b>Pendiente de Cauce m/m</b>
4183.36	2450.23	0.014

FUENTE: Elaboración propia

El coeficiente de Fuller es determinada en base al área de la cuenca, según la siguiente relación matemática.

$$c = 1 + \frac{2.66}{4183.36^{0.33}}$$

Para un área de drenaje de análisis de 4183.36 km<sup>2</sup> (hasta la estación hidrométrica) el valor de C fue de 1.17 (valor próximo para superficies mayores a 3000 km<sup>2</sup>), con el cual aplicando la relación matemática ya señalada se determina los caudales máximos instantáneos.

En el *Tabla 19*, se muestran los caudales máximos diarios según los intervalos de ocurrencia, variando desde 177 m<sup>3</sup>/s a 657.99 m<sup>3</sup>/s y los caudales máximos instantáneos hallados varían desde 207.73 m<sup>3</sup>/s a 769.75 m<sup>3</sup>/s (Véase el Anexo 4).

**Tabla 19. Caudales máximos instantáneos en la estación Yananpampa.**

Caudal	Tiempo de Retorno						
	2	5	10	25	50	100	200
Caudales máximos diarios (m <sup>3</sup> /s)	177.2	278.0	343.5	432.8	504.0	579.0	658.0
Caudales Instantáneos (m <sup>3</sup> /s)	207.3	325.1	401.8	506.2	589.5	677.3	769.7

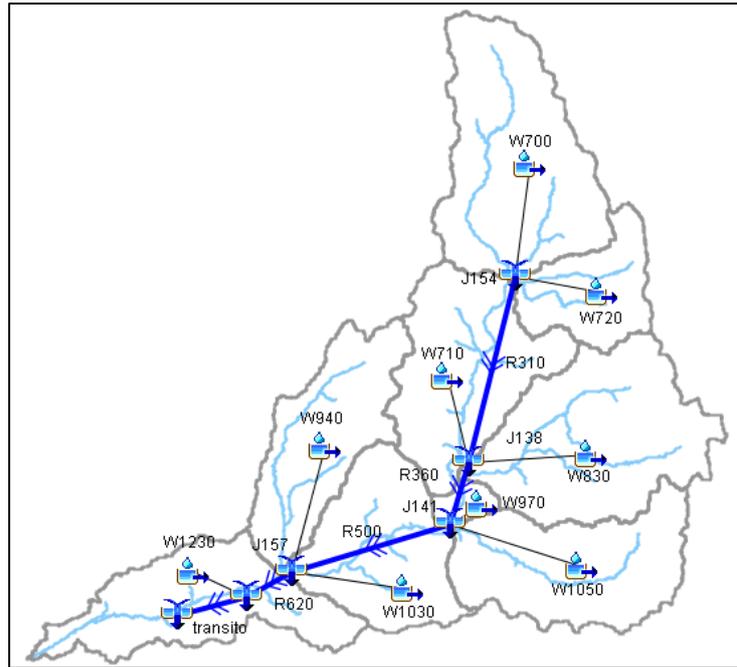
FUENTE: Elaboración propia

### 3.3.2 Topología De La Cuenca

Se debe tener en cuenta que modelación hidrológica con el *software* HEC-HMS, permite un análisis semidistribuido esto quiere decir que analiza cada unidad como un modelo independiente, y se interrelacionan con elementos que configuran el proceso físico de la cuenca, como:

- Sub cuencas (*Subbasin*)
- Conexiones (*Junction*)
- Ríos (*Reach*)

La topología de la cuenca Pativilca, para el caso del presente estudio se muestra en la *Tabla 20* y en la *Figura 25*.



**Figura 25. Topología de la cuenca de Pativilca.**

**Tabla 20. Topología de la cuenca de Pativilca.**

CÓDIGO	COMPONENTE	TIPOLOGIA		CONEXIÓN AGUAS ABAJO
		TIPO DE TIPOLOGIA	CONEXIONES AGUAS ABAJO	
w700	Alto Pativilca	Sub Cuenca	Rio Pativilca parte alta	
w710	Medio alto Pativilca	Sub Cuenca	Rio Pativilca parte alta	
w720	Achin	Sub Cuenca	Rio Achin - Rio Pativilca	
w830	Rapay/Cajatambo	Sub Cuenca	Rio Rapay - Rio Pativilca	
w1050	Gorgor	Sub Cuenca	Rio Gorgor - Rio Pativilca	
w970	Medio Pativilca	Sub Cuenca	Rio Pativilca	
w940	Huanchay	Sub Cuenca	Rio Pativilca	
w1030	EH Puente Cahua	Sub Cuenca	Rio Pativilca	
w1230	Bajo Pativilca	Sub Cuenca	Salida del área de interés	
R310	Rio Pativilca	Río	Rio Pativilca parte alta	Sub Cuenca Medio Pativilca
R360	Rio Pativilca	Río	Rio Pativilca	Sub Cuenca EH Puente Cahua

...continuación

R500	Rio Pativilca	Río	Rio Pativilca	Sub Cuenca Bajo Pativilca
R620	Rio Pativilca	Río	Rio Pativilca	Salida del área de interés
J154	Punto de salida de la Sub Cuenca Alto Pativilca	Unión	Rio Pativilca parte alta	Rio Pativilca
J138	Punto de salida de la Sub Cuenca Rapay/Cajatambo	Unión	Rio Pativilca	Rio Pativilca
J141	Punto de salida de la Sub Cuenca Gorgor	Unión	Rio Pativilca	Rio Pativilca
J157	Punto de salida de la Sub Cuenca Huanchay	Unión	Rio Pativilca	Salida del área de interés

FUENTE: Elaboración propia

#### ▪ Parámetros de Escorrentía

Existen diferentes métodos para su cálculo, no obstante, en el estudio se utilizó el planteado por Kirpich mediante la ecuación (2.14) y los parámetros geomorfológicos obtenidos para cada una de las cuencas.

En la Tabla 21 se muestran los resultados del cálculo del tiempo de concentración de las subcuencas determinadas en la topología.

**Tabla 21. Cálculo del tiempo de concentración por Subcuenca**

CÓDIGO SUBCUENCA	Área(Km <sup>2</sup> )	Longitud Cauce Principal(Km)	Cota Max. (msnm)	Cota Min. (msnm)	Pendiente media cauce (m/m)	Tc Método de Hathaway	Tc Método de Kirpich	Us Corps of Engineers	Tc promedio	Lag Time
						(hr)	(hr)	(hr)	(hr)	(min)
w1030	491.8	33.0	1200.0	700.0	0.0	3.9	4.9	9.5	6.1	219.7
w1050	561.6	48.9	4935.6	1295.7	0.1	3.2	3.6	9.4	5.4	195.4
w1230	505.9	44.5	700.0	50.0	0.0	4.5	6.3	12.0	7.6	273.1
w700	747.4	54.9	4909.7	2700.0	0.0	3.9	5.0	11.6	6.8	246.1
w710	573.8	38.6	2962.7	1486.5	0.0	3.4	3.9	9.0	5.4	194.7
w720	282.5	24.1	4529.5	2700.0	0.1	2.3	2.1	5.5	3.3	118.6
w830	733.2	56.6	4700.0	1486.5	0.1	3.7	4.5	11.1	6.4	231.2
w940	474.1	49.7	4600.0	700.0	0.1	3.2	3.6	9.5	5.4	195.1
w970	48.4	8.1	1493.1	1200.0	0.0	1.6	1.2	2.8	1.9	67.0

FUENTE: Elaboración propia

- **Parámetros de Transito de Flujo (Método Muskingum)**

En la Tabla 22 se muestran los valores de K, la longitud de los ríos y velocidad media determinada, se atribuye el valor K, de acuerdo a la contribución del caudal pico de todo el sistema de modelamiento de la cuenca de Pativilca y el valor X es de 0.2.

**Tabla 22. Valores de K y X de Muskingum**

Cauce	Velocidad media (m/s)	Longitud (m)	Ls/Vs	Parámetros de Muskingum	
				Ks	X
R310	1.20	38809.19	32340.99	0.43	0.2
R360	1.20	8065.54	6721.28	0.38	0.2
R500	1.20	33034.88	27529.06	0.42	0.2
R620	1.20	20050.73	16708.94	0.42	0.2

FUENTE: Elaboración propia

- **Parámetros de Infiltración**

La asignación del número de curva se basó en el análisis espacial de la cobertura vegetal, uso de suelo y mapa de pendientes, la capacidad de almacenamiento y la abstracción inicial se ha determinado a través de las formulas expuestas (ecuaciones 2.29 y 2.30 capítulo II).

**Tabla 23. Parámetros de infiltración para el modelo hidrológico**

Subcuenca	Numero curva	Almacenamiento (S) (mm)	Abstracción inicial (Ia) (mm)
Alto Pativilca	80	63.94	12.8
Medio alto Pativilca	80	63.94	12.8
Achin	80	63.94	12.8
Rapay/Cajatambo	80	63.94	12.8
Gorgor	80	63.94	12.8
Medio Pativilca	80	63.94	12.8
Huanchay	79.2	66.71	13.3
EH Puente Cahua	82.1	55.38	11.1
Bajo Pativilca	78	63.50	14.3

FUENTE: Elaboración propia

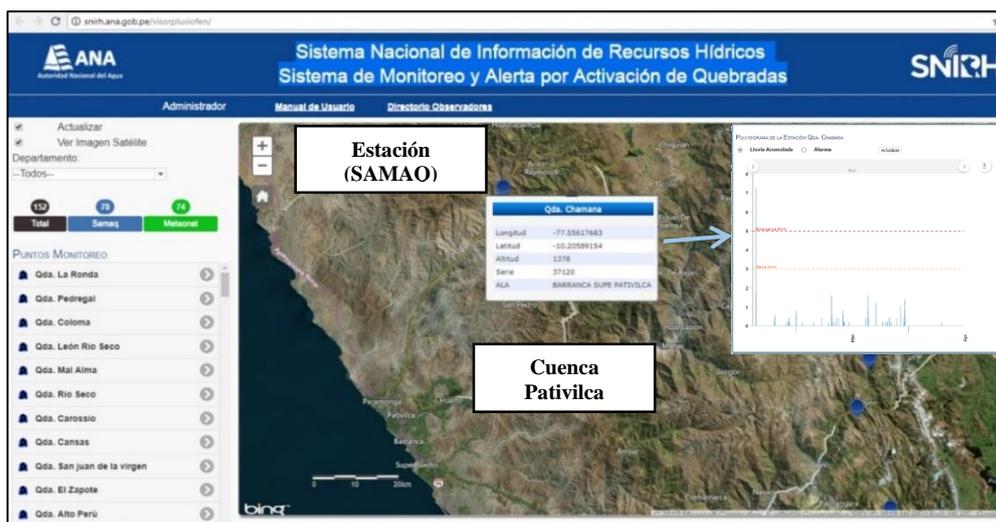
### 3.3.3. Diseño de Tormenta

- **Duración de Tormenta**

De los resultados obtenidos, en el cuadro anterior, es necesario aproximar estos valores a duraciones de tormentas de diseño conocidas en la zona, para validar la duración de la tormentas se verificó con los registros de pluviómetros automáticos más cercanos al área de

interés(Cuenca de Pativilca) dichos pluviómetros fueron instalados por el “*Sistema de Monitoreo y Alerta por Activación de Quebradas(SAMAQ) - Sistema Nacional de Información de Recursos Hídricos(SNIRH) – ANA*” este sistema tiene como objetivo brindar la trasmisión de información hidrológica desde los pluviómetros instalados en las zonas críticas identificadas, y que sirva como herramienta de alerta en tiempo real y consulta de información.

En la *Figura 26* se muestra la ubicación de las estaciones del SAMAQ y su cercanía respecto a la cuenca de análisis.

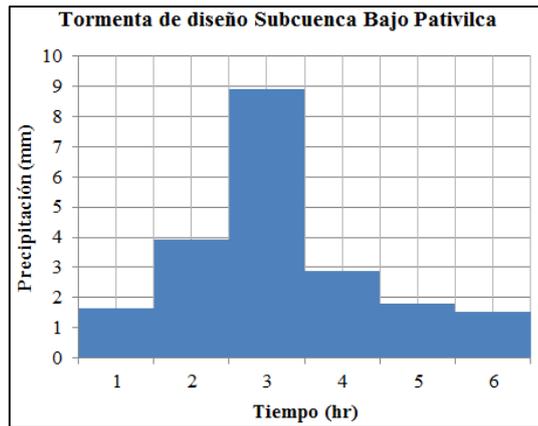


**Figura 26. Ubicación de estaciones automáticas SAMAQ**  
FUENTE: Adaptado de SNIRH – ANA (2017)

Se tienen registros precipitación acumulada hasta de 6 horas cercanas al ámbito de análisis; se tomará esta duración para el diseño del patrón de tormentas.

- **Elección del Tipo de Tormenta**

Para determinar la tormenta de diseño se consideraron las estaciones mostradas en la *Tabla 27*. Se le espacializó precipitación (Véase el *Anexo 5*) para generar la lluvia ponderada por subcuenca, y se ingresó al modelo considerando un perfil de tormenta de tipo I del SCS para 6 horas de duración. En el *Anexo 6* se muestran las tormentas de diseño por subcuenca, como ejemplo se muestra en la *Figura 27* la tormenta de diseño de la subcuenca Bajo Pativilca para una precipitación de diseño de TR=100 años.

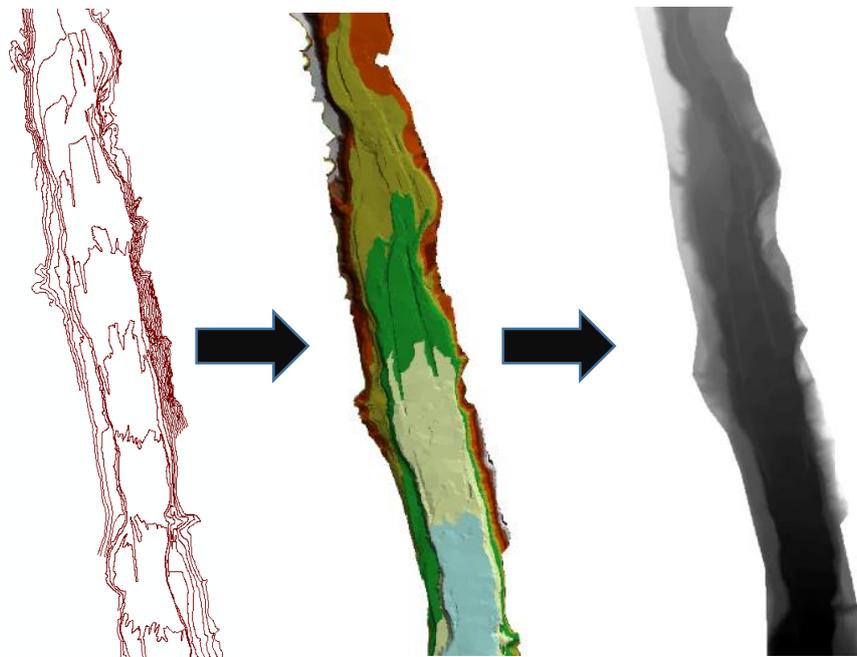


**Figura 27. Perfil de tormenta de diseño - subcuenca del Bajo Pativilca**

### 3.5. MODELAMIENTO HIDRÁULICO – HECRAS 5.0.3

#### 3.5.1. Geometría del Cauce

Para la modelización hidráulica es necesario disponer de un Modelo Digital del Terreno (MDT). En este caso se ha utilizado un MDT con una precisión de 2x2 metros, se determinó la obtención en primer lugar del Modelo de la Red Triangulación Irregular (TIN), y en segundo lugar el Modelo Digital de Elevación (MDE) en formato ráster, para el análisis en 1D y 2D respectivamente (Véase la *Figura 28*).



**Figura 28. Obtención del Modelo Digital de Terreno (MDT)**

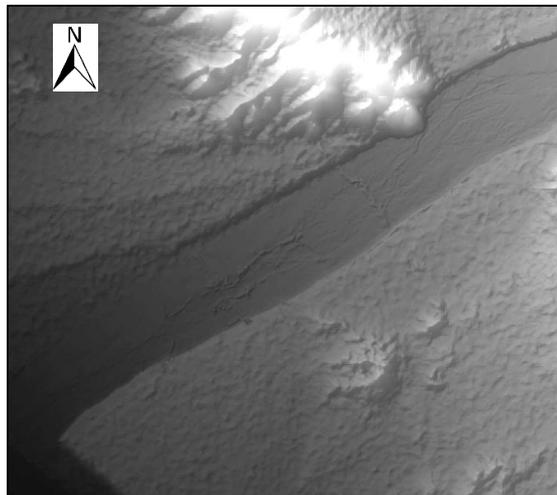
- **Pre Proceso en Sistemas de Información Geográfica (Sig)**

Antes de ingresar al modelo HECRAS 5.0.3, es necesario realizar un trabajo previo con un programa de SIG (Sistemas de Información Geográfica). En esta investigación, se ha utilizado los *softwares* ArcGis v10.2, QGIS v2.18 y Autocad Civil 3D 2017 para tratar la información del terreno proveniente del levantamiento topográfico. La información del MDT requiere ser analizada y tratada, ya que hay ciertos elementos que no han quedado reflejados en el MDT.

Por lo tanto, será necesario utilizar sistemas de información geográfica y de dibujo, tanto para adecuar el terreno a la realidad existente, como para realizar transformación de formatos a unos que pueda leer Hec-Ras.

- **Corrección del Modelo Digital de Terreno**

Tal y como se ha introducido, se determinó la obtención de Modelo de la Red Triangulación Irregular (TIN) posteriormente, se creará una superficie ráster para poder visualizar el terreno. Modelo Digital de Elevación (MDE) que contiene la información de la elevación del terreno cada punto cada dos metros. La *Figura 29* muestra la visualización de este archivo ráster.



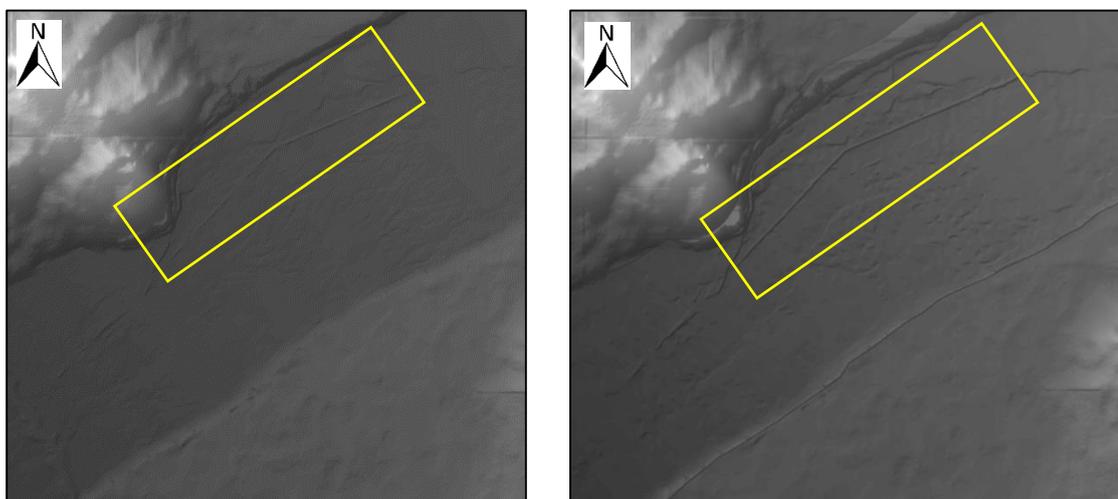
**Figura 29. Superficie ráster del MDT 2x2 original**

Mediante una visita a la zona de estudio, las ortofotos existentes de esta área, las imágenes de satélite de Google Earth, la base topográfica de la zona, se han detectado una serie de errores con la realidad actual que deben de ser solucionados para poder obtener unos resultados buenos. Algunos errores que se han detectado son las siguientes:

- **Muro de contención de la margen derecha**

En primer lugar, uno de los elementos que destaca y es extremadamente visible en la margen derecha del río Pativilca es el muro de contención (5+ 750 km – 7+350 km sentido de aguas abajo a aguas arriba)

El MDT del terreno no refleja correctamente la altura y no da continuidad a dicha estructura tal y como podemos ver en la *Figura 30*. La imagen de la izquierda se corresponde con el MDT original que se generó inicialmente, y podemos apreciar la discontinuidad de dicho dique. Por lo tanto, para que el modelo no nos proporcione un resultado ficticio, se ha de modificar el DEM.



**Figura 30. Ráster del terreno original (izquierda), ráster corregido dando continuidad al muro de contención (derecha)**

Se ha modificado la elevación de la superficie TIN, añadiéndole la altura del muro de contención. La altura que se le ha dado a este dique se ha basado en la base topográfica de la zona y la data de campo entregada por el estudio topográfico. Una vez editada la superficie TIN, se ha vuelto a transformar en una superficie ráster, que se puede ver a la derecha de la *Figura 30* y donde se puede apreciar claramente la continuidad del muro.

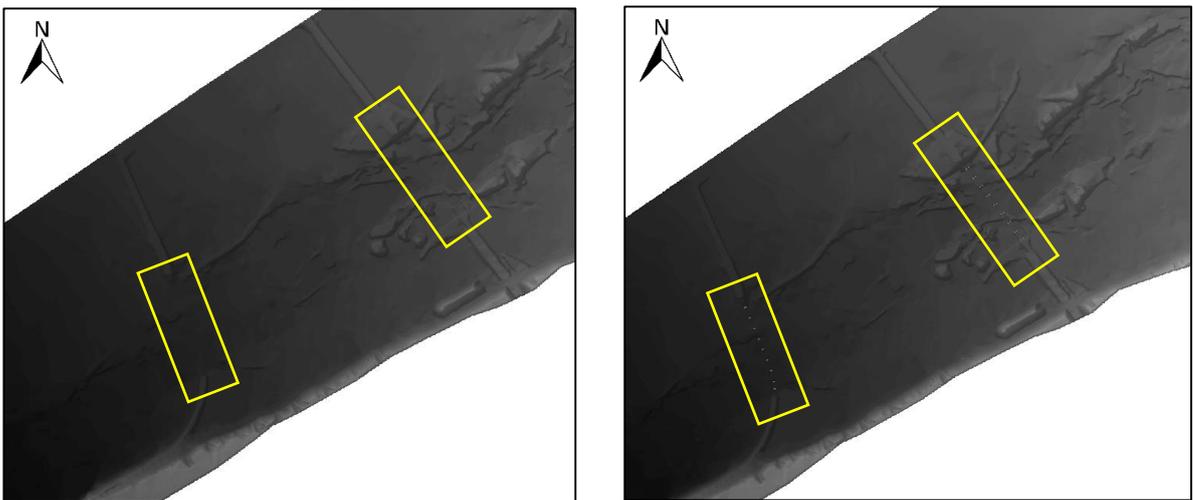
- **Pilares de los puentes**

La zona donde se ha centrado el estudio es atravesada por dos puentes. Estos puentes se pueden visualizar en la *Figura 19*, *Figura 20* y en el *Anexo 13*, donde se puede encontrar material fotográfico de dichos puentes. Los pilares de dichos puentes no aparecen en el MDT.

Los puentes que cruzan la zona de estudio son los siguientes:

- Puente Pativilca (Km 2+164)
- Puente Bolívar (Km 1 +185)

En la *Figura 31* en la imagen izquierda se pueden ver como efectivamente, ninguno de los pilares de estos puentes ha quedado reflejado en el MDT. Por lo tanto, para tener unos resultados más precisos y más realistas es necesario introducir estas modificaciones en nuestro terreno para que se ajusten más a la realidad vigente como se aprecia en la imagen derecha.



**Figura 31. Ráster del terreno original (izquierda), ráster tratado que contiene los pilares de los puentes (derecha)**

Estos puentes son estructuras críticas y singulares que hay que estudiarlas con mucho cuidado. Con respecto a los tableros de dichos puentes, se ha realizado análisis en profundidad para saber que les suceden a dichos tableros para el periodo de vida útil con el cual fueron diseñados.

Los tableros de estos puentes están ubicados a una suficiente altura para que en caso de avenida (para TR=100 años) el agua no alcance dichos tableros. El hecho de extraer estos tableros del modelo no supone modificación alguna para este estudio. Esto es una gran simplificación sobre todo para el modelo 2D, ya que la simulación de un puente dentro de una zona 2D es muy compleja. De esta manera, conociendo que los tableros no tendrán ningún efecto, simplemente se han analizado el efecto que tienen dentro del modelo 1D, ya que es el que permite analizar esto de manera más sencilla.

### 3.5.2. Condiciones de Borde y Condiciones Iniciales.

#### ▪ Flujo Base Como Condición Inicial

La condición inicial del modelo, expresa el momento previo al ingreso de la onda de avenida en el cauce del río, recomendable no simular en cauce seco, porque los modelos de flujo no permanente, requieren evaluar el cambio de almacenamiento en cada celda de la malla computacional y un valor inicial cero, conlleva a truncación en el cálculo e inestabilidad de resultados. El flujo base de la cuenca es una buena condición inicial.

Con la información de los menores valores de los hidrogramas anuales registrados en la estación de Yananpampa (años 1960-2009) mostrado en la *Tabla 24*, se obtuvo el flujo base, igual 26.3 m<sup>3</sup>/s.

**Tabla 24. Caudales medios mínimos anuales**

Año	Qbase	Año	Qbase
1960	25.1	1985	20.1
1961	28.4	1986	20.8
1962	33.8	1987	28.1
1963	35.1	1988	22.9
1964	31.4	1989	30.1
1965	23.8	1990	17.0
1966	21.8	1991	22.2
1967	28.6	1992	13.9
1968	19.9	1993	27.7
1969	22.5	1994	35.8
1970	34.4	1995	26.4
1971	34.6	1996	25.3
1972	30.7	1997	19.2
1973	39.2	1998	36.9
1974	28.1	1999	35.7
1975	36.1	2000	28.3
1976	30.0	2001	38.2
1977	22.5	2002	25.4
1978	23.2	2003	21.2
1979	20.0	2004	16.0
1980	15.8	2005	17.7
1981	29.5	2006	22.8
1982	24.0	2007	24.0
1983	22.6	2008	20.6
1984	29.4	2009	29.0
Promedio			26.3

FUENTE: Elaborado con base en ANA (2015)

- **Condiciones De Borde**

Para la modelización 2D, se han aplicado los hidrogramas de diseño como condiciones de contorno aguas arriba y como condición de contorno aguas abajo el tirante normal que se toma como la pendiente media del tramo.

Con respecto al modelo 1D, la condición de contorno aguas abajo que se ha utilizado ha sido la condición de tirante normal, ya que con esta condición se modelaban mejor todos los instantes de tiempo que dura la simulación.

La *Tabla 25*, resume las condiciones de contorno que se utilizarán en los modelos hidráulicos 1D y 2D.

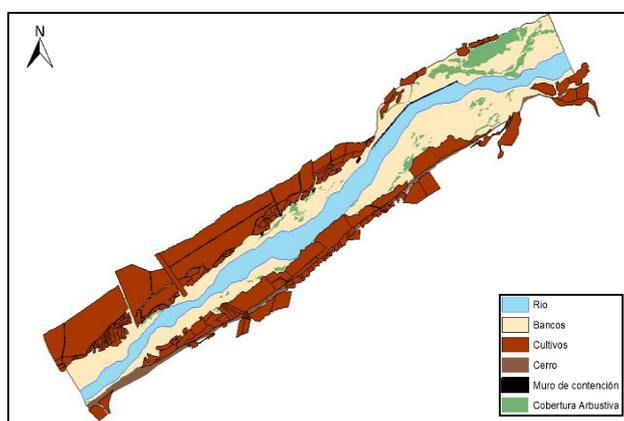
**Tabla 25. Condiciones de contorno aplicada en HEC RAS 5.0.3**

CONDICION DE CONTORNO	SIMULACIÓN 1D	SIMULACIÓN 2D
AGUAS ARRIBA	Hidrograma en la sección transversal	Hidrograma en la zona de la malla correspondiente al río Pativilca
AGUAS ABAJO	Tirante normal = 0.0142 m/m	Tirante normal = 0.0142 m/m

FUENTE: Elaboración propia

### 3.5.3. Rugosidad y Mapa de Uso de Suelos

Para la modelación hidráulica con HEC-RAS 5.0.3 es necesario disponer de un plano con los coeficientes de rugosidad de toda la zona. Para ello es indispensable definir un mapa de usos de suelo con un número de Manning asociado a cada uso. Para ello, se han visualizado las ortofotos de la zona. Para cada punto, se ha interpretado y definido el uso de la zona en base a sus características. (véase Figura 32)



**Figura 32. Mapa de usos del suelo**

A continuación, es necesario definir qué coeficiente de rugosidad (Número de Manning) se le va a asignar a cada uno de estos usos. Para realizar esta asignación, en primer lugar, se estableció la rugosidad del cauce mediante el Método de Cowan descrito en el capítulo II, y para las demás coberturas existen infinidad de tablas y libros donde se definen estos coeficientes. Se utilizará uno de los libros más extendidos «*Roughness Characteristics of Natural Channels*» que recomienda HECRAS.

Finalmente, el resultado es la *Tabla 26* de rugosidades, donde se relaciona el plano de usos del suelo con el número de Manning y se asigna a cada punto un coeficiente de rugosidad.

**Tabla 26. Usos del suelo y su respectivo número de Manning**

Uso del suelo	Número de Manning
Ríos	0.055
Bancos	0.065
Cultivos	0.04
Cerro	0.035
Muro de contención	0.02
Cobertura arbustiva	0.035

FUENTE: Elaboración propia

### 3.5.4. Modelación Bidimensional (2D)

En este punto se mostrará la metodología desarrollada para realizar la modelación bidimensional. Se han desarrollado 6 simulaciones auxiliares (no se mostrarán explícitamente los resultados) para poder determinar los parámetros adecuados que permiten conseguir un modelo estable.

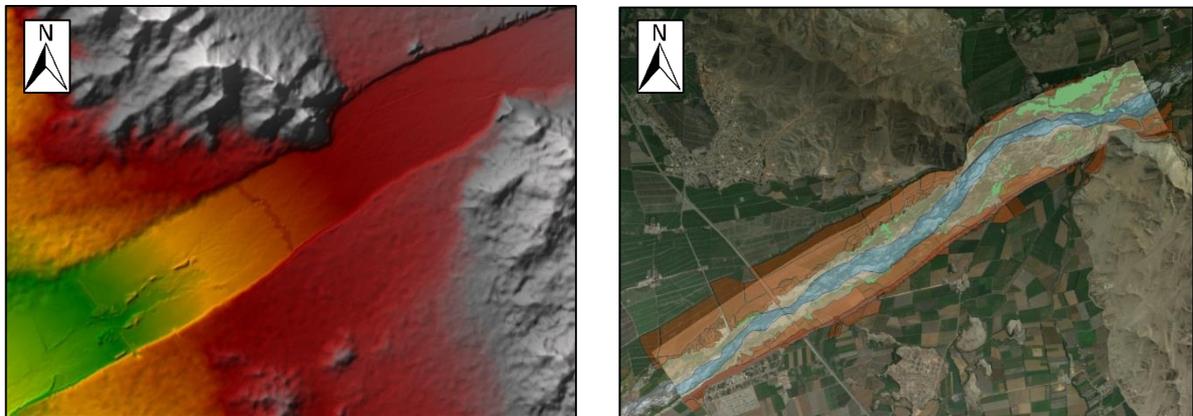
A continuación, se explicará brevemente cómo se han desarrollado el modelo 2D. Para la construcción de este modelo, se han seguido una serie de pasos que ayudan al desarrollo de todo modelo hidráulico en HECRAS 5.0.3.

- **Pre Proceso Mediante Arcgis.**

Este paso es importante para generar una serie de archivos que necesitamos como elementos de entrada para que el modelo funcione. Para los modelos 2D será necesario un archivo relativo al terreno en formato flotante (extensión *.flt*) y un archivo con la información relativa al mapa de rugosidad de la zona (extensión *.hdf*). Para las simulaciones se necesitará también dos archivos relativos al terreno (extensión *.tiff*) del archivo con la información del modelo digital de terreno corregida.

- **Generación de la Geometría y Mapa de Usos de Suelos.**

Una vez se han generado estos archivos en un formato adecuado, se procede a abrirlos desde Hec-Ras. Para abrir el fichero de terreno se ha de ir a la ventana de Ras Mapper y en esa ventana se puede cargar el terreno generado de nuestra zona de estudio y el plano de usos de suelo. Un punto importante que no se puede olvidar, es que se ha de asignar al proyecto un sistema de referencia antes de cargar esta información. En este estudio, se ha utilizado el sistema de referencia espacial WGS 1984 UTM Zona 18 Sur, en la *Figura 33* se muestra a la izquierda la visualización del terreno desde Ras Mapper y a la derecha la visualización del mapa de rugosidad del terreno con el fondo de vista de satélite.



**Figura 33. Visualización del terreno (izquierda) y del plano de rugosidad (derecha) desde Ras Mapper**

- **Mallado Computacional**

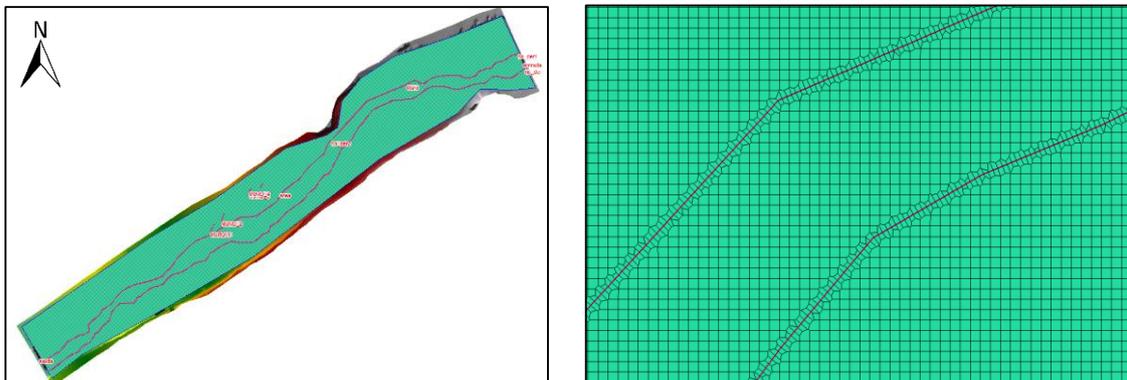
El siguiente paso a realizar, consiste en la generación de la malla sobre la que se realizarán los cálculos. Para ello hay que ir a la pestaña de geometría; una vez en la ventana de geometría, se ha de construir a lo largo de la zona que se desea realizar los cálculos una malla 2D. En este caso, la malla se ha creado a lo largo de la planicie de inundación y el cauce del río, ya que se desea realizar un estudio de toda la zona complementemente en dos dimensiones. La malla que se ha utilizado es una malla no estructurada (en estructuras) y estructurada (lecho inundable).

El tamaño de la malla utilizado es de 10x10, tal y como se justificará más adelante. En la *Figura 34* podemos ver la malla que se ha generado (los cuadrados que se ven de la malla en esta figura no están a tamaño real, son más grandes para una visualización mejor).



**Figura 34. Malla 2D generada**

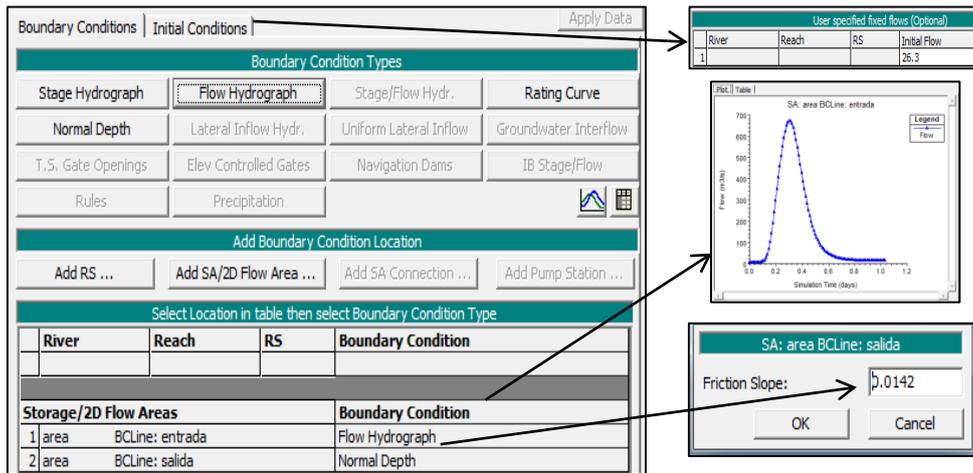
Para tener una mayor precisión en el modelo, se han creado a lo largo del cauce y de algunas estructuras singulares y críticas, como los muros de defensa o los puentes, unas estructuras llamadas “*Break lines*”. Estas estructuras lo que hacen es crear celdas más precisas a lo largo de toda la línea que se genera. Esto resultada de gran utilidad para construir una malla más precisa y con la dirección que deseamos en algunas zonas. La *Figura 35* muestra el resultado y la localización de las “*Break lines*”.



**Figura 35. Break lines de la malla 2D**

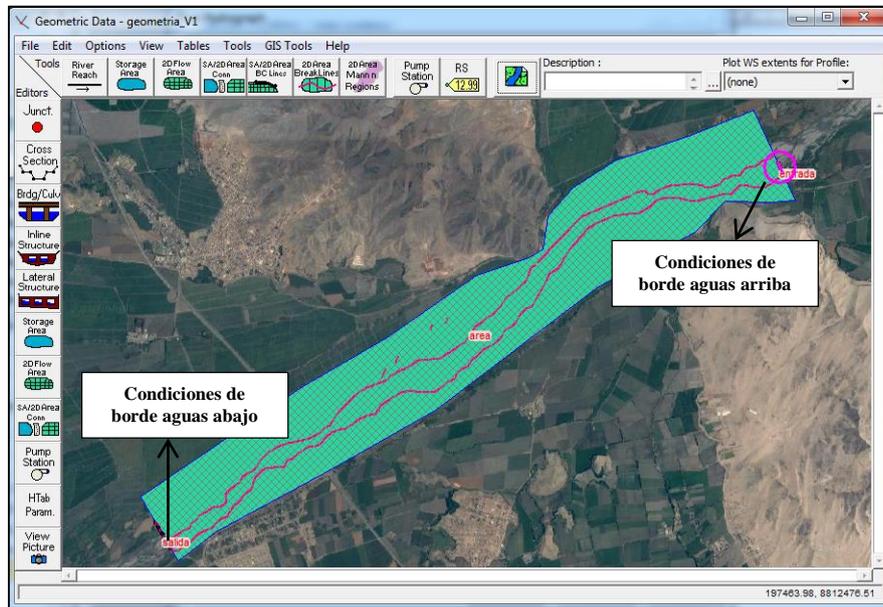
- **Condiciones de Contorno y Condiciones Iniciales.**

Con respecto a las condiciones de contorno. Se han aplicado aquellas mencionadas anteriormente, es decir, aguas arriba se ha introducido un hidrograma de flujo del río Pativilca y aguas abajo una la pendiente media del cauce. En la *Figura 36* se puede ver la ventana de condiciones de contorno para régimen no estacionario.



**Figura 36. Condiciones de contorno de contorno y condiciones iniciales**

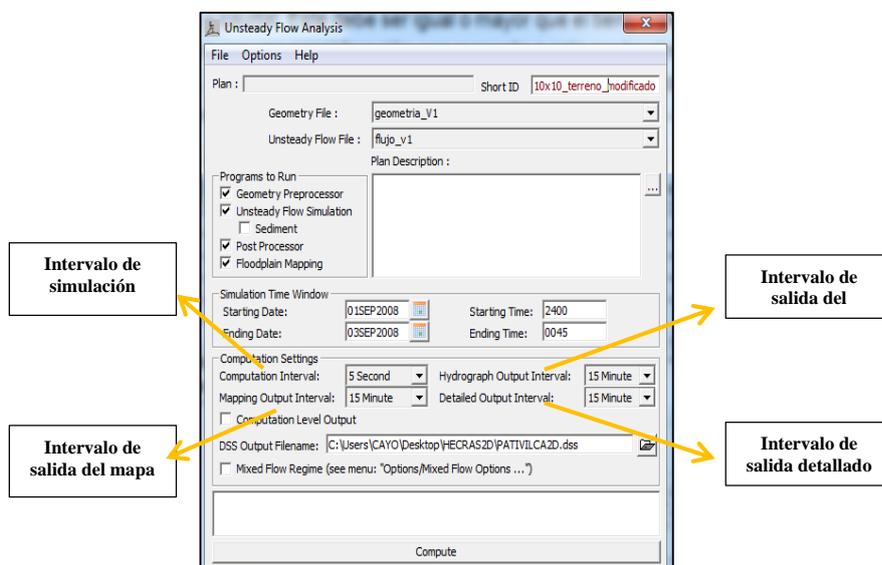
Además, hay que destacar que en el modelo bidimensional es necesario introducir e indicar al programa sobre qué celdas y puntos de la malla se aplican estas condiciones de contorno. Las condiciones de contorno aguas arriba se han aplicado en la zona del río y las condiciones de contorno aguas abajo se han aplicado a lo largo de todo el ancho de la zona por donde circulará el agua durante la crecida (Véase *Figura 37*).



**Figura 37. Puntos de aplicación de las condiciones de contorno 2D.**

- **Simulación.**

Finalmente, una vez ya se ha creado la geometría y se han introducido las condiciones de contorno en el programa, procedemos a ir a la ventana de simulaciones en régimen no permanente (Véase *Figura 38*).



**Figura 38. Ventana de “Unsteady Flow Analysis”**

En esta ventana, se han de determinar algunos parámetros de tiempos que son necesarios para realizar la simulación. Los parámetros que se han de introducir son los siguientes:

- **Intervalo de tiempo de simulación (Computation interval):** Este tiempo utilizado en régimen no permanente, es uno de los más importantes ya que de él depende que el modelo funcione correctamente. Este tiempo depende de diversos factores. Primero, debe ser lo suficientemente pequeño como para describir la crecida y decrecida del hidrograma perfectamente. Una regla general sería que como mínimo fuera 1/20 el tiempo en que tarda en producirse el pico del hidrograma. En segundo lugar, este tiempo debe satisfacer la condición de Courant.
- **Intervalo de salida del hidrograma (Hydrograph output interval):** Este parámetro es utilizado para definir qué intervalo de tiempo se escribe en el archivo HEC-DSS con respecto al intervalo de tiempo del hidrograma. Éste tiene que ser igual o mayor que el tiempo de simulación que se haya seleccionado.

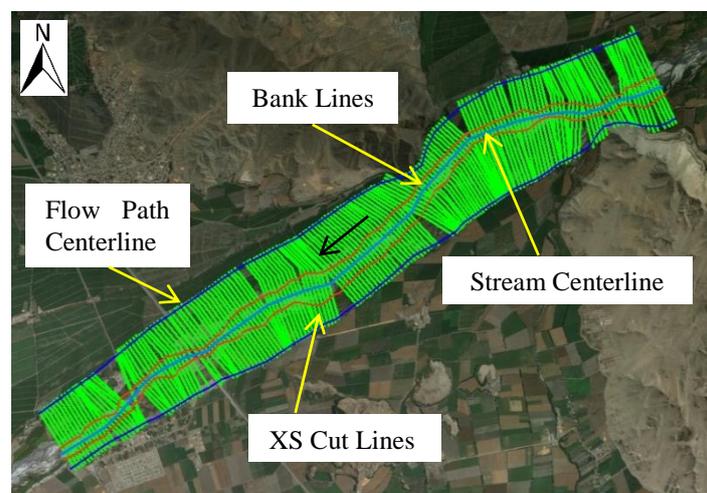
- **Intervalo de la salida del mapa (Mapping output interval):** este parámetro indica el intervalo de tiempo sobre el que podremos visualizar los resultados en la ventana de Ras Mapper.
- **Intervalo de salida detallado (Detailed output interval):** Este parámetro nos indica sobre que intervalo de tiempo se nos mostrarán los resultados de los perfiles de nivel de agua y caudal. Éste debe ser igual o mayor que el tiempo de simulación. Además, hay que tener una consideración con respecto a este parámetro y es que un aumento de éste, incrementará los recursos del ordenador y por lo tanto aumentará el tiempo de ejecución del modelo.

### 3.5.5. Modelación Unidimensional (1D)

Para el desarrollo del modelo en Hec-Ras 1D, se deben realizar los siguientes pasos:

- **Pre Proceso Mediante Hec-Georas.**

Primero que se ha de realizar es un pre proceso en un SIG. En este caso, la información que necesitaremos exportar es la relativa a las secciones transversales (XS Cut Lines), el canal por donde circula el río (Stream Centerline), el límite del cauce del río (Bank lines) y el límite de inundación (Flow Path Centerline). Para realizar esto se usó el *software* ArcGis utilizando la extensión Hec-GeoRas. Una vez ya se ha generado esta información, se exportarán estos archivos a Hec-ras, debidamente georreferenciados, y en unos formatos que se puedan abrir en Hec-Ras.

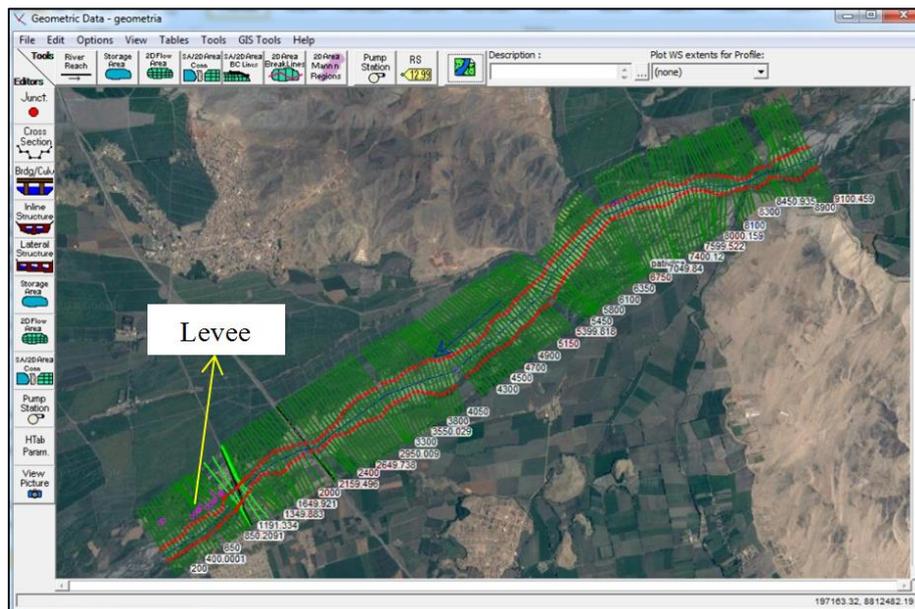


**Figura 39. Creación de las secciones transversales para 1D**

- **Generación de la Geometría.**

Una vez ya en Hec-Ras, lo que se debe hacer es abrir la información que se ha preparado. Lo primero será ir a la ventana de geometría y allá importaremos mediante la opción *File>Import geometry data>Gis format* los archivos. Ahora ya se dispone de todas las secciones y límites necesarios. Para tener unos resultados mejores se ha de revisar todas estas secciones y ajustarlas, si es necesario, ya que puede haber algunas imprecisiones.

También se ha delimitado por donde circula el agua en el modelo, esto se realiza mediante la opción *Levee*. Esta opción permite indicar al programa la cota que ha de superar en un punto el agua para rebosar e inundar el otro lado donde se encuentra el *Levee*. Ajustar la zona de análisis mediante esta opción es muy importante, ya que hay muchos muros de contención y obstáculos en nuestra área y por lo tanto si no se ajustan las secciones mediante esta función, se generarán resultados falsos. Una vez realizados estos ajustes, se obtiene la geometría que permite realizar los cálculos.



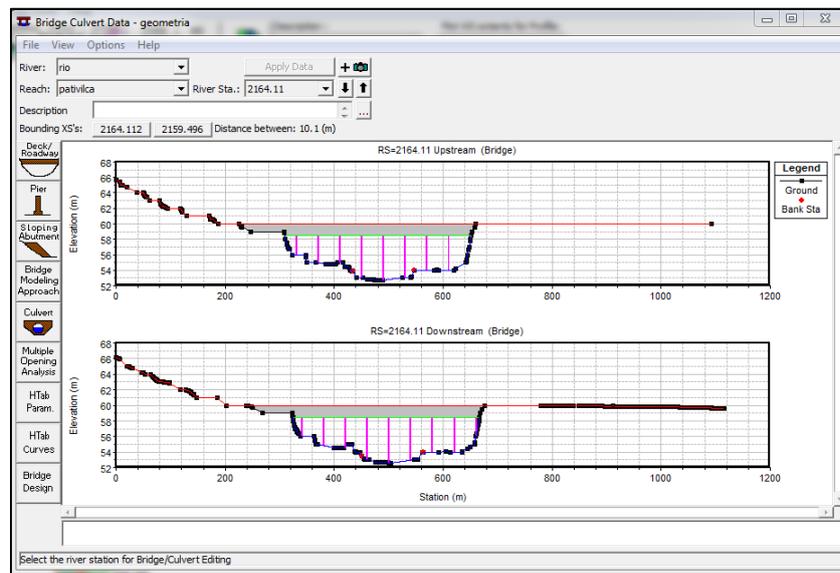
**Figura 40. Importación de la geometría a Hec-Ras para 1D**

Luego se procederá a crear los puentes desde la opción de geometría de Hec-Ras. Se comprobará mediante la simulación 1D que el nivel de agua no alcanza los tableros de los puentes.

Lo primero que se ha de mencionar, es que, debido a la falta de información exacta y fiable respecto a las medidas de los puentes, estas infraestructuras se han creado en el modelo de

una forma aproximada a partir de las mediciones realizadas en la visita a la zona de estudio y de algunos estudios viales complementarios «Mejoramiento del Puente Bolívar-Pativilca Provincia de Barranca –Departamento de Lima».

La creación de los puentes se realizará mediante la opción de Hec-Ras “Create Bridge or culvert” de la ventana de geometría. En esta ventana es necesario indicar tanto las medidas como la cantidad de pilares que tiene cada puente, así como sus tamaños. La Figura 41 muestra la ventana de Hec-Ras donde se han construido los puentes. Los resultados obtenidos se expondrán en el apartado 4.2.2. *Resultados de la modelización de los puentes.*



**Figura 41. Herramienta de Hec-Ras para la creación de puentes**

- **Condiciones de Contorno.**

Con respecto a las condiciones de contorno. Se han aplicado aquellas mencionadas en secciones anteriores, es decir, en la sección de aguas arriba se ha introducido un hidrograma de flujo del río Pativilca y en la última sección aguas abajo se ha aplicado la condición de tirante normal (pendiente del cauce).

- **Simulación.**

Finalmente, una vez creada la geometría e introducidas las condiciones de contorno en el programa, procedemos a ir a la ventana de simulaciones en régimen no permanente para seleccionar qué se han de introducir para intervalos de tiempo de simulación de 120, 60 30 y 10 segundos, e intervalos de salida cada 15 minutos.

### 3.5.6. Calibración del Modelo

El cuerpo de ingenieros de los estados unidos, establece que en el proceso de calibración se acepta una diferencia de 1% en el valor del caudal, como aproximación representativa para el evento, y no se espera necesariamente que coincidan los valores exactamente. La diferencia de altura entre el nivel de agua registrado y el nivel de agua modelado es aceptable en  $\pm 20\text{cm}$ . (Chávez, 2012)

Para la calibración del modelo hidráulico, se tomó una avenida máxima histórica registrada correspondiente al mes enero de 1987 con experiencias de pobladores del lugar se verifico la altura de paso de la avenida de 1.25m.



**Figura 42. Nivel de superficie medido, usado para la calibración del modelo.**

El caudal pico fue de  $345 \text{ m}^3/\text{seg}$  según la serie histórica, seguidamente se tomó del modelo hidrológico el hidrograma correspondiente a un periodo de retorno  $Tr= 5$  años, es el que mejor se ajusta para hacer coincidir el nivel de agua medida con la onda transitada en la modelación del puente Yananpampa.

**Tabla 27. Análisis de sensibilidad del coeficiente de Manning.**

<b>MANNIN G</b>	<b>PROFUNDIDAD MÁXIMA DE SIMULACIÓN(m)</b>	<b>PROFUNDIDAD MEDIDA(m)</b>	<b>ERROR(cm)</b>
0.045	1.3	1.25	5
0.05	1.32	1.25	7
0.053	1.34	1.25	9
0.055	1.35	1.25	10
0.06	1.38	1.25	13
0.065	1.4	1.25	15

FUENTE: Elaboración propia

Se obtuvo un rango de coeficientes de Manning para el cauce del río variando entre 0.045 a 0.065 con los cuales se tiene una variación menor al  $\pm 20$ cm del valor de tirante máximo modelado con el medido en campo, por lo que se consideró un valor intermedio de 0.055 para el presente trabajo.

### **3.7. DETERMINACION DE ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES**

Se realizarán dos tipos de análisis. La primera consiste en analizar y comparar los diferentes resultados mediante un mapa de peligrosidad. Gracias a estos mapas, se verá si los modelos 1D y 2D establecen las mismas zonas peligrosas o si por el contrario algún modelo es menos preciso o menos conservador.

Para ello, se ha generado un mapa donde se puede ver claramente qué zonas son peligrosas. Para determinar qué parámetros indican que una zona es peligrosa, se ha estudiado en función de lo que establece normativa española recogida del *Real Decreto 9/2008*. Esta normativa establece que se considerará que pueden producirse graves daños sobre las personas y los bienes cuando las condiciones hidráulicas durante la avenida satisfagan uno o más de los siguientes criterios:

- a) Que el tirante sea superior a 1 m.
- b) Que la velocidad sea superior a 1 m/s.
- c) Que el producto de ambas variables sea superior a  $0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ .

## IV. RESULTADOS Y DISCUSIONES

### 4.1. MODELO HIDROLÓGICO

#### 4.1.1. Simulación Hidrológica en Hec-Hms

Los hidrogramas simulados producto de la calibración mediante el análisis de sensibilidad de los parámetros de infiltración (véase Anexo 8) fueron realizados en la estación hidrométrica Yananpampa

**Tabla 28. Caudales simulados – Caudales de diseño.**

<b>Tiempo de retorno</b>	<b>Caudal máximo instantáneo (m3/s)</b>	<b>Caudal Simulados* (m3/s)</b>	<b>Error</b>
TR 2 años	221	206.1	1.2
TR 5 años	325.14	324.8	0.3
TR 10 años	401.77	400.9	0.9
TR 25 años	506.24	505.5	0.7
TR 50 años	589.51	589	0.5
TR 100 años	677.28	678	0.7
TR 200 años	769.68	765.8	3.9

(\*) Caudales simulados hasta la estación hidrométrica Yananpampa.

#### 4.1.2. Validación de Resultados

En Tabla 29 se muestra los resultados de la simulación realizada en el HEC – HMS calibrados con los caudales máximos instantáneos en la estación Yananpampa, para diferentes periodos de retorno estos se compararan con los resultados del «*Estudio de Máximas Avenidas en las cuencas de la Zona Centro de la Vertiente del Pacífico – 2010, Autoridad Nacional del Agua* » en el cual se desarrolló un modelo hidrológico de máximas avenidas para la cuenca de Pativilca, los resultados de la modelación se apoyan en el estudio precedente.

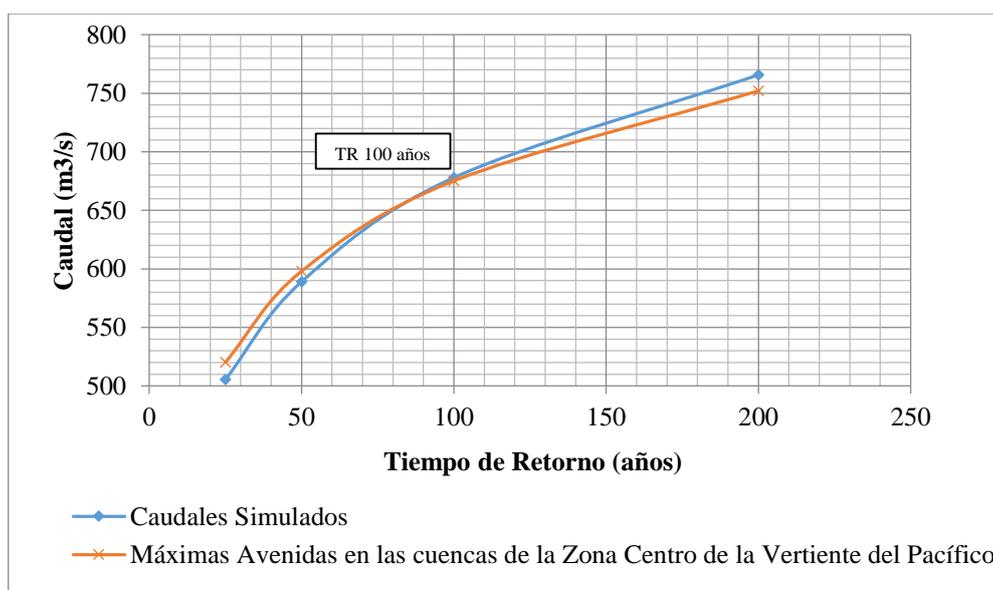
**Tabla 29. Caudales picos simulados.**

Tiempo de Retorno (años)	Caudal Simulados (m <sup>3</sup> /s)	Caudales máximos de referencia (*) (m <sup>3</sup> /s)
TR 25	505.5	520.19
TR 50	589	598
TR 100	678	675.23
TR 200	765.8	752.18

FUENTE: Elaborado con base en ANA (2010)

(\*) Caudales máximos a nivel del valle presentados en el “*Estudio de Máximas Avenidas en las cuencas de la Zona Centro de la Vertiente del Pacífico*”.

Adicionalmente en la *Figura 43* se muestra los resultados del modelo hidrológico actual frente al del «*Estudio de Máximas Avenidas en las cuencas de la Zona Centro de la Vertiente del Pacífico*».



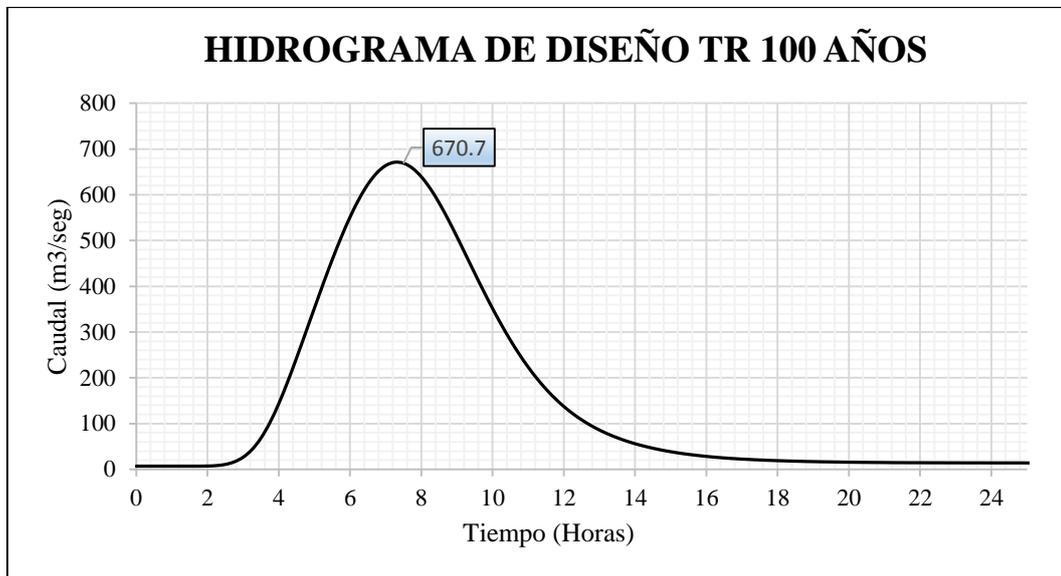
**Figura 43. Caudales simulados vs Caudales de referencia**

El grado de incertidumbre de los caudales picos aumenta a medida que aumentan los periodos de retorno, sin embargo, los resultados de la simulación vs los resultados del estudio de referencia tienen una correlación de 98 %.

#### 4.1.3. Hidrograma de Diseño

Se estableció el periodo de retorno de retorno para el control de inundaciones para tiempos de retorno de 100 años (De acuerdo a lo establecido el ítem 2.3.1| del capítulo II).

Después del análisis de máximas avenidas, se ha transitado al punto de ingreso de la condición de borde donde se ha generado el hidrograma sintético, en la Figura 44 y la Tabla 30 se muestra los valores y el hidrograma resultante para el periodo de retorno mencionado respectivamente.



**Figura 44. Hidrograma sintético en el punto de interés para T=100 años.**

**Tabla 30. Hidrograma sintético en el punto de interés para Tr=100 años.**

<b>Tiempo (Horas)</b>	<b>TR 100 Años</b>
0	6.9
0.25	6.9
0.5	6.9
0.75	6.9
1	6.9
1.25	6.9
1.5	6.9
1.75	6.9
2	7.2
2.25	8.1
2.5	10.7
2.75	16.3
3	26.5
3.25	43.4
3.5	68.4
3.75	102.2
4	143.9

...continuación

4.25	191.8
4.5	243.8
4.75	297.9
5	352.4
5.25	406.2
5.5	458
5.75	506.7
6	551.1
6.25	590.1
6.5	622.6
6.75	647.4
7	663.6
7.25	670.7
7.5	668.6
7.75	657.8
8	639
8.25	613.3
8.5	581.8
8.75	546.1
9	507.7
9.25	467.9
9.5	427.9
9.75	388.7
10	351
10.25	315.3
10.5	282
10.75	251.2
11	223.2
11.25	197.8
11.5	175.1
11.75	155
12	137.2
12.25	121.6
12.5	108
12.75	96.1
13	85.7
13.25	76.7
13.5	68.8

...continuación

13.75	61.9
14	55.8
14.25	50.6
14.5	46
14.75	41.9
15	38.4
15.25	35.3
15.5	32.6
15.75	30.3
16	28.2
16.25	26.4
16.5	24.8
16.75	23.5
17	22.3
17.25	21.3
17.5	20.4
17.75	19.6
18	18.9
18.25	18.3
18.5	17.7
18.75	17.2
19	16.8
19.25	16.4
19.5	16.1
19.75	15.8
20	15.5
20.25	15.3
20.5	15.1
20.75	14.9
21	14.8
21.25	14.6
21.5	14.5
21.75	14.4
22	14.4
22.25	14.3
22.5	14.3
22.75	14.2
23	14.2
23.25	14.1
23.5	14.1
23.75	14.1
24	14

FUENTE: Elaboración propia

## 4.2. MODELACIÓN HIDRAULICA 2D

Se ha dado mucho énfasis en la obtención de los parámetros más adecuados, especialmente a encontrar el intervalo de tiempo de simulación y el tamaño de malla computacional pues está directamente relacionado a la estabilidad y convergencia de los resultados para el hidrograma de diseño TR=100 años.

La simulación se realiza sobre un total de 24 horas, tiempo suficiente para poder ver la crecida y decrecida del río Pativilca. El pico del hidrograma para TR=100 años se produce a los 26 100 segundos (7.25 horas) del inicio del evento. La información de salida está construida a partir de un hidrograma de 15 minutos.

### 4.2.1. Estabilidad del Modelo

- **Intervalo de tiempo y tamaño de malla**

Con respecto al tiempo de simulación, el parámetro de mayor importancia para obtener unos resultados estables, se buscó el tiempo óptimo en relación al tamaño de celda. Se probó con celdas de 10 metros y 8 metros a medida que disminuye el tamaño de celda aumenta el requerimiento computacional. Así pues, se construyeron una serie de modelos auxiliares y se simularon para diferentes intervalos de tiempo de simulación. Las simulaciones que se han realizado se pueden observar en la *Tabla 31*.

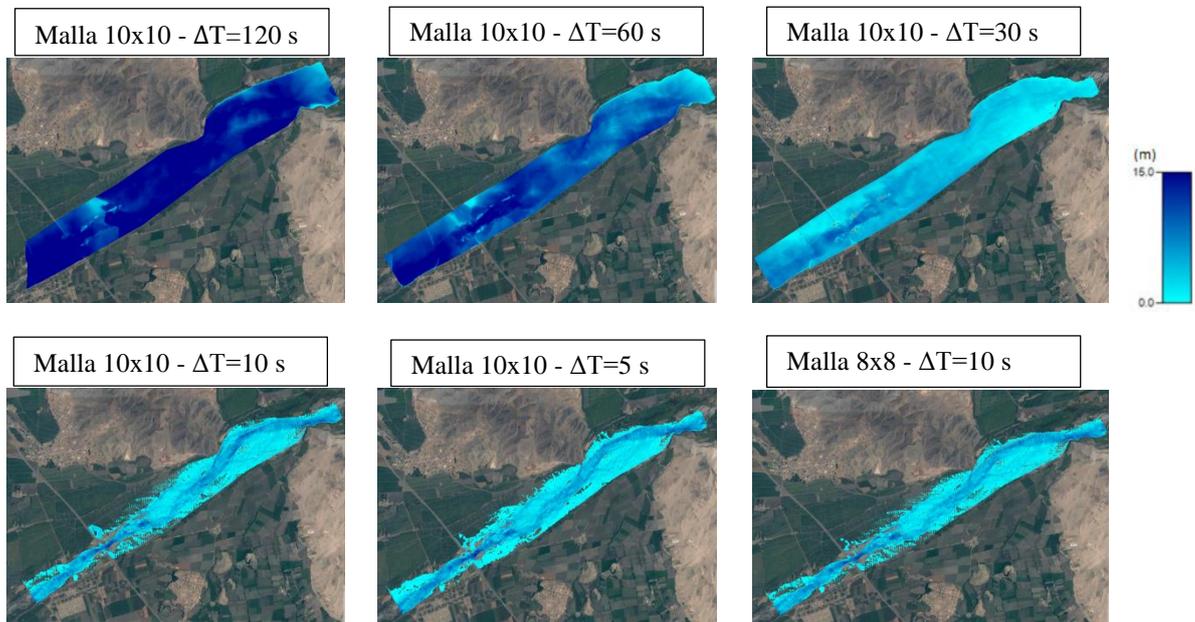
**Tabla 31. Parámetros del intervalo de simulación en relación al tamaño de malla**

Tamaño de la celda (m)	Intervalo del tiempo de simulación (segundos)	Duración de la ejecución del programa (horas:minutos:segundos)	Estabilidad
10x10	120	00:05:27	INESTABLE
10x10	60	00:10:36	INESTABLE
10x10	30	00:29:20	INESTABLE
10x10	10	01:20:56	ESTABLE
10x10	5	01:43:51	ESTABLE
8x8	10	01:19:14	ESTABLE

FUENTE: Elaboración propia

Algunas de estas simulaciones, por ejemplo, para una celda de tamaño 10x10 metros, con un intervalo de simulación de 120 segundos, se puede comprobar rápidamente observando la mancha de inundación, que el resultado es completamente inestable, ya que se inundan zonas que no deberían estar inundadas y proporcionan unos niveles de agua y caudales muy elevados. También hay que tener en cuenta que la celda de 8x8 metros necesita unos tiempos

de ejecución del programa mucho más elevados que la celda de 10x10 metros, lo que también resultó algo muy negativo. En la *Figura 45* se puede ver algunas de estas manchas de inundación para diferentes intervalos de simulación y diferentes tamaños de celda y descartar aquellas totalmente inestables.



**Figura 45. Manchas de inundación por intervalo de tiempo de simulación ( $\Delta T$ )**

- **Factor de ponderación implícita Theta( $\Theta$ )**

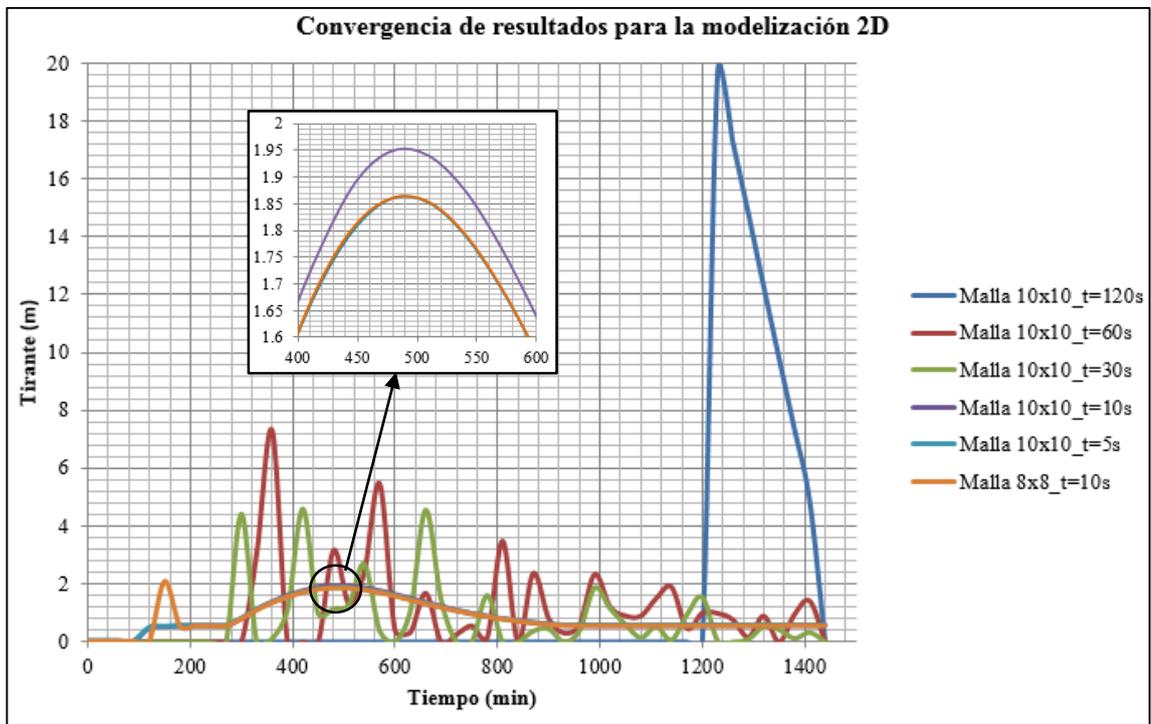
Se sugiere trabajar con un valor Theta de 1.0, y luego, cuando el modelo se estabilice, reducir el valor a 0.6 como sea posible, en el caso del modelo del Rio Pativilca se estabilizó el modelo con un valor de Theta( $\Theta$ )=0.95.

#### 4.2.2. Convergencia de Resultados

Para determinar la convergencia de resultados se analizó los diferentes modelos en función de una gráfica que relaciona el nivel de agua con el tiempo en un punto de control. Este punto de control que se ha utilizado es denominado “Punto 1”, cuya ubicación es en el extremo izquierdo del puente Pativilca, como se visualiza en la *Figura 55* del *Item 4.4*.

El objetivo de esta gráfica es comprender cómo varía el tirante, para cada intervalo de tiempo, y analizar a partir de qué tiempo de simulación estos resultados ya son prácticamente iguales y los niveles máximos no aumentan o disminuyen y que por lo tanto una reducción del tiempo de simulación o variación del tamaño de malla no tiene ningún efecto sobre los

niveles de agua que se obtienen. La *Figura 46* y la *Tabla 32* muestran los resultados que se han obtenido en este punto de control.



**Figura 46. Convergencia de resultados para la modelación 2D**

**Tabla 32. Tirantes máximos según el intervalo de tiempo de simulación**

Tamaño de la celda (m)	Intervalo del tiempo de simulación (segundos)	Tirante máximo (m)	Incremento de tiempo después del inicio de la simulación, en la que se produce el máximo
10x10	120	19.68	1230 min / 20 horas 30 min
10x10	60	7.27	360 min / 6 horas
10x10	30	4.61	420 min / 7 horas
10x10	10	1.95	480 min / 8 horas
10x10	5	1.86	480 min / 8 horas
8x8	10	1.86	480 min / 8 horas

FUENTE: Elaboración propia

Consideramos una precisión del tirante en centímetros, que es con lo que se está trabajando para el desarrollo del modelo y proporcionar resultados, se puede considerar que los resultados son iguales a partir de un intervalo de tiempo de simulación de 5 segundos para celdas de 10x10 metros y de 10 segundos para celdas de 8x8 metros.

Finalmente, con todos estos datos, se ha seleccionado un intervalo de tiempo de 5 segundos y una malla de celdas de 10x10 metros, ya que no se dispara tanto el tiempo de ejecución

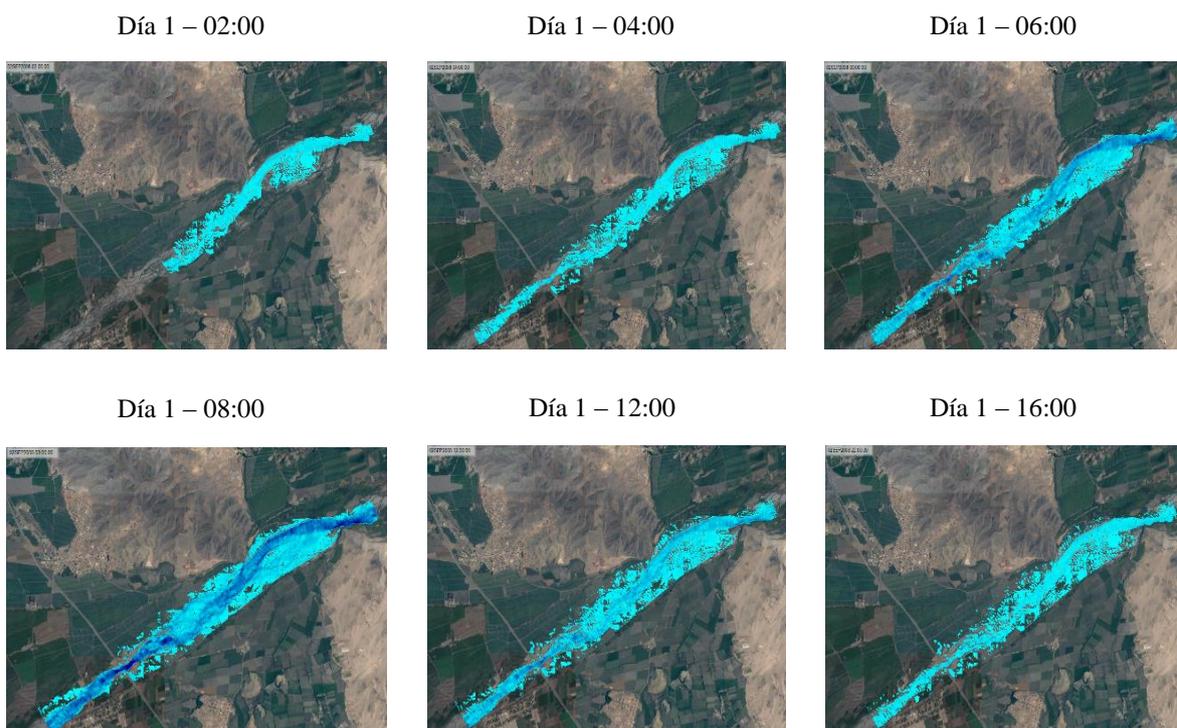
del programa. Con todos estos parámetros mencionados, se asegura estabilidad para el modelo y la convergencia de resultados.

#### 4.2.3. Mapa de Tirantes y Velocidades

- **Mapa de tirantes para la simulación 2D para  $T_r=100$  años**

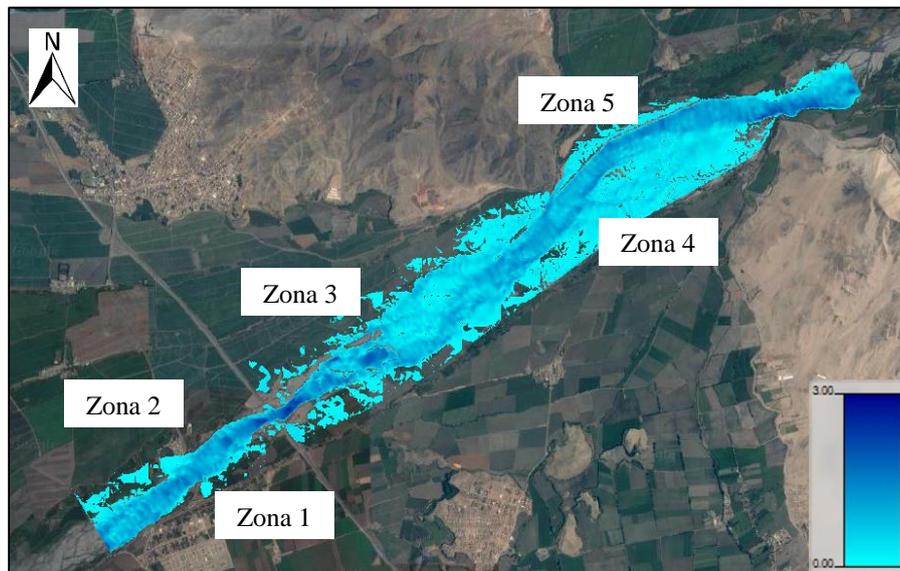
Una vez ya disponemos de los parámetros adecuados y todos los datos necesarios para ejecutar el modelo, podemos realizar la simulación.

De los resultados se puede hacer un análisis temporal de la evolución del paso del hidrograma puesto que la simulación está realizada en régimen no permanente, por lo que se tiene acceso a la secuencia de inundación cada para cada intervalo de tiempo, la *Figura 47* muestra en detalle los niveles máximos de agua para diversos momentos de tiempo del desarrollo del cálculo.



**Figura 47. Secuencia temporal de inundación para  $T_r=100$  años**

Existen zonas inundables en ambos lados del cauce del río, la *Figura 48* muestra los resultados del nivel de agua para  $T=100$  años que alcanzara en el tramo de estudio.



**Figura 48. Nivel máximo de agua sobre el MDT tratado ( $T_r=100$  años)**

Como se puede visualizar, la margen izquierda de la zona baja del río Pativilca colindante con el asentamiento humano Nuevo Porvenir (Zona 1) se inunda parcialmente debido a que las viviendas están cubriendo parte del lecho fluvial en las inmediaciones del Puente Bolívar.

En la margen derecha de la zona baja del río Pativilca (Zona 2), se encuentra el centro poblado *Simón Bolívar* se puede comprobar que se inunda parcialmente y aguas abajo centro poblado los muros cumplen la función de protección.

Por otro lado, las zonas que quedan detrás de los accesos de la carretera en la margen derecha del río aguas arriba del puente Pativilca (Zona 3) quedan libres de agua. En la zona 4 podemos ver que el agua cubre en su totalidad el lecho inundable. Esto es posible ya que en esta zona no hay dique de protección, y la única protección que hay es una elevación natural del terreno, por lo tanto, en caso de una gran avenida parte del agua puede inundar dicha zona, no obstante, al tratarse de una zona destinada a agrícola el daño es menor que si se tratase de una zona urbana.

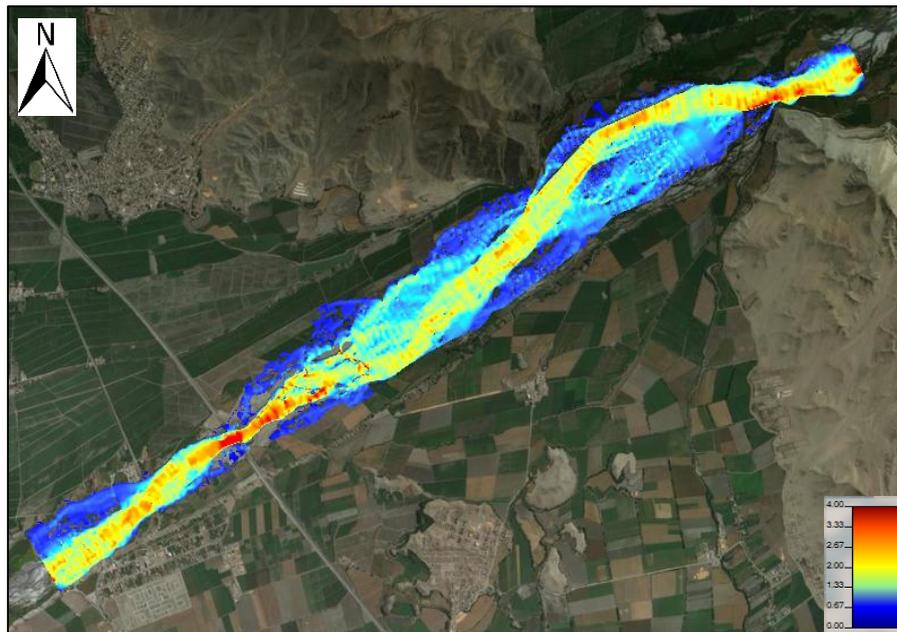
Con respecto a la zona 5, podemos ubicar el muro de contención si bien hay desbordes es por la apertura de la compuerta en la parte inicial y no por un exceso de nivel sobre la altura del muro.

- **Mapa de velocidades para  $Tr=100$  años**

Con respecto a las velocidades de esta zona, la *Figura 49*, muestra las velocidades que se producen y las direcciones de éstas. Una de las grandes ventajas relativas al cálculo de velocidades es que cuándo modelamos en 2D se pueden visualizar los vectores de dirección de la velocidad.

Así pues, los resultados serán mucho más realistas, especialmente en la zona de la planicie de inundación, ya que como vemos en estas zonas los vectores no van en la dirección del cauce del río. Es decir, en esta zona la dirección del agua es lateral y perpendicular al cauce. Este tipo de análisis únicamente es posible realizarlo sobre un modelo bidimensional. En la zona del cauce la dirección dominante es la que sigue el río.

Finalmente, como se esperaba, las velocidades son mucho mayores en la zona del cauce, ya que se tienen mayores profundidades y mayores pendientes, y en la zona de la planicie las velocidades son muy bajas, ya que hay muy poca pendiente y profundidad.



**Figura 49. Velocidades del agua sobre el MDT tratado ( $Tr=100$  años)**

### 4.3. MODELACIÓN HIDRÁULICA 1D

En este caso, al ser un modelo unidimensional, se requiere menos tiempo para realizar cada simulación, por lo tanto, se podría reducir mucho el tiempo de simulación y aun así finalizar la simulación en pocos minutos.

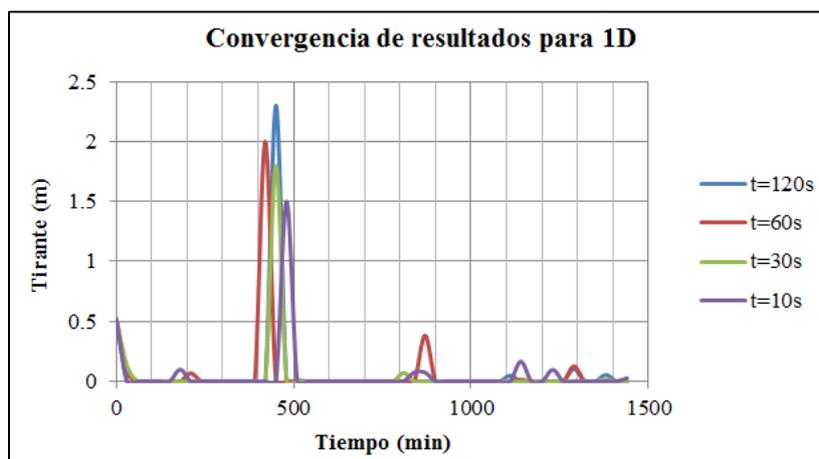
Esto facilita mucho el trabajo de comparación entre los diversos modelos. Tal y como se ha comentado, el hecho que más difiere con respecto a los modelos 2D, es que ahora los tiempos de ejecución del programa son del orden de minutos mientras que en el 2D eran de horas. La *Tabla de 33* muestra las simulaciones que se han realizado.

**Tabla 33. Parámetros del intervalo de simulación para 1D**

Intervalo del tiempo de simulación	Duración de la ejecución del programa	Estabilida d
120 segundos	1 minuto 2 segundos	Inestable
60 segundos	1 minuto 41 segundos	Inestable
30 segundos	1 minuto 37 segundos	Inestable
10 segundos	1 minuto 45 segundos	Inestable

FUENTE: Elaboración propia

Al igual que para el modelo bidimensional, se analizará qué es lo que sucede y cómo varían los niveles de agua a lo largo del tiempo para un punto de control (el mismo punto que para el modelo 2D). La *Figura 50* muestra esta gráfica que relaciona el nivel de agua con el tiempo para el punto de control.

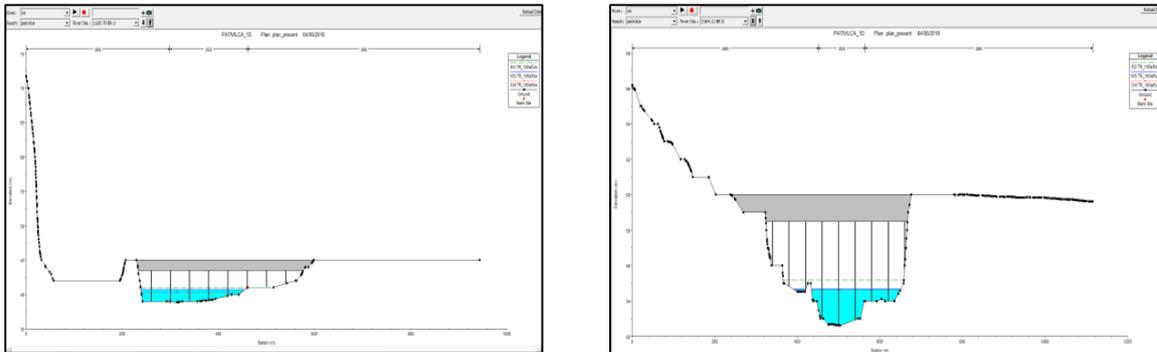


**Figura 50. Convergencia de resultados para la modelación 1D**

En este caso, se puede comprobar que para los tiempos de simulación que se han probado, todos los resultados son inestables. El valor máximo entre los modelos es muy variable. Para los resultados se ha optado por utilizar un intervalo de tiempo de 10 segundos.

## ▪ MODELIZACIÓN DE LOS PUENTES

En este ítem se analizará, si el caudal de diseño planteado inicialmente para un periodo de retorno de 100 años sobrepasa los tableros de ambos puentes, es decir se analizan los niveles de agua en las zonas de los puentes. (Véase *Figura 51*).

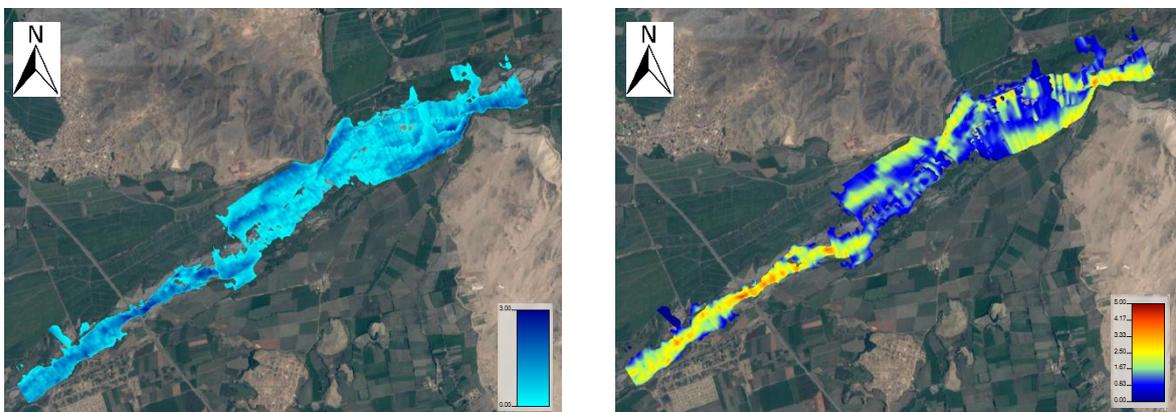


**Figura 51. Niveles de agua en los puentes  $Tr=100$  - Ponte Bolívar (izquierda) y Ponte Pativilca (derecha).**

Los resultados nos muestran que, efectivamente, el nivel de agua es inferior a la cota donde se sitúa el tablero. Así pues, los tableros no tienen ninguna interferencia con el agua durante la crecida del río. La única interferencia la producen sus pilares.

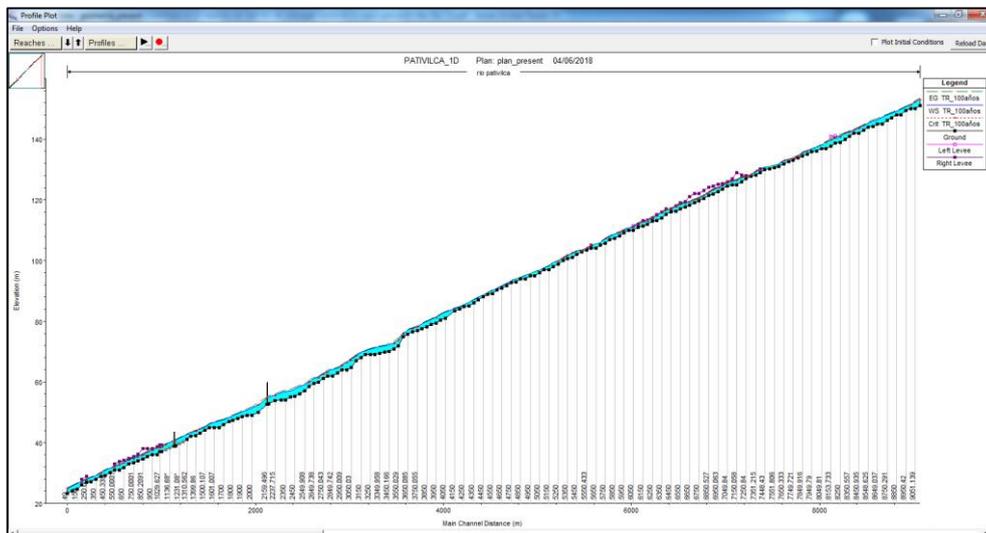
### 4.3.1. Mapa de Tirantes y Velocidades

Se han obtenido unos resultados para la mancha de inundación muy similares a los que se tiene en la simulación bidimensional. Las velocidades mayores se producen en la zona del cauce del río y las menores en las zonas más planas, sin embargo, en zonas planas de llanura inundable arroja resultados más inestables. (Véase *Figura 52*)



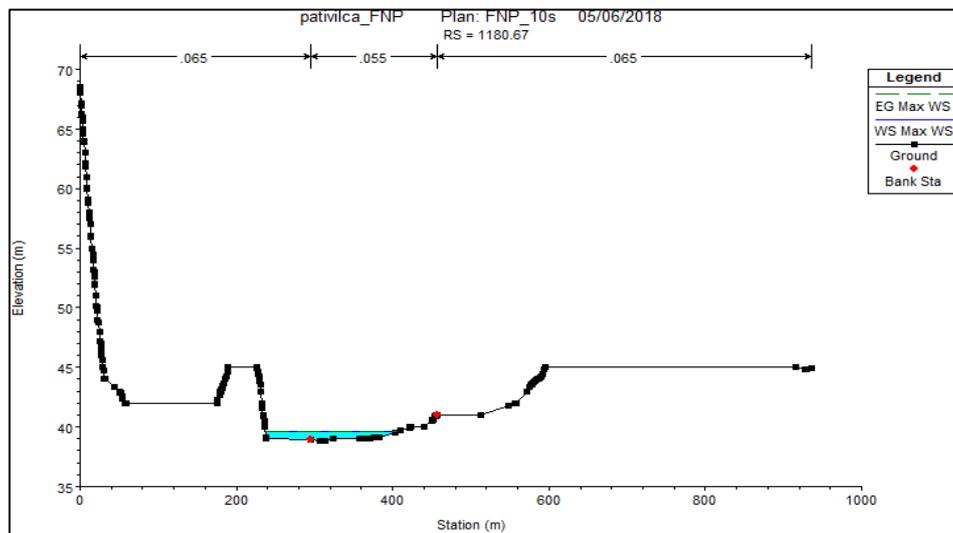
**Figura 52. Tirante máximo (izquierda) y la velocidad máxima (derecha) para  $Tr=100$  años en el modelo 1D**

Otro resultado interesante que se puede analizar cuando se realiza un modelo 1D, es el perfil del río Pativilca. Como se puede ver en este perfil el agua no supera el nivel de los *Levees* que se han puesto, lo que verifica que el agua no supera el muro de protección. La *Figura 53* muestra el perfil del río con los niveles máximo de agua.



**Figura 53. Perfil del río Pativilca para TR=100 años**

Otro resultado que permite el modelo 1D, es la visualización de cada una de las secciones transversales que se han desarrollado y ver qué nivel de agua tienen en cada instante de tiempo. Como ejemplo, la *Figura 54* muestra el tirante máximo para la sección 1180.67. Finalmente, hay que recordar que el análisis se ha realizado en régimen no permanente por lo que se tiene acceso al comportamiento de este perfil y de las secciones en intervalos de 120 segundos.

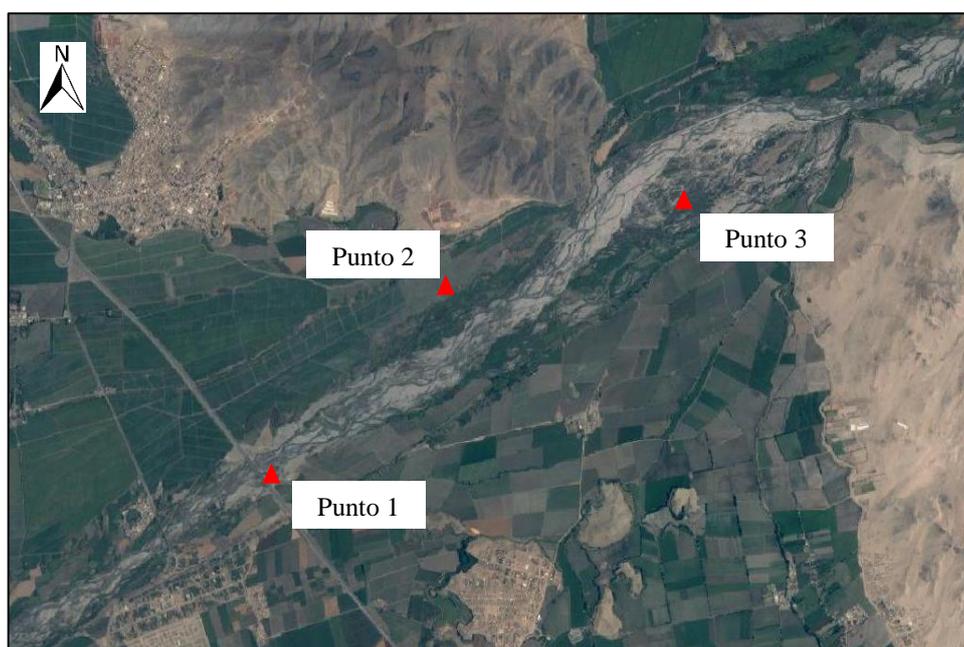


**Figura 54. Tirante máximo para la sección 3752.607**

#### 4.4. COMPARACIÓN DE LA MODELACION 1D Y 2D

El objetivo de realizar ambas modelaciones es comparar los resultados donde se analizará en profundidad si los mayores tiempos de simulación que requiere la simulación 2D compensan con respecto a los resultados que se obtienen en el modelo 1D.

El segundo análisis que se ha realizado, consiste en seleccionar una serie de puntos que permitan comprender como se comporta el agua en cada modelo. La *Figura 55* recoge qué puntos se han seleccionado. Algunos pertenecen al cauce del río y otros a la planicie de inundación.



**Figura 55. Mapa de ubicación de los puntos de análisis**

- **Punto 1 – Sección 2164.1**

Este punto está localizado en el cauce del río a la margen izquierda del río Pativilca (sentido de aguas arriba a aguas abajo), en la sección donde se ubica Puente Pativilca. Aguas abajo se encuentran zonas de cultivo y un asentamiento humano y un centro poblado, representando un peligro para las personas e infraestructuras.

En la *Figura 56* y la *Tabla 34*, se analiza los tirantes máximos que se alcanzarán y en qué momento sucede el pico de agua.

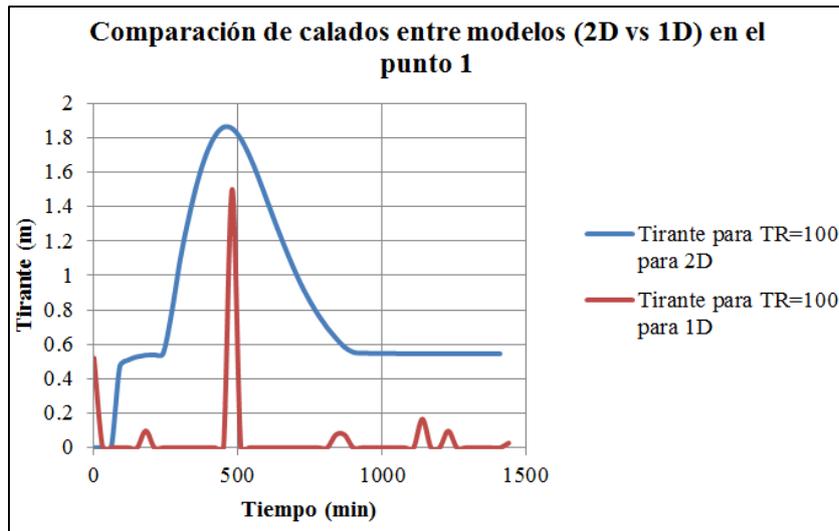


Figura 56. Tirantes en el punto 1 para los 2 modelos

Tabla 34. Tirantes máximos en el punto 1

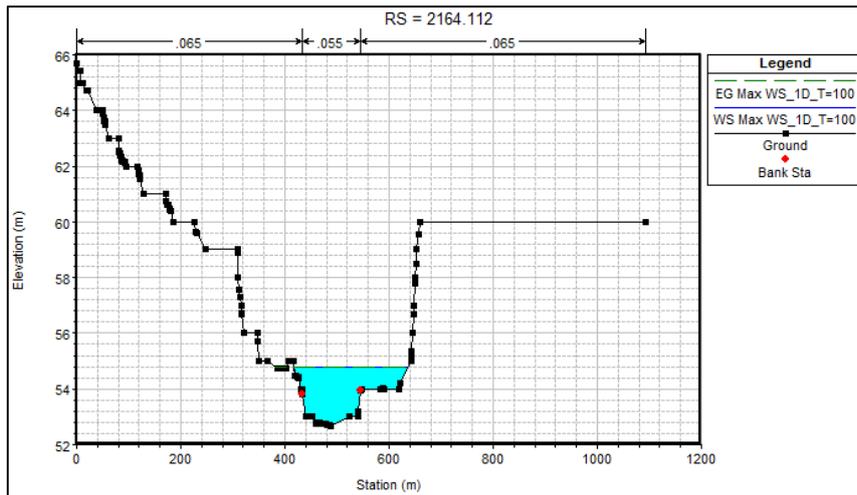
Tipo de modelización	Tiempo de retorno (años)	Tirante máximo (m)	Incremento de tiempo, después del inicio de la simulación ,en el que se produce el máximo
2D	100	1.86	450 min / 7 horas 30 minutos
1D	100	1.5	480 min / 8 horas

FUENTE: Elaboración propia.

Tal y como se puede ver en la *Tabla 34*, para un periodo de retorno de  $T=100$  años el nivel máximo de agua es 1.86 metros y se produce 7 horas y 30 minutos después del inicio de la simulación.

Para  $Tr=100$  años, los resultados del modelo 2D son diferentes al del modelo 1D. Existe una reducción aproximada del nivel máximo de agua del 19.4% con respecto al modelo 1D. Esta variación de los niveles máximos, esto se debe a la complejidad de la zona de la planicie de inundación, y que el modelo 2D simula con una gran precisión, ya que se adapta mejor a la topografía del terreno, pero que en cambio el modelo 1D no es capaz de simular correctamente.

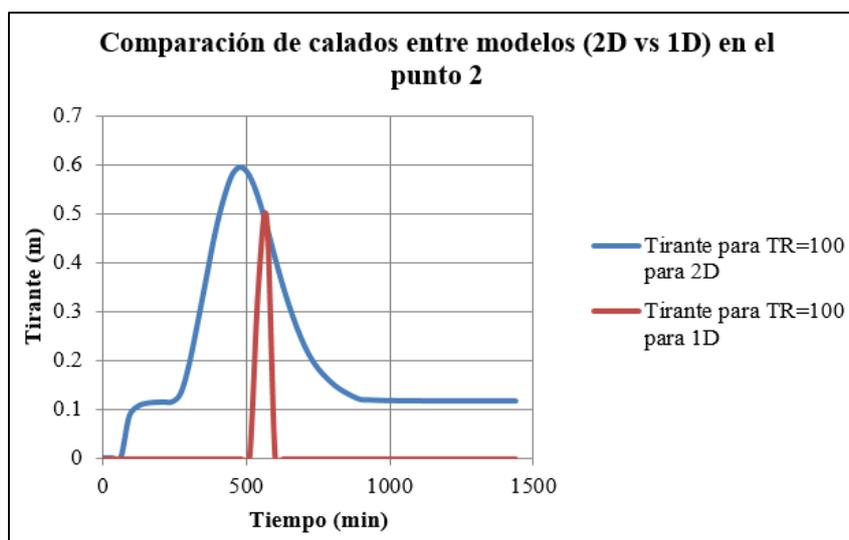
Finalmente, el modelo 1D también nos permite la visualización del nivel de agua en la sección donde está ubicado este punto. La *Figura 57* muestra la forma de la sección donde está ubicado el punto de análisis y sus respectivos niveles de agua.



**Figura 57. Nivel de agua para la sección 2164.1**

▪ **Punto 2 – Sección 4800**

Este punto está ubicado en la zona de la planicie de inundación, pero más al norte que el punto anterior en la margen derecha del río Pativilca (sentido de aguas arriba a aguas abajo). El Punto 2, es un punto elevado localmente, es decir, está rodeado de zonas más bajas. Por lo tanto, tal y como se puede comprobar los niveles máximos de agua para T=100 años son de 1.62 metros. En condiciones regulares esta zona prácticamente no se inunda ya que el agua no alcanza este punto porque la cota del terreno está más elevada que las zonas colindantes.



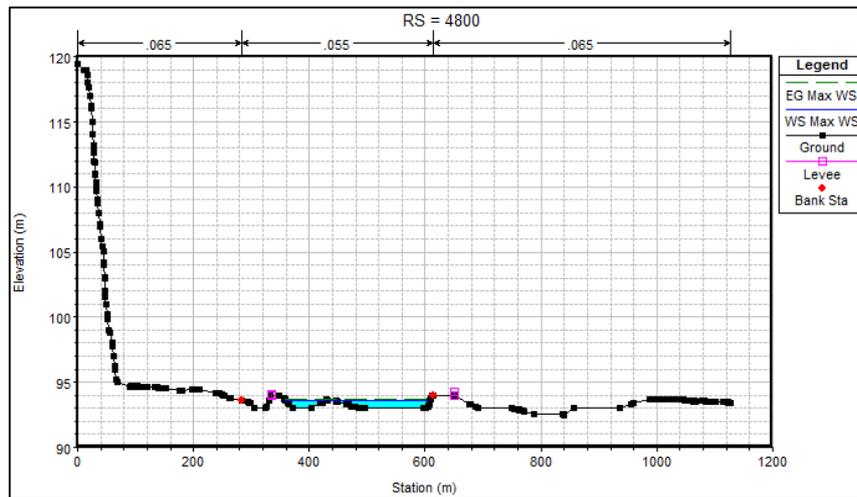
**Figura 58. Tirantes en el Punto 2 para los 2 modelos**

**Tabla 35. Tirantes máximos en el Punto 2**

Tipo de modelización	Tiempo de retorno (años)	Tirante máximo (m)	Incremento de tiempo, después del inicio de la simulación ,en el que se produce el máximo
2D	100	0.59	480 min / 8 horas
1D	100	0.49	570 min / 9 horas y 30 minutos

Para  $T_r=100$  años, el comportamiento temporal de los niveles de agua es muy similar al del punto 1. El valor máximo del agua lo proporciona el modelo 1D, el modelo 2D registra un valor mayor con un aumento de aproximadamente de un 17.3%.

Se puede visualizar en la *Figura 59*, para el modelo 1D, la sección transversal y sus respectivos niveles de agua para la sección que contiene el Punto 2.



**Figura 59. Niveles de agua en la sección 4800**

▪ **Punto 3 – Sección 6550**

Este punto también está ubicado en la zona de la planicie de inundación más cercana al cauce, pero más al norte que el punto anterior en la margen izquierda del río Pativilca (sentido de aguas arriba a aguas abajo). Con esto se busca analizar otro punto con unas características similares es tratar de establecer si existe algún patrón de comportamiento para cada uno de los modelos en función de la zona donde se encuentra ubicado.

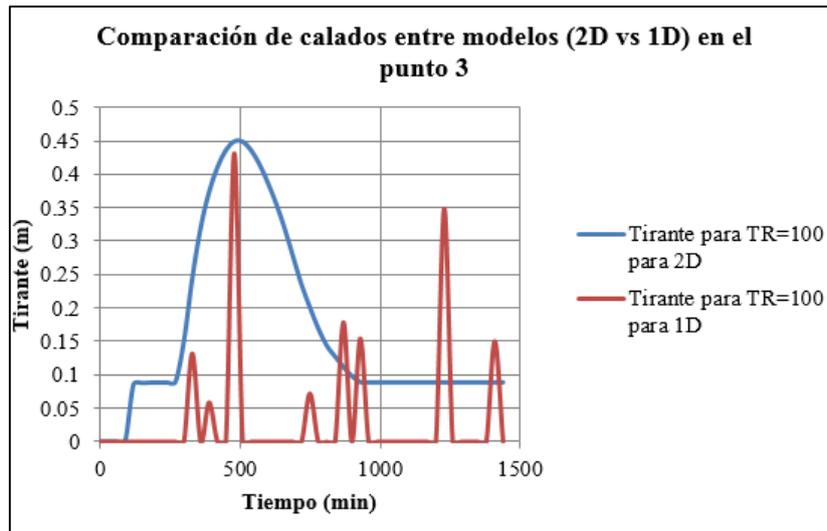


Figura 60. Tirantes en el punto 3 para los 2 modelos

Tabla 36. Tirantes máximos en el punto 3

Tipo de modelización	Tiempo de retorno (años)	Tirante máximo (m)	Incremento de tiempo, después del inicio de la simulación ,en el que se produce el máximo
2D	100	0.45	480 min / 8 horas
1D	100	0.43	480 min / 8horas

Para un tiempo de retorno de  $T=100$  años, se alcanzarán unos niveles de agua de 0.45 metros. En este punto seguimos con el patrón de los puntos anteriores. El mayor nivel de agua lo proporciona la simulación 2D y los menores la simulación 1D. En este caso la reducción entre ambos modelos es de un 4.4 %.

De igual manera que en los otros puntos, se puede ver la sección transversal y sus niveles de agua para el caso de la simulación 1D en la sección donde se ubica el punto estudiado.

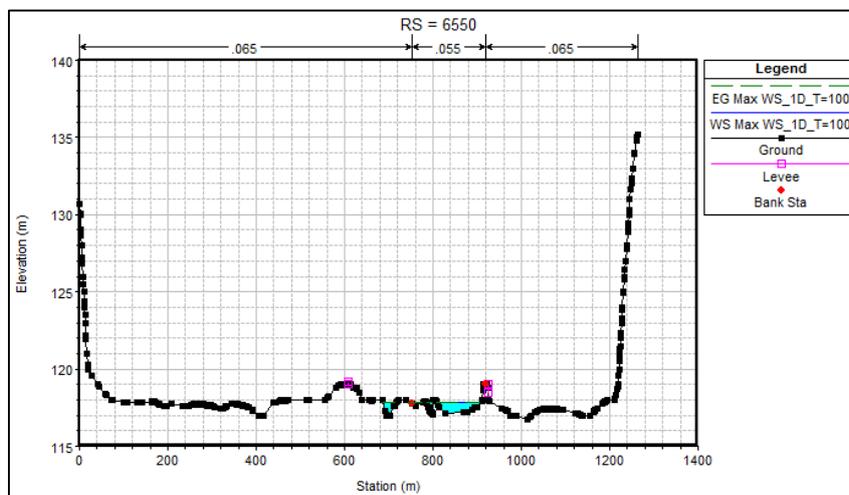
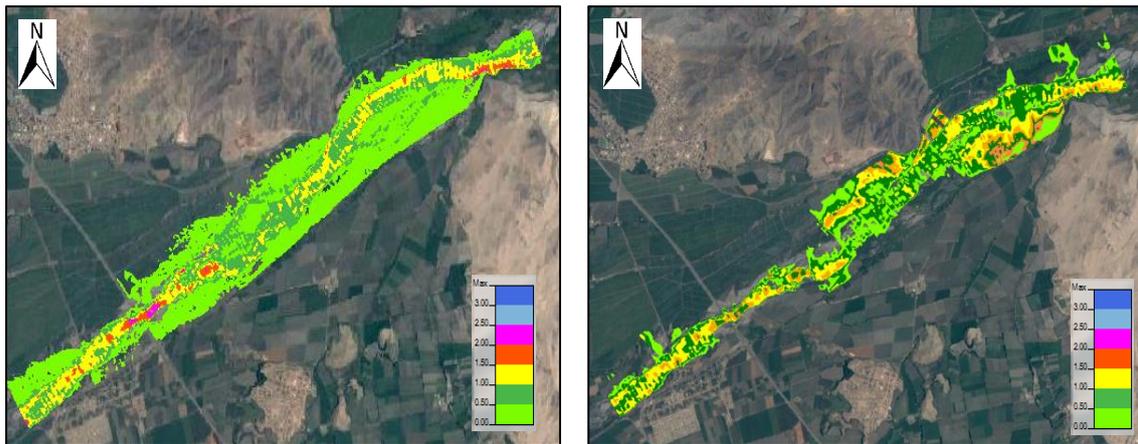


Figura 61. Niveles de agua en la sección 6550

## 4.2. DETERMINACION DE ZONAS VULNERABLES A INUNDACION

### 4.2.1. Análisis de los Mapas de Tirantes Discretizados

Estos planos se han discretizado por intervalos de colores, según el valor del tirante. El color verde indica que el tirante está por debajo de 1 y que por lo tanto la zona no es peligrosa (criterios recogidos en el capítulo III ítem 3.7). La *Figura 62* muestra los diferentes planos de tirantes que se han obtenido para cada simulación.



**Figura 62. Mapa de tirantes discretizados 2D (izquierda) y 1D (Derecha)**

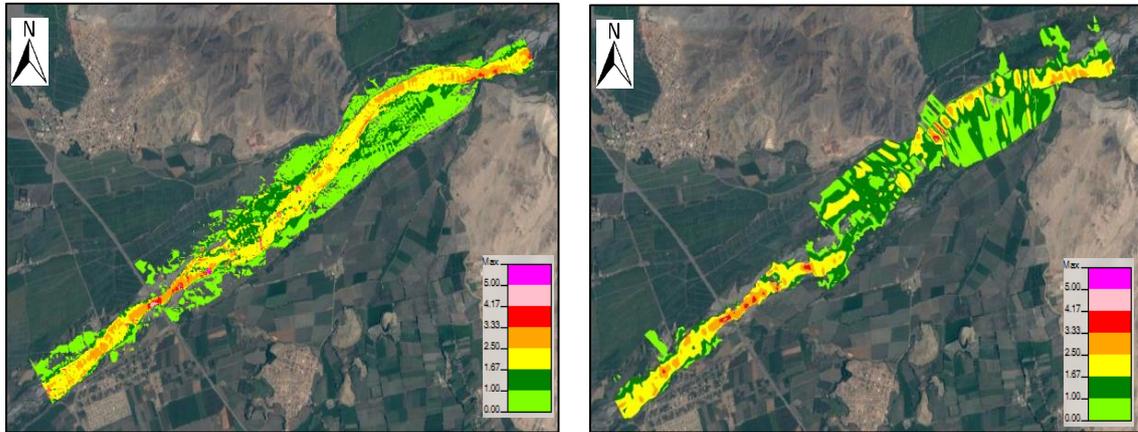
Para el tiempo de retorno de  $Tr=100$  años, los dos modelos tienen en común que los tirantes son mayores en las zonas relativas al cauce principal del río y que estos tirantes decrecen a medida que nos alejamos de estas zonas y nos acercamos a la planicie de inundación.

La zona de la planicie de inundación situada en el margen derecha del río, según los 2 modelos, es el área donde podemos encontrar mayores áreas sin peligro, es decir zonas representadas utilizando el color verde. En la parte Nor-Este (en el margen derecho) los tirantes son mayores para el modelo 1D siendo este más inestable.

Por otro lado, para  $TR=100$  años, los resultados relativos a la zona del cauce del río son similares y difieren más a medida que nos alejamos. El modelo 1D aporta unos resultados muy diferentes y que no parecen coherentes. El agua se irá desplazando e irá inundando las zonas y los caminos que se encuentran a una cota inferior. Este proceso de inundación es completamente bidimensional y el modelo 1D no lo simula adecuadamente.

#### 4.1.2. Análisis de los Mapas de Velocidades Discretizados

La *Figura 63* muestra el respectivo plano de velocidades, también discretizados con los mismos valores, pero el valor verde representa que las velocidades en esa zona son menores a 1m/s.



**Figura 63. Mapas de velocidades discretizados 2D (izquierda) y 1D (derecha)**

Con respecto a las velocidades, de igual manera que en el modelo anterior, se puede apreciar que las zonas de color verde son aquellas zonas que tienen un valor de velocidad menor a 1m/s y que por lo tanto no presentan peligro.

Para un periodo de retorno de 100 años, todos los modelos de velocidades determinan que en la zona de la planicie de inundación las velocidades son muy bajas y que en la mayor parte de esta zona el peligro no es elevado. Los resultados entre los modelos 2D y 1D difieren en el margen derecho superior del río y en el sector medio, en concreto, en toda la frontera entre el cauce principal del río y la llanura de inundación. Así pues, en esta zona los resultados más precisos para la velocidad, los arroja el modelo completamente desarrollado en 2D.

## V. CONCLUSIONES

- Se construyó un hidrograma de diseño para TR 100 años con un caudal pico de 670.7 m<sup>3</sup>/seg, el cual se obtuvo por medio del modelo hidrológico HEC-HMS.
- La geometría del cauce ha sido generada en base a la topografía de la zona de estudio en un tramo de 10 km desde el centro poblado Simón Bolívar hasta el sector de la estación, se considera como condición de borde aguas abajo la pendiente media del cauce 0.0142 m/m y como condición de borde aguas arriba el hidrograma de diseño construido TR 100 = 670.7 m<sup>3</sup>/seg.
- De acuerdo al modelación 1D y 2D se concluye para el caso del río Pativilca que el modelo 2D representa mejor el proceso físico de avenidas en el cauce y las llanuras de inundación a diferencia del modelo 1D que no logra representar los flujos laterales en llanuras de inundación.
- Los resultados del modelo 2D proporcionan los perfiles de tirantes, velocidades y esfuerzos cortantes en el tramo de estudio.
- De acuerdo a los mapas discretizados de tirantes y velocidades se determinó que para un caudal circulante extraordinario asociado a TR=100 años el área de afectación de 93.84 hectáreas que son predios agrícolas en su mayoría que ocupan el lecho inundable en ambas márgenes del río Pativilca, en el tramo de estudio existe afectación urbana parcial cercanas Al centro poblado Simón Bolívar (margen derecha) y el asentamiento humano Nueva Esperanza (margen izquierda), sin embargo en ambos casos los valores de tirantes y velocidades no sobrepasan las condiciones hidráulicas para considerarlas como zonas de peligro según la normativa española recogida del *Real Decreto 9/2008 “Reglamento del Dominio Público Hidráulico”*

## **VI. RECOMENDACIONES**

- En cuanto al modelamiento hidrológico el principal limitante es la fiabilidad de los datos de entrada, se sugiere tomar información de estaciones automáticas o productos satelitales de precipitación con registros horarios sobre todo para el diseño de tormentas y lluvias máximas de 24 horas.
- Se recomienda la instalación de una estación limnométrica que tome datos de caudales horarios para generar la curva Altura (h) – Caudal (q) que servirá para la validación del modelo hidráulico e hidrológico.
- Se recomienda realizar un análisis de sensibilidad al modelo 1d teniendo en cuenta diversas topografías así como realizar el análisis de sensibilidad a los parámetros de estabilización del modelo.

## VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANA (Autoridad Nacional del Agua). 2010. Estudio de Máximas Avenidas en las cuencas de la zona centro de la vertiente del Pacífico. Lima, Perú, 185 p.
- Aparicio, F. 1994. Fundamentos de Hidrología de Superficie. 1 ed, 507 p.
- Ayala, J. 2014. Modelamiento Hidráulico Bidimensional, para la determinación de Planos de Inundación de Quillacollo - Cochabamba - Bolivia. Tesis. Mg. UMSS. San Simón, Bolivia. 41p.
- Bladé, E.; Sanchez, M. 2009. Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable. Una visión a partir del modelo Hec Ras. Barcelona. España, 215 p.
- Bladé, E.; Gomez, M. 2006. Modelación del flujo en lámina libre sobre cauces naturales. Análisis integrado en una y dos dimensiones. Barcelona, España.
- Brunner, G; Piper, S; Jensen, M; Chacon, B. 2014. Combined 1D and 2D Modeling with HEC-RAS Hydrologic Engineering Center (*HEC*) - Publicación científica en World Environmental and Water Resources Congress.
- Chavez, V. 2013. Modelamiento hidráulico de un tramo del río Utcumbamba, en flujo no permanente y lecho móvil. Tesis Ing. UNALM. Lima, Peru. 141 p.
- Chow, V; Maidment, D; Mays, L. 1994. Hidrología aplicada. Editorial Mc Graw Hill. Bogotá, Colombia. 1 ed. 580 p.
- Chow, V; Maidment, D; Mays, L. 2004. Hidráulica de canales abiertos. Editorial Mc Graw Hill. Bogotá Colombia. 667 p.
- Delgado, A. 2016. Modelación 1D, 1D/2D y 2D de la inundabilidad en el meandro de Satn Boi de Llobregat mediante la nueva aplicación HECRAS 5.0". Tesis. Mg. Barcelona, Es. 84 p.

Fuller, W. 1914. Flood Flows, Transactions of the American. Society of Civil Engineers.

Felicísimo, M. 1994. Modelos Digitales del Terreno. Introducción y aplicaciones en las ciencias ambientales. Pentalfa Ediciones. Oviedo, España. 222 p.

Grados, D. 2012. Estudio de Avenidas en las Cuencas del Anya Y Mchique, Departamento de Junín, Perú (Periodo 2011-2012). Tesis Ing. UNALM. Lima, Perú. 127 p.

Hurtado, E. 2017. Modelamiento hidráulico bidimensional del río Rímac en el sector Huachipa, tramo km. 27+450 al km. 28+525. Tesis Ing. UNALM. Lima, Perú. 211 p.

Lluén Chero, W. (2015). Aplicación de la nueva herramienta HEC-RAS 5.0 para cálculos bidimensionales del flujo de agua en ríos. Cataluña, España. 74p.

Disponible en:

[http://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/80221/TFM\\_Willy%20Eduardo%20Lluen%20Chero\\_IC.pdf](http://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/80221/TFM_Willy%20Eduardo%20Lluen%20Chero_IC.pdf).

Luna Reyes, A. 2014. Modelación de flujo no permanente en sistemas hidráulicos Con hecras. Aplicación al sistema de canales y lagos de Texcoco. Tesis. Mg. México D.F, México. 92p.

MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones). 2011. Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Lima, Perú, 222 p.

Disponible en:

[http://www.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas\\_carreteras/documentos/manuales/Manual%20de%20Hidrolog%C3%ADa,%20Hidr%C3%A1ulica%20y%20Drenaje.pdf](http://www.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/Manual%20de%20Hidrolog%C3%ADa,%20Hidr%C3%A1ulica%20y%20Drenaje.pdf).

Navarrina, F; Puertas, J. 2005. Aplicación del método de volúmenes finitos a la resolución numérica de las ecuaciones de aguas someras con incorporación de los esfuerzos debidos a la turbulencia. Coruña, España. 226 p.

Remenieras, G. 1968. Hidrología del Ingeniero. Instituto del Libro, La Habana, Cuba.

Robles, M. 2016. Implementación de modelos Unidimensionales para la Simulación del Funcionamiento Hidráulicos de sistemas de Lagunas y Canales. Tesis. Ing UNAM. Ciudad de México, México.

Rocha, A. 2007. Hidráulica de Tuberías y Canales. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú. 515 p.

Mejía, A. 2012. Hidrología Aplicada. Universidad Nacional Agraria La Molina. Lima, Peru. 222 pp.

Villela, S; Mattos, A. 1975. Hidrología Aplicada, Editorial McGraw-Hill, São Paulo, Brasil. 1 ed. 245 p.

Villon, M. 2002. Hidrología Estadística, Editorial Villon. Lima-Perú. 2 ed.

USACE (US Army Corps of Engineers). 2016: HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual. Version 5.0.3. 538 p.

Disponible en:

<http://www.hec.usace.army.mil/software/hecras/documentation/HECRAS%205.0%20Reference%20Manual.pdf>

USACE (US Army Corps of Engineers). 2016. HEC-RAS River Analysis System 2D Modeling User's Manual. Version 5.0.3. 171pp.

Disponible en: <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/documentation/HEC-RAS%205.0%20Modeling%20User's%20Manual.pdf>

Yoshida, H; Dittrich, A. 2002. 1D unsteady-state flow simulation of a section of the upper Rhine. Journal of Hydrology, p. 79-88.

## VIII. ANEXOS

**Anexo 1: Registro de precipitaciones máximas de 24 horas por estación.**

Año	Estación								
	Paramonga	Ocos	Gorgor	Aco	Chiquian	Oyon	Andajes	Milpo	Ambar
1964				8.8	20.4	18.6	35.1		
1965		0.7		23.2	41.3	28.2	30.3		
1966		2.4		12.1	18.9	22.6	27.2		
1967		25.5		13.1	30.6	20.2	37		
1968		14.5		14.1	22	16.8	21		
1969		29.4		9.1	20	23.8	14.3		
1970	0.5	48.7		28	20.6	18.7	25.8		
1971	0.4	20.9		8.8	29.2	13.7	24.1		
1972	0	24.7		29.9	18.3	26.4	42.8		
1973	0	25		10.7	23	28.2	25.6		
1974	0	16.2		15.2	21	22.5	18		
1975	0	32.8		19.2	25.5	26.5	25.5		
1976	0	15.2		13.2	30	21.7	15.6		
1977	0	21.4		15.5	15.5	17.5	26.5		
1978	0	13.4		7.8	25.5	17.2	19.7		
1979	0	15.8		16.2	23	20.1	24.6		
1980	0	20.6	23.1	14	29	20.2	24.6	8	8
1981	0	24	34.9	15	38.2	29.8	22.9	19.2	13.8
1982	0	13.5	22.1	9.1	30	23	19.7	50.2	4
1983	0	28.7	20.1	21.9	24.2	21.8	15.2	13	
1984		25	32	10	54		36	16.6	
1985	0.7	20.3	30.1	12.1	26		24	24.7	
1986	0	12.4	18.6	12.2	18.3	21.6	31.3	11.5	22.7
1987	0.6	16.3	16.1	4.3	24.1	16.1	24.9	18.1	26.6
1988	1.3	13.2	19.2		29	16.4	30	21.6	11.4
1989	0	21.1	29.2		21	21.8		12.9	22.2
1990	0.8	17.5	11.5		18.5	24.9	18.2	12.1	16.5
1991	4.6	22.4	16.2		19.5	11.2	34.6	26.8	
1992	0.5	8.4	22.3		16.7	12.5	16.9	16.8	
1993	0.5	30.5	18.2		29.1	17.3	20.2	33.5	
1994	0.6	10.2	21.7		22.4	16	17.8	31.6	9.2
1995	0.3	18.7	30.7		23	22.1	21.8	28.2	9.3
1996	0.4	25.9	19.8		24	23.7	19.9	33.2	18.6
1997	12	19.3	24.5		20	19.6	19.8	25.4	23.1
1998	14	22.2	48.9		24	19.5	16.1	44.8	18.2

...continuación

1998	14	22.2	48.9		24	19.5	16.1	44.8	18.2
1999	4.37	20.2	19.8		18	22.5	16	40.8	23.8
2000	1	15.5	23.8		16.6	20.3	17.3	41	25
2001	6.8	19.5	33.3		28	19.5	17	28.4	16.6
2002	0.4	18.8	22.3		14.5	22.1	22.8	55.6	61
2003	1	12.7	19.9		11.5	26.6	21.1	24.6	9.4
2004	0.9	25.7	16.9		15.5	16.6	15.9	29.5	12.4
2005	2.6	10.7	9.9		12	15.9	11.5	28.2	12.5
2006	2.7	19	9.1		12	20.6	20.7	43.2	13
2007	1.5	14.5	15.7		15.5	22.2	25	39.4	12.1
2008	2.8	19.4	12.5		14	20.7	20.3	53.8	18.5
2009		39	21.1		12	22.2	24	37.2	
2010		18.7	22.5		6.3	29.6	24.7	52.7	
2011		15.2	21.2			22.8	17.9	98.5	
2012		17.5	23		20	18.5	25.2	98.6	13
2013		15.3	48		12	14.3	56.6	58	18.4
2014	0.6	15	18.2		20		13.7	139.9	13.3
2015		41.6	11.5		15.5				28.3
2016		29.1	8.3		16				9.1
2017		37.2	7.2						17.6
MAX.	14.0	48.7	48.9	29.9	54.0	29.8	56.6	139.9	61.0
DESV.	3.1	8.9	9.3	6.3	8.2	4.3	8.1	27.5	10.4
MEDIA	1.6	20.4	21.7	14.3	21.8	20.7	23.5	37.6	17.5

Fuente : Tomado de SENAMHI 2017

### Anexo 2: Registro histórico 1960-2009.Estacion hidrométrica Yananpampa

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
1960	354.3	379.5	297.0	129.2	48.0	25.6	18.7	22.4	20.8	42.1	49.6	45.0
1961	234.1	202.0	242.6	406.3	44.7	30.1	20.9	16.8	15.2	21.5	79.5	118.2
1962	182.0	182.9	413.3	177.9	34.9	29.5	21.7	18.0	24.9	19.5	38.5	48.5
1963	131.9	200.9	184.5	151.2	40.9	23.3	20.7	16.6	19.6	28.6	80.2	113.4
1964	65.1	120.9	142.3	142.7	59.7	31.5	21.8	18.7	20.7	28.3	49.0	54.4
1965	81.1	111.6	204.7	80.3	38.9	20.9	16.8	14.3	20.9	32.9	35.1	79.3
1966	152.0	88.7	114.0	51.7	43.3	17.0	14.5	14.0	16.3	63.3	54.7	82.5
1967	108.5	312.7	198.3	72.3	27.8	26.6	20.6	16.8	19.2	61.7	37.9	38.3
1968	69.0	80.9	118.8	43.1	24.8	18.3	14.8	17.6	18.7	43.5	65.6	62.9
1969	53.2	127.8	164.6	127.5	44.1	18.7	17.3	12.8	16.8	35.9	108.2	169.9
1970	298.7	167.0	165.9	143.7	88.3	49.8	31.0	26.0	50.7	47.6	90.1	115.2
1971	119.3	238.7	237.1	149.0	49.5	28.8	21.8	21.6	20.0	36.9	21.4	75.6
1972	144.5	161.7	323.5	127.2	53.7	28.3	19.2	20.6	22.9	24.5	37.7	S/D

...continuación

1973	178.8	203.2	214.6	219.5	59.8	29.0	25.0	19.7	47.4	67.5	68.4	76.6
1974	148.9	258.8	216.9	112.7	39.1	23.8	20.4	20.7	22.0	25.0	22.6	0.0
1975	99.9	110.5	159.0	126.4	49.2	35.7	23.7	19.9	39.4	61.1	51.2	35.2
1976	80.5	149.8	115.7	95.8	74.3	37.7	29.3	20.3	20.2	20.2	20.0	27.7
1977	78.1	196.1	181.0	87.1	30.0	22.5	18.3	20.3	18.3	19.6	32.0	52.3
1978	87.1	180.5	185.7	77.7	46.0	17.5	11.9	13.1	14.8	28.0	63.5	90.1
1979	120.3	152.0	180.0	63.0	31.0	19.9	18.9	16.5	17.5	17.5	19.8	64.5
1980	150.0	185.0	85.4	180.0	18.5	14.5	12.8	13.0	12.8	43.0	40.0	72.0
1981	75.0	320.0	425.0	110.0	32.0	19.0	16.1	20.0	18.6	30.0	32.0	80.0
1982	150.0	280.0	120.0	90.0	25.1	21.0	14.0	14.0	18.0	35.0	70.0	150.0
1983	180.0	50.0	190.0	320.0	35.0	21.0	19.8	19.0	20.0	20.0	32.0	60.0
1984	70.0	480.0	300.0	150.0	52.0	30.0	25.0	21.0	21.0	33.0	25.5	43.0
1985	44.0	65.0	135.0	90.0	40.0	21.0	18.3	18.0	27.0	25.0	29.0	38.5
1986	180.0	184.0	177.5	137.0	66.0	20.0	17.0	14.0	24.0	22.0	26.0	30.0
1987	350.0	300.0	220.0	62.0	22.0	16.0	13.5	12.0	22.6	23.0	31.0	49.9
1988	82.0	350.0	78.0	90.0	53.0	27.5	14.3	16.0	20.0	22.2	22.2	46.3
1989	161.4	199.6	180.0	310.1	60.0	30.0	21.0	15.8	14.3	17.1	18.4	28.0
1990	45.0	38.5	85.0	50.0	28.0	15.0	10.8	10.0	10.0	75.0	50.0	45.0
1991	90.0	100.0	180.0	90.0	50.0	25.0	18.0	14.0	10.0	22.0	23.0	20.0
1992	38.0	25.0	100.0	65.0	18.0	13.0	12.0	12.0	11.0	20.0	20.5	18.5
1993	75.0	140.0	190.0	168.0	80.0	26.0	15.0	14.0	15.0	18.0	45.0	45.0
1994	95.0	150.0	145.0	110.0	50.0	25.0	19.5	20.0	19.5	30.0	23.5	40.0
1995	56.0	90.0	120.0	90.0	52.0	36.0	17.7	15.2	15.0	20.0	28.0	46.0
1996	65.0	78.0	100.0	115.0	52.0	21.8	19.0	15.5	14.8	15.5	19.4	28.0
1997	66.0	95.0	78.0	38.5	26.5	13.7	12.5	12.0	22.0	16.8	32.0	115.0
1998	103.0	207.0	133.3	86.6	54.3	31.0	43.0	25.0	28.0	35.0	29.5	25.0
1999	90.0	175.0	140.0	85.0	52.0	38.0	33.0	23.0	32.0	36.0	30.0	38.0
2000	62.0	193.0	145.0	82.0	48.0	28.0	25.0	18.0	15.0	25.0	17.0	70.0
2001	180.7	130.0	200.7	157.0	65.0	48.0	27.0	23.0	19.0	32.0	113.3	86.7
2002	60.0	106.7	161.7	118.3	55.7	23.3	19.4	17.0	15.1	47.2	54.8	70.1
2003	75.7	94.7	134.0	80.3	33.7	24.0	15.4	13.0	13.5	14.4	17.0	58.4
2004	49.3	101.5	63.8	57.6	20.9	14.6	12.4	10.6	15.4	44.3	75.9	64.0
2005	68.4	65.2	69.3	66.4	27.2	17.7	14.0	12.5	12.9	17.5	26.7	54.2
2006	52.8	82.5	100.8	135.3	42.3	25.5	15.2	12.2	16.7	36.5	45.6	69.2
2007	69.4	78.3	107.9	121.8	61.5	26.6	16.0	13.8	12.7	26.6	45.3	37.5
2008	107.9	82.9	70.7	64.9	36.3	19.0	14.6	12.6	12.3	40.1	37.3	65.2
2009	148.3	96.3	145.8	115.6	59.4	27.5	18.1	16.3	15.8	52.9	77.6	70.2
MAX	354.3	480.0	425.0	406.3	88.3	49.8	43.0	26.0	50.7	75.0	113.3	169.9
DESV	72.3	94.2	78.8	70.3	15.8	7.9	6.0	3.9	8.1	14.8	23.8	33.1
MEDIA	116.5	163.4	168.8	120.4	44.9	25.1	19.1	16.8	19.8	32.4	43.3	61.9

Fuente : Tomado de ANA 2015

**Anexo 3: Pruebas estadísticas de la precipitación máxima de 24 horas.**

Estación	Estadístico Tabular	Normal	Log Normal de 2 parámetros	Log Normal de 3 parámetros	Gamma de 02 parámetros	Gamma de 03 parámetros	Log Pearson tipo III	Gumbel	Log Gumbel	Distribución seleccionada	Tipo de ajuste
Paramonga	0.218	no se ajusta	no se ajusta	no se ajusta	no se ajusta	0.370	no se ajusta	0.268	no se ajusta	Gumbel	Parametros ordinarios
Ocos	0.187	0.102	0.141	0.070	0.122	0.069	no se ajusta	0.066	0.196	Gamma de 03 parámetros	Momentos lineales
Gorgor	0.221	0.157	0.113	0.095	0.102	0.110	0.141	0.096	0.177	Log Normal de 3 parámetros	Parametros ordinarios
Aco	0.278	0.145	0.072	0.084	0.090	0.082	no se ajusta	0.077	0.132	Log Normal de 2 parametros	Momentos lineales
Chiquian	0.189	0.093	0.069	0.060	0.062	0.062	0.089	0.067	0.132	Log Normal de 3 parámetros	Parametros ordinarios
Oyon	0.196	0.067	0.098	no se ajusta	0.089	no se ajusta	no se ajusta	0.127	0.161	Normal	Parametros ordinarios
Andajes	0.192	0.155	0.087	0.070	0.108	no se ajusta	0.070	0.085	0.104	Log Pearson tipo 3	Momentos lineales
Milpo	0.240	0.079	0.088	0.082	0.086	0.064	0.135	0.082	0.157	Gamma de 03 parámetros	Momentos lineales
Ambar	0.253	0.158	0.055	0.060	0.086	no se ajusta	no se ajusta	0.082	0.123	Log Normal de 2 parametros	Parametros ordinarios

Fuente : Elaboración Propia

#### Anexo 4. Determinación de descargas Máximas instantáneas

$$Q_i = c * Q_d$$

Donde:

$$c = 1 + \frac{a}{A^b}$$

Siendo:

Abrev	Descripción
Qi:	Caudal máximo instantáneo en m3/s
Qd:	Caudal máximo diario en m3/s
A:	Área de la cuenca km2
a (*)	2.66
b (*)	0.33

Datos:

Área	4183.36	(*)
Pendiente	0.014	
C	1.17	

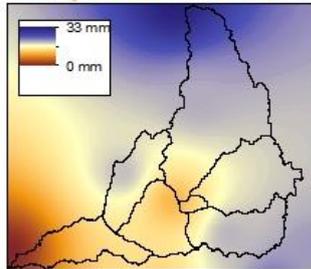
Qmáx (m3/seg)	Qmáx Inst. (m3/seg)
379.5	443.92
406.3	475.26
413.3	483.45
200.9	235.00
142.7	166.92
204.7	239.45
152	177.80
312.7	365.78
118.8	138.96
169.9	198.74
298.7	349.40

...continuación.

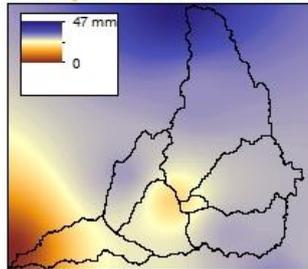
238.7	279.22
323.5	378.41
219.5	256.76
258.8	302.73
159	185.99
149.8	175.23
196.1	229.39
185.7	217.22
180	210.55
185	216.40
425	497.14
280	327.53
320	374.32
480	561.47
135	157.91
184	215.23
350	409.41
350	409.41
310.1	362.74
85	99.43
180	210.55
100	116.97
190	222.25
150	175.46
120	140.37
115	134.52
115	134.52
207	242.14
175	204.70
193	225.76
200.7	234.77
161.7	189.15
134	156.74
101.5	118.73
69.3	81.06
135.3	158.27
121.8	142.47
107.9	126.21
148.3	173.47

## Anexo 5. Precipitaciones interpoladas por tiempo de retorno

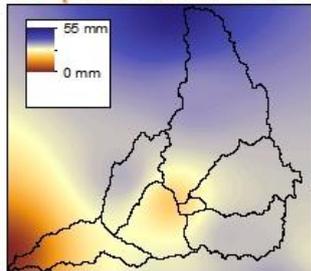
Tiempo de retorno 2 años



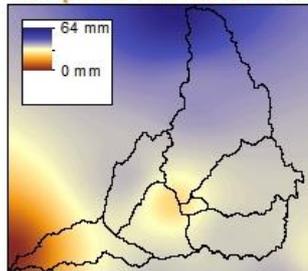
Tiempo de retorno 5 años



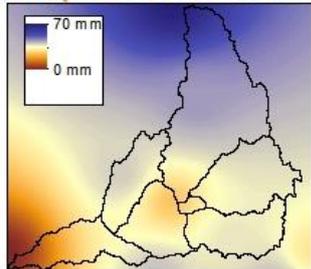
Tiempo de retorno 10 años



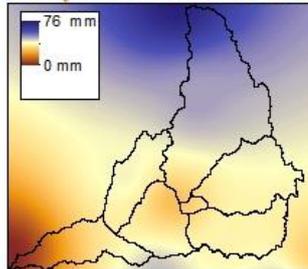
Tiempo de retorno 25 años



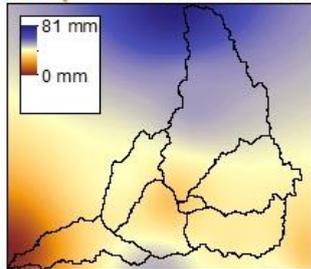
Tiempo de retorno 50 años



Tiempo de retorno 100 años



Tiempo de retorno 200 años



Fuente : SENAMHI  
Elaboración: Propia

Anexo 6. Coeficientes de tormenta del SCS para 24 y 6 horas.

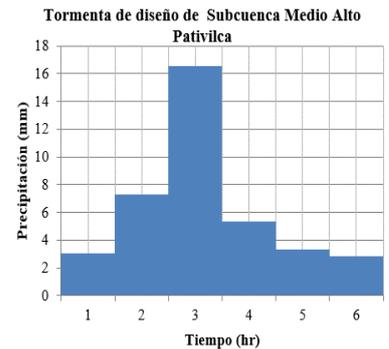
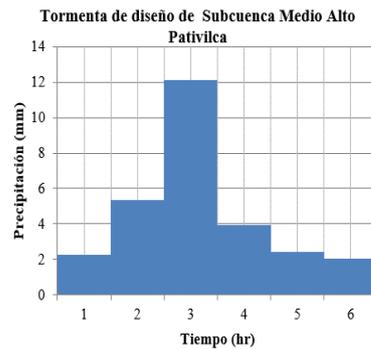
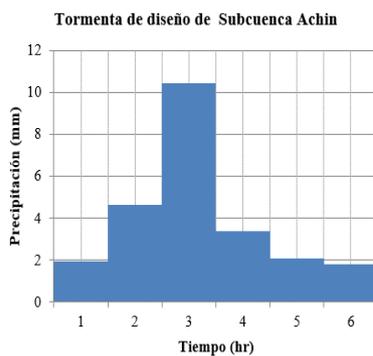
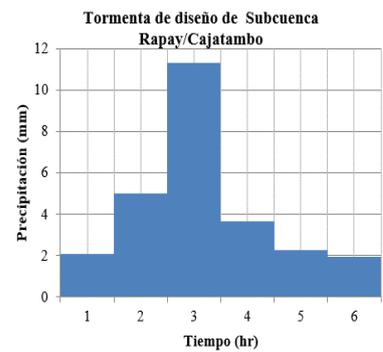
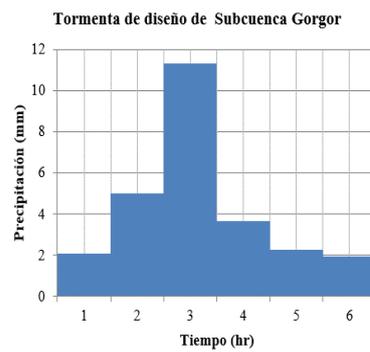
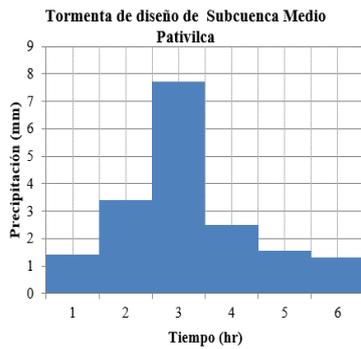
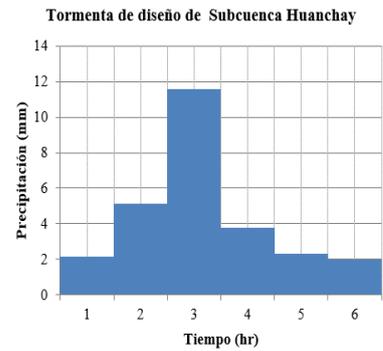
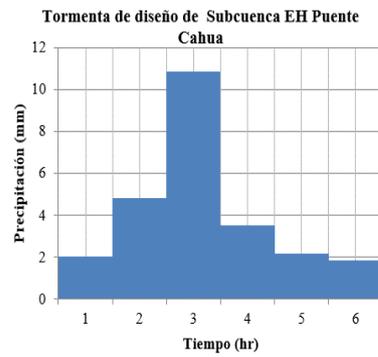
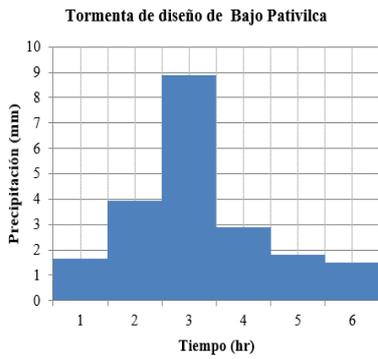
**TABLA 14.3.1**  
**Distribuciones de lluvia SCS**

Tormenta de 24 horas						Tormenta de 6 horas		
Hora $t$	$t/24$	$P_t/P_{24}$				Hora $t$	$t/6$	$P_t/P_6$
		Tipo I	Tipo IA	Tipo II	Tipo III			
0	0	0	0	0	0	0	0	0
2.0	0.083	0.035	0.050	0.022	0.020	0.60	0.10	0.04
4.0	0.167	0.076	0.116	0.048	0.043	1.20	0.20	0.10
6.0	0.250	0.125	0.206	0.080	0.072	1.50	0.25	0.14
7.0	0.292	0.156	0.268	0.098	0.089	1.80	0.30	0.19
8.0	0.333	0.194	0.425	0.120	0.115	2.10	0.35	0.31
8.5	0.354	0.219	0.480	0.133	0.130	2.28	0.38	0.44
9.0	0.375	0.254	0.520	0.147	0.148	2.40	0.40	0.53
9.5	0.396	0.303	0.550	0.163	0.167	2.52	0.42	0.60
9.75	0.406	0.362	0.564	0.172	0.178	2.64	0.44	0.63
10.0	0.417	0.515	0.577	0.181	0.189	2.76	0.46	0.66
10.5	0.438	0.583	0.601	0.204	0.216	3.00	0.50	0.70
11.0	0.459	0.624	0.624	0.235	0.250	3.30	0.55	0.75
11.5	0.479	0.654	0.645	0.283	0.298	3.60	0.60	0.79
11.75	0.489	0.669	0.655	0.357	0.339	3.90	0.65	0.83
12.0	0.500	0.682	0.664	0.663	0.500	4.20	0.70	0.86
12.5	0.521	0.706	0.683	0.735	0.702	4.50	0.75	0.89
13.0	0.542	0.727	0.701	0.772	0.751	4.80	0.80	0.91
13.5	0.563	0.748	0.719	0.799	0.785	5.40	0.90	0.96
14.0	0.583	0.767	0.736	0.820	0.811	6.00	1.0	1.00
16.0	0.667	0.830	0.800	0.880	0.886			
20.0	0.833	0.926	0.906	0.952	0.957			
24.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			

Fuente: U. S. Dept. of Agriculture, Soil Conservation Service, 1973, 1986.

Fuente: Tomado de Ven Te Chow *et al.* 1985.

## Anexo 7. Hietogramas de precipitación de diseño para TR=100 años



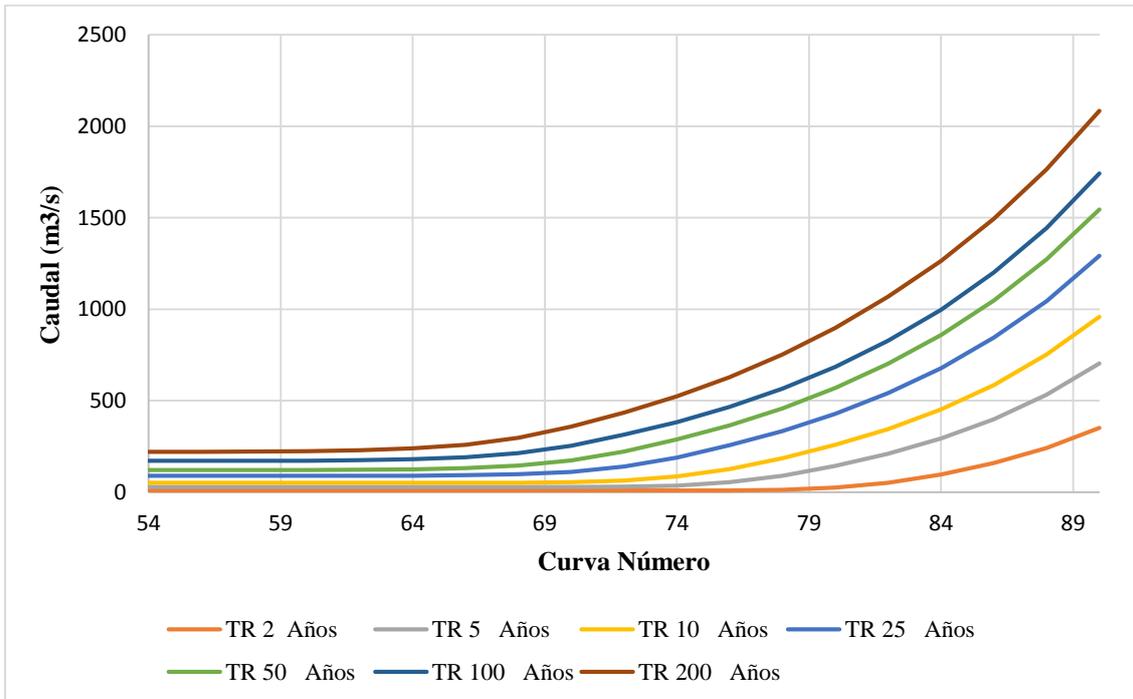
Fuente : SENAMHI  
Elaboración: Propia

### Anexo 8. Tabla sensibilidad del caudal a los parámetros de infiltración

Numero curva	Almacenamiento (mm)	Infiltración (mm)	Caudal (m3/s)						
			TR 2 Años	TR 5 Años	TR 10 Años	TR 25 Años	TR 50 Años	TR 100 Años	TR 200 Años
54	216.37	43.27	8.5	27.8	50.4	89.5	121.6	170.7	221
56	199.57	39.91	8.5	27.8	50.4	89.5	121.6	170.7	221
58	183.93	36.79	8.5	27.8	50.4	89.5	121.6	170.8	221.4
60	169.33	33.87	8.5	27.8	50.4	89.5	121.6	171.5	223.7
62	155.68	31.14	8.5	27.8	50.4	89.5	122.3	174.1	229.3
64	142.88	28.58	8.5	27.8	50.4	90	124.9	179.8	239.3
66	130.85	26.17	8.5	27.8	50.5	92.1	131.7	191.2	258.9
68	119.53	23.91	8.5	27.8	51.2	98	144.8	213.2	297.5
70	108.86	21.77	8.5	28	54.5	110.5	172.6	253.6	358.8
72	98.78	19.76	8.5	29.7	62.9	139.3	221.3	313.7	434.2
74	89.24	17.85	8.5	35.6	85.6	188.9	288.7	382.7	523.6
76	80.21	16.04	8.8	54.1	126.8	256.1	365.4	466.2	629.4
78	71.64	14.33	13.1	89.3	186.2	333	458.1	566.6	752.6
80	63.50	12.70	25.1	142.6	258	427.1	569.5	685	897.9
82	55.76	11.15	51.5	210.4	344.6	541	701.1	827.9	1067.5
84	48.38	9.68	96.5	293.1	452.9	677	858.8	996.4	1263.2
86	41.35	8.27	160	398.6	585.3	844.1	1046.8	1200.8	1494.3
88	34.64	6.93	240.9	532	751.8	1043.7	1271.6	1444	1765.2
90	28.22	5.64	351.6	704.1	958	1291.8	1544.1	1741.6	2083.6

Elaboración: Propia

### Anexo 9. Gráfica de sensibilidad del caudal a los parámetros de infiltración



Elaboración: Propia

### Anexo 10. Puntos control topográfico de orden C – Base 01

NOMBRE BASE 01	CÓDIGO 1	LOCALIDAD PATIVILCA	ESTABLECIDO POR: GEOFOTO S.A.	
UBICACIÓN BARRANCA-LIMA		CARACTERÍSTICAS DE LA MARCA Hito de concreto		
LATITUD (S) WGS-84 10°42'55.46727"	LONGITUD (W) WGS-84 77°45'14.74467"	NORTE (Y) WGS-84 8,814,140.783	ESTE (X) WGS-84 198,738.340	
ALTURA ELIPSOIDAL 120.950	ALTURA GEOIDAL 102.373	ZONA UTM 18	ORDEN "C"	
CROQUIS TOPOGRÁFICO		CROQUIS TOPOGRÁFICO		
				
<b>DESCRIPCIÓN</b> El punto BASE 01 es un hito de concreto, ubicado en el departamento de Lima, Provincia de Barranca, distrito de Pativilca a la margen izquierda del río Pativilca, entre carretera paralela al río y un campo de cultivo.				

Fuente : Tomado de Estudio topográfico

### Anexo 11. Puntos control topográfico de orden C – Base 02

NOMBRE BASE 02	CÓDIGO 2	LOCALIDAD PATIVILCA	ESTABLECIDO POR: GEOFOTO S.A.	
UBICACIÓN BARRANCA-LIMA		CARACTERÍSTICAS DE LA MARCA Hito de concreto		
LATITUD (S) WGS-84 10°40'13.86496"	LONGITUD (W) WGS-84 77°39'54.32670"	NORTE (Y) WGS-84 8,819,194.910	ESTE (X) WGS-84 208,438.092	
ALTURA ELIPSOIDAL 286.266	ALTURA GEOIDAL 266.578	ZONA UTM 18	ORDEN "C"	
CROQUIS TOPOGRÁFICO		CROQUIS TOPOGRÁFICO		
				
<b>DESCRIPCIÓN</b> El punto BASE 02 es un hito de concreto, ubicado en el departamento de Lima, Provincia de Barranca, distrito de Pativilca a la margen izquierda del río Pativilca en la parte alta de un cerro en el caserío El Roncador.				

Fuente : Tomado de topográfico

## Anexo 12. Puntos control topográfico de orden C – Base 03

NOMBRE	CÓDIGO	LOCALIDAD	ESTABLECIDO POR:	
BASE 03	3	PATIVILCA	GEOFOTO S.A.	
UBICACIÓN		CARACTERÍSTICAS DE LA MARCA		
BARRANCA-LIMA		Hito de concreto		
LATITUD (S) WGS-84	LONGITUD (W) WGS-84	NORTE (Y) WGS-84	ESTE (X) WGS-84	
10°38'30.60304"	77°32'30.85215"	8,822,482.897	221,897.273	
ALTURA ELIPSOIDAL	ALTURA GEOIDAL	ZONA UTM	ORDEN	
485.311	464.252	18	"C"	
<b>CROQUIS TOPOGRÁFICO</b>				
				
<b>DESCRIPCIÓN</b>				
El punto BASE 03 es un hito de concreto, ubicado en el departamento de Lima, Provincia de Barranca, distrito de Pativilca a la margen derecha del río Pativilca en la parte alta del centro poblado de Cochas.				

Fuente : Tomado de estudio topográfico

## Anexo 13. Panel fotográfico

**Foto 1.** Vista del centro poblado Simón Bolívar, dentro las infraestructuras existentes en este lugar se encuentra el puente del mismo nombre.



**Foto 2.** Vista frontal del Puente Pativilca, se ha tomado el registro fotográfico desde la ubicación del Puente Bolívar.



**Foto 3.** Vista del puente Bolívar desde el cauce km



**Foto 4.** Vista del cauce del Rio Pativilca aguas abajo del Puente Bolívar



**Foto 5.** Vista de mediciones de puntos de control aguas abajo del puente Bolívar.



**Foto 6.** Vista de zonas agrícolas en el lecho del cauce inundable Progresiva 0+100.



**Foto 7.** Recopilación de información de campo.



**Foto 8.** Vista de la ribera y cobertura arbustiva en la margen izquierda del puente Pativilca



**Foto 9.** Muro de contención 5+ 750 km – 7+350 km sector del valle Bajo Pativilca.



**Foto 10.** Levantamiento topográfico del tramo de estudio puntos RTK



#### **Anexo 14. Lista de planos.**

- Mapa de uso de suelo cuenca Pativilca
- Mapa de pendientes cuenca Pativilca
- Mapa del levantamiento topográfico del tramo de estudio.
- Mapa de áreas de inundación generadas en HEC-RAS 2D
- Mapa de áreas de inundación generadas en HEC-RAS 1D
- Mapa de velocidades máximas generadas en HEC-RAS 2D
- Mapa de velocidades máximas generadas en HEC-RAS 1D
- Mapa de esfuerzos cortantes máximos generados en HEC-RAS 2D.
- Mapa de esfuerzos cortantes máximos generados en HEC-RAS 2D.

180000

210000

240000

270000

300000

330000

# USO DE SUELOS



## LEYENDA

- Cuenca
- Capital Provincia
- Río Principal
- Lagunas
- Tramo de Estudio
- Red Vial Nacional
- Red Vial Departamental

## LEYENDA USOS DE SUELOS

- Area agricola
- Cuerpos de agua
- Pradera/arbustos
- Zona de nieve
- Zonas aridas
- Zonas construidas



Cuenca Fortaleza

LA I

HUARM

CHIQUIAN

Río Achin

OCROS

Cuenca Pativilca

CAJATAMBO

Río Gorgor

YANAHUANCA

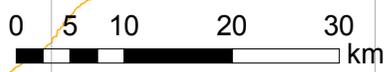
Tramo de estudio

Río Pativilca

BARRANCA

Cuenca Supe

OCEANO PACÍFICO



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

"MODELAMIENTO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DE UN TRAMO DEL RIO PATIVILCA, EN FLUJO NO PERMANENTE"

MAPA DE USO DE SUELO CUENCA PATIVILCA

Elaborado por:	Region:	Fecha:	Escala:	Mapa:
Bach. H. Sierra L.	Lima	Julio 2018	1/700 000	P01

180000

210000

240000

270000

300000

330000

8900000  
8870000  
8840000  
8810000

8900000  
8870000  
8840000  
8810000

180000

210000

240000

270000

300000

330000

# PENDIENTE

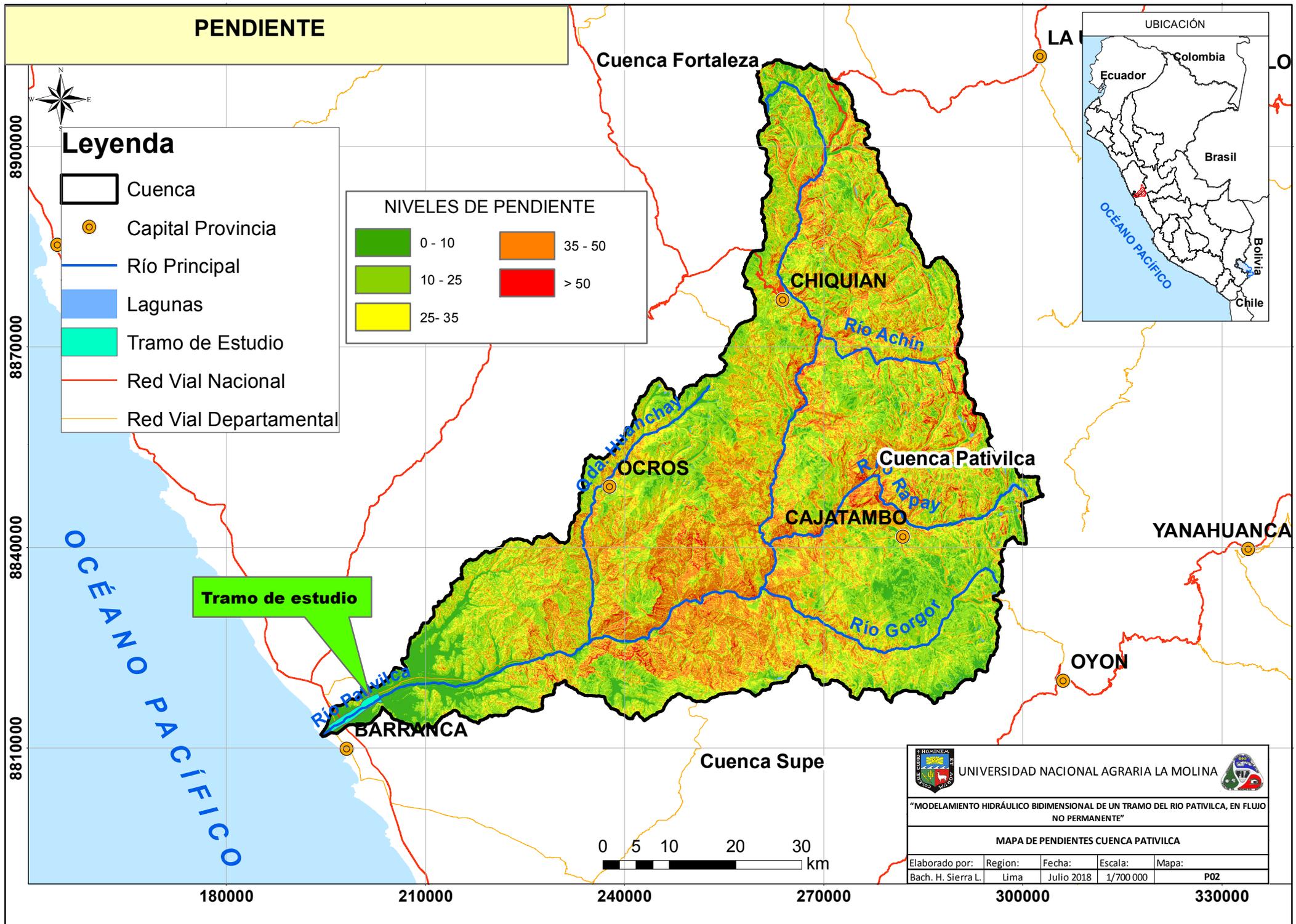


## Leyenda

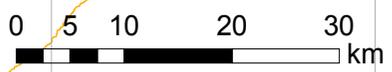
- Cuenca
- Capital Provincia
- Río Principal
- Lagunas
- Tramo de Estudio
- Red Vial Nacional
- Red Vial Departamental

### NIVELES DE PENDIENTE

- |  |         |  |         |
|--|---------|--|---------|
|  | 0 - 10  |  | 35 - 50 |
|  | 10 - 25 |  | > 50    |
|  | 25 - 35 |  |         |



**Tramo de estudio**



		UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA		
"MODELAMIENTO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DE UN TRAMO DEL RIO PATIVILCA, EN FLUJO NO PERMANENTE"				
MAPA DE PENDIENTES CUENCA PATIVILCA				
Elaborado por:	Region:	Fecha:	Escala:	Mapa:
Bach. H. Sierra L.	Lima	Julio 2018	1/700 000	P02

8900000  
8870000  
8840000  
8810000

8900000  
8870000  
8840000  
8810000

180000

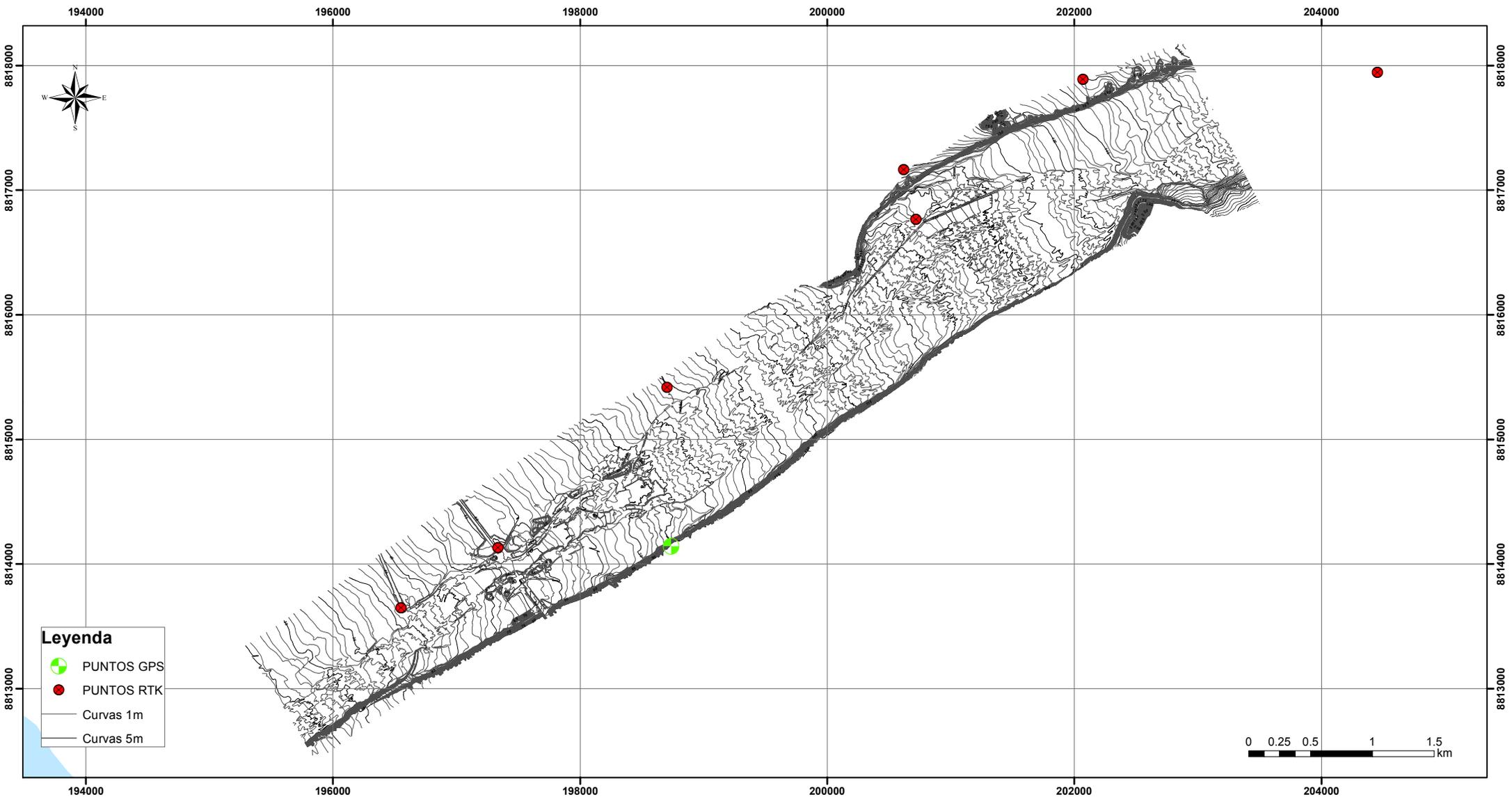
210000

240000

270000

300000

330000



- Leyenda**
- PUNTOS GPS
  - PUNTOS RTK
  - Curvas 1m
  - Curvas 5m



Nota: Se estableció una Red de Puntos de Control de Orden "C" y puntos RTK con la finalidad de efectuar el proceso de Aerotriangulación y a la vez poder geo referenciar el Proyecto, asimismo completar información topográfica de zonas cubiertas; como segunda Fase se procedió a realizar un Vuelo Fotográfico a la escala 1/8,000 de toda el área del proyecto.

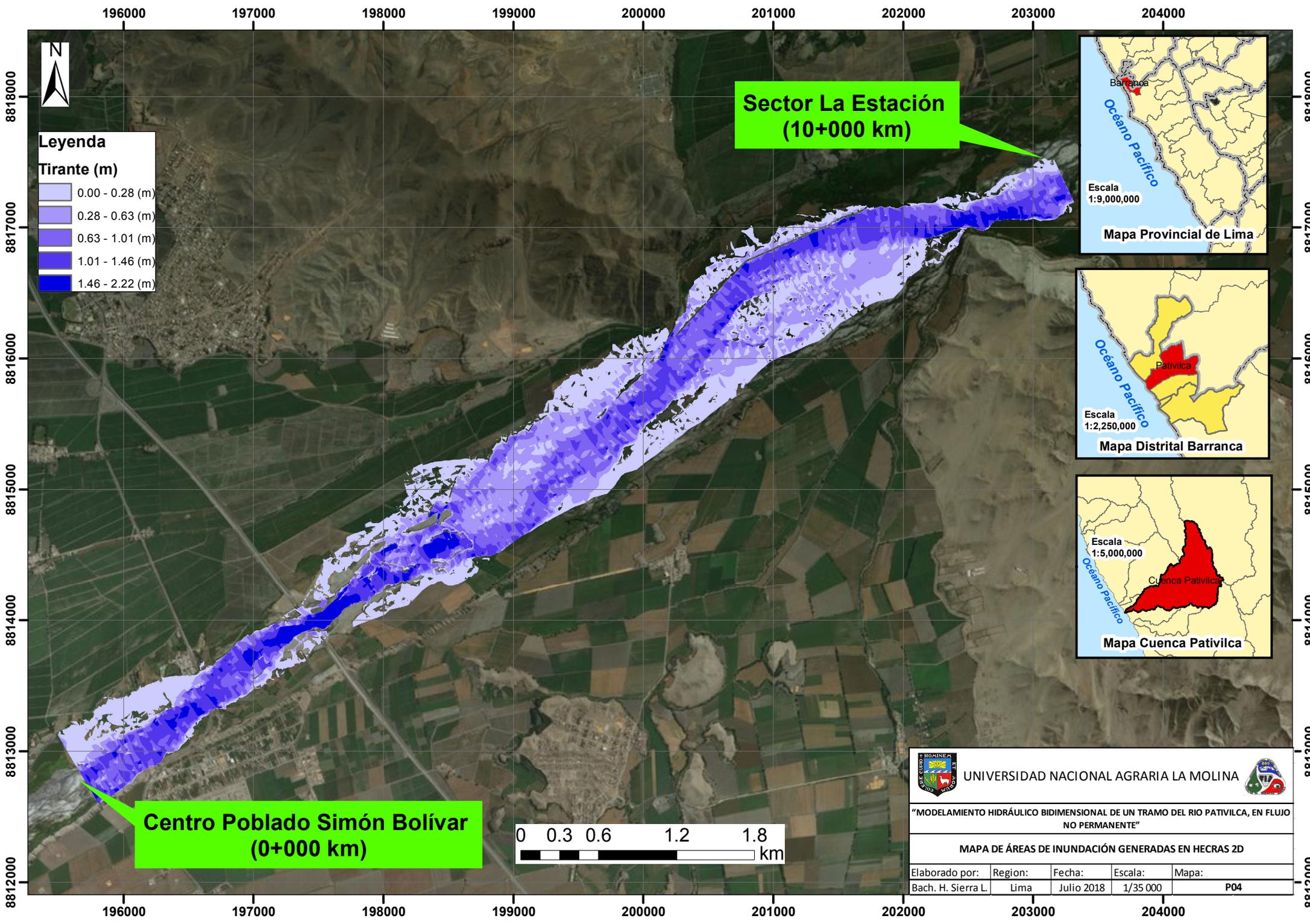
COORDENADAS FINALES DE LOS PUNTOS DE CONTROL GPS DE ORDEN "C"				
NOMBRE	CÓDIGO	NORTE (Y) WGS-84	ESTE (X) WGS-84	ALTURA ELIPSOIDAL
BASE 01	1	8814140.783	198738.34	120.95
BASE 02	2	8819194.91	208438.092	286.266
BASE 03	3	8822482.897	221897.273	485.311

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**

**"MODELAMIENTO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DE UN TRAMO DEL RIO PATVILCA, EN FLUJO NO PERMANENTE"**

**MAPA DEL LEVANTAMIENTO TOPÓGRAFICO DEL TRAMO DE ESTUDIO**

Elaborado por:	Region:	Fecha:	Escala:	Mapa:
Bach. H. Sierra L.	Lima	Julio 2018	1/30 000	P03



**Leyenda**

**Tirante (m)**

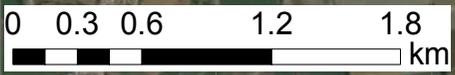
0.00 - 0.28 (m)
0.28 - 0.63 (m)
0.63 - 1.01 (m)
1.01 - 1.46 (m)
1.46 - 2.22 (m)

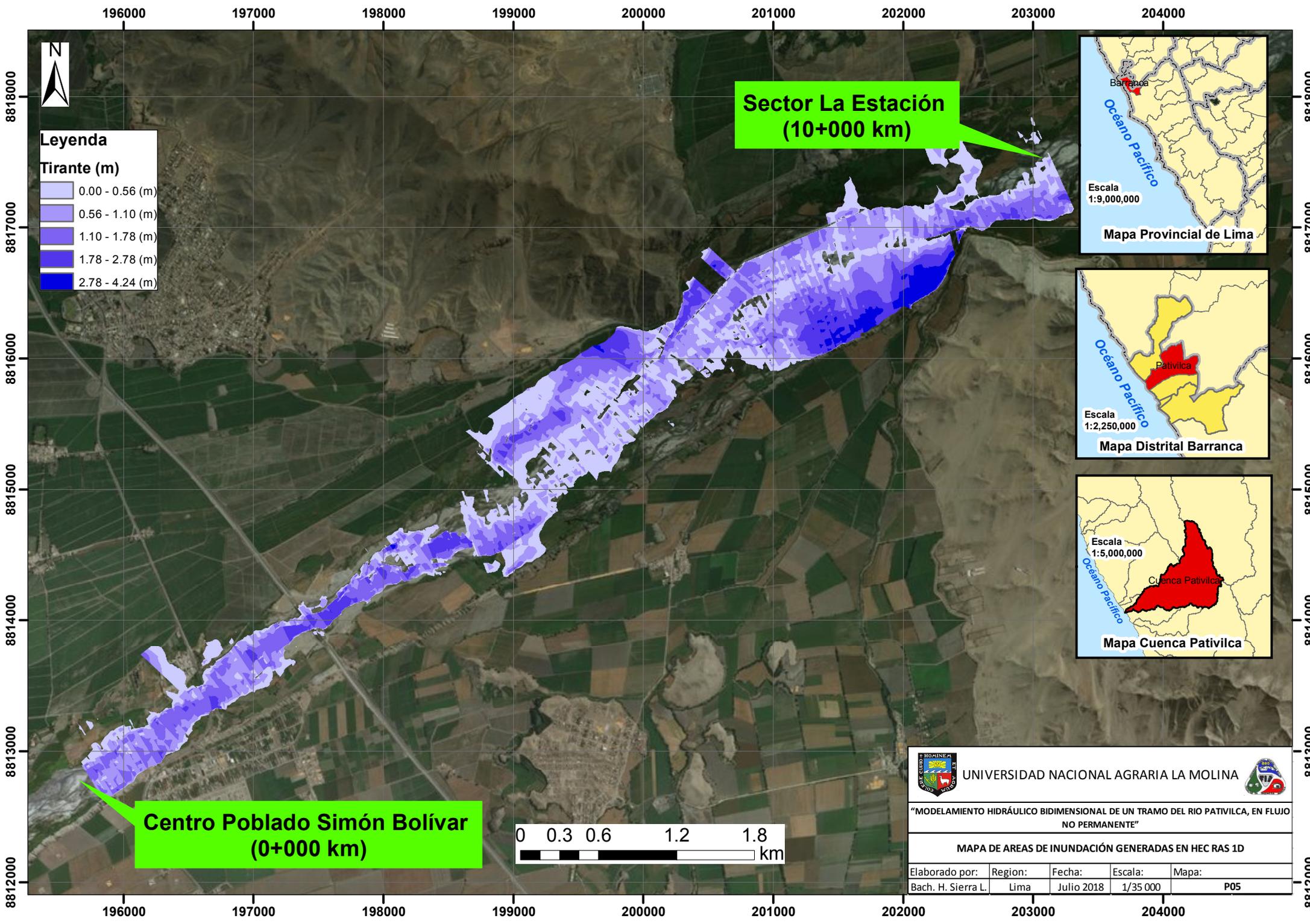
**Sector La Estación  
(10+000 km)**

**Centro Poblado Simón Bolívar  
(0+000 km)**



		<b>UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA</b>		
<p>“MODELAMIENTO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DE UN TRAMO DEL RIO PATIVILCA, EN FLUJO NO PERMANENTE”</p>				
<p>MAPA DE ÁREAS DE INUNDACIÓN GENERADAS EN HECRAS 2D</p>				
Elaborado por:	Region:	Fecha:	Escala:	Mapa:
Bach. H. Sierra L.	Lima	Julio 2018	1/35 000	P04





**Leyenda**

**Tirante (m)**

- 0.00 - 0.56 (m)
- 0.56 - 1.10 (m)
- 1.10 - 1.78 (m)
- 1.78 - 2.78 (m)
- 2.78 - 4.24 (m)

**Sector La Estación  
(10+000 km)**

**Centro Poblado Simón Bolívar  
(0+000 km)**

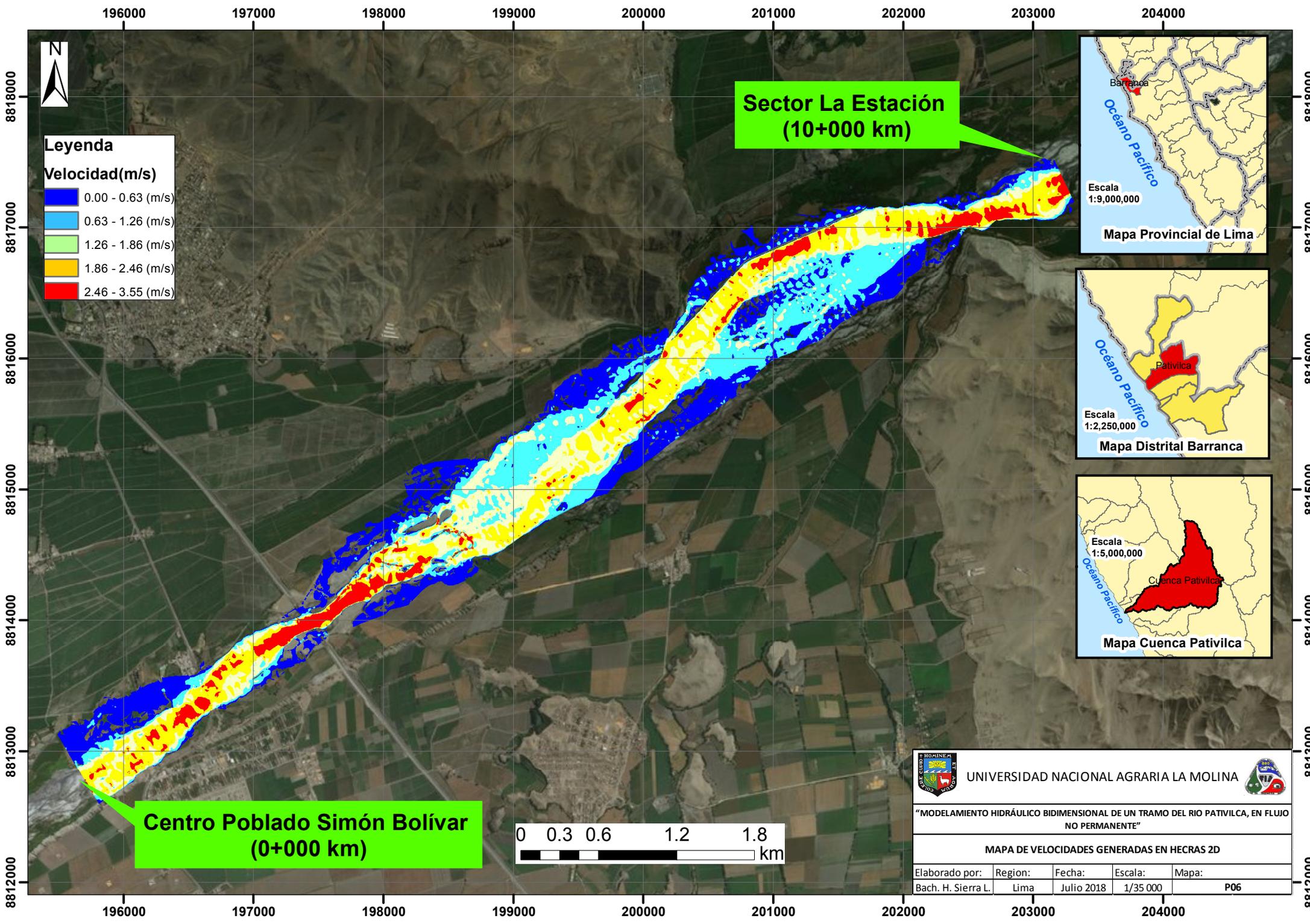


UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

“MODELAMIENTO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DE UN TRAMO DEL RIO PATIVILCA, EN FLUJO NO PERMANENTE”

MAPA DE AREAS DE INUNDACIÓN GENERADAS EN HEC RAS 1D

Elaborado por:	Region:	Fecha:	Escala:	Mapa:
Bach. H. Sierra L.	Lima	Julio 2018	1/35 000	P05



**Leyenda**

**Velocidad(m/s)**

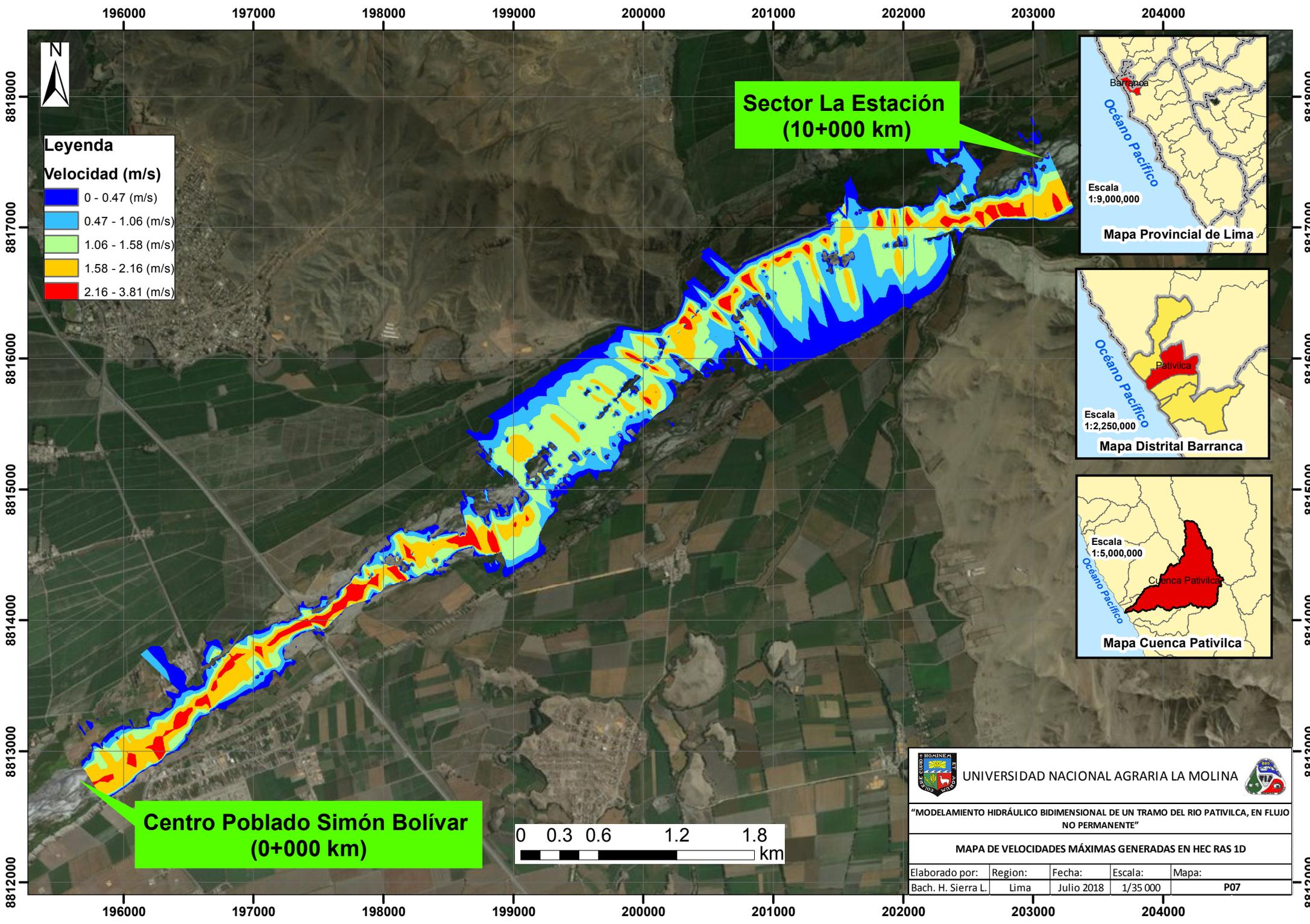
Blue	0.00 - 0.63 (m/s)
Light Blue	0.63 - 1.26 (m/s)
Light Green	1.26 - 1.86 (m/s)
Yellow	1.86 - 2.46 (m/s)
Red	2.46 - 3.55 (m/s)

**Sector La Estación  
(10+000 km)**

**Centro Poblado Simón Bolívar  
(0+000 km)**



<p>UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA</p> <p>"MODELAMIENTO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DE UN TRAMO DEL RIO PATIVILCA, EN FLUJO NO PERMANENTE"</p> <p>MAPA DE VELOCIDADES GENERADAS EN HECRAS 2D</p>				
Elaborado por:	Region:	Fecha:	Escala:	Mapa:
Bach. H. Sierra L.	Lima	Julio 2018	1/35 000	P06



**Leyenda**

**Velocidad (m/s)**

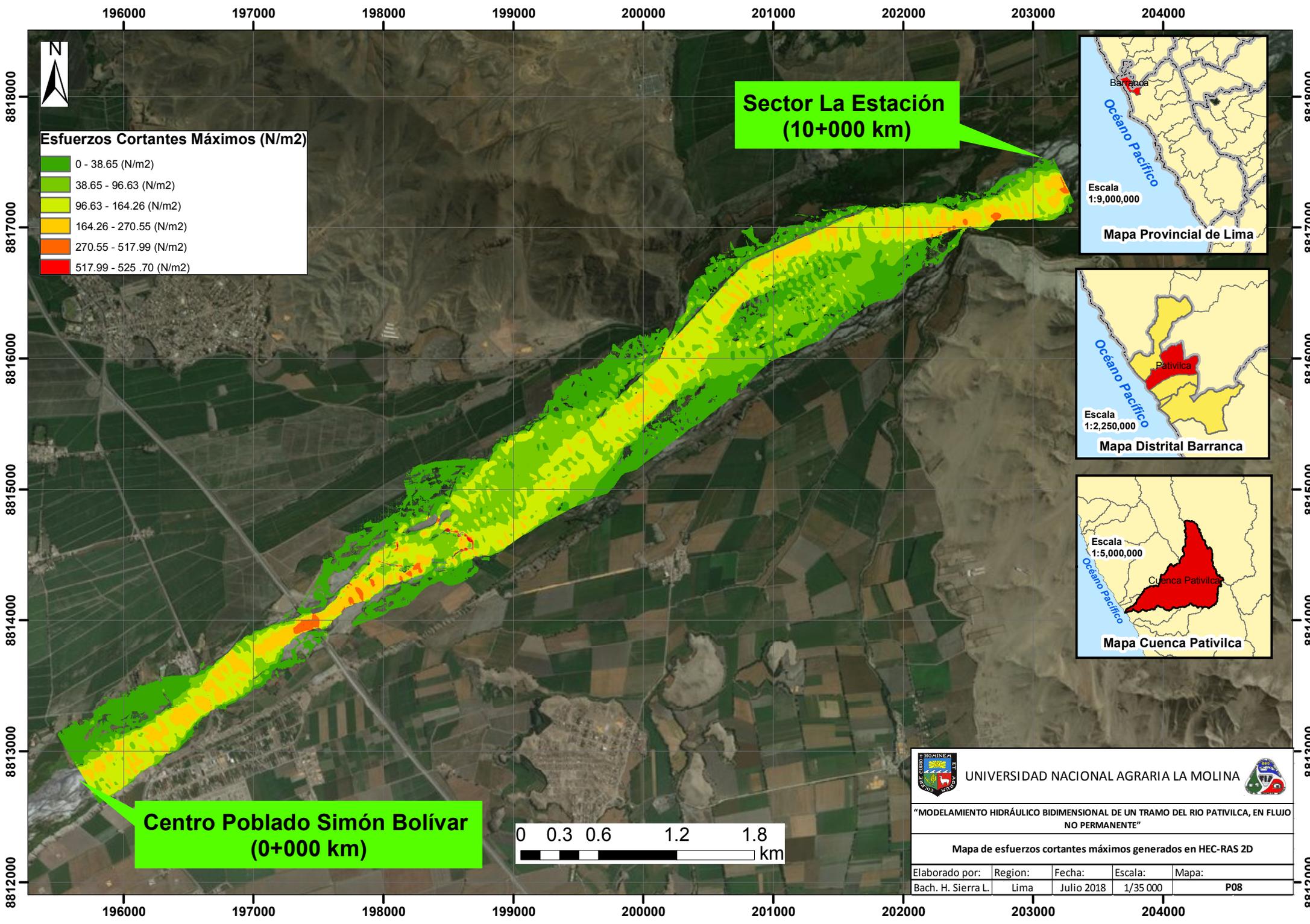
0 - 0.47 (m/s)
0.47 - 1.06 (m/s)
1.06 - 1.58 (m/s)
1.58 - 2.16 (m/s)
2.16 - 3.81 (m/s)

**Sector La Estación  
(10+000 km)**

**Centro Poblado Simón Bolívar  
(0+000 km)**



		<b>UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA</b>			
<p>“MODELAMIENTO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DE UN TRAMO DEL RIO PATIVILCA, EN FLUJO NO PERMANENTE”</p>					
<p>MAPA DE VELOCIDADES MÁXIMAS GENERADAS EN HEC RAS 1D</p>					
Elaborado por:	Region:	Fecha:	Escala:	Mapa:	
Bach. H. Sierra L.	Lima	Julio 2018	1/35 000	P07	



**Sector La Estación  
(10+000 km)**

**Centro Poblado Simón Bolívar  
(0+000 km)**

- Esfuerzos Cortantes Máximos (N/m<sup>2</sup>)**
- 0 - 38.65 (N/m<sup>2</sup>)
  - 38.65 - 96.63 (N/m<sup>2</sup>)
  - 96.63 - 164.26 (N/m<sup>2</sup>)
  - 164.26 - 270.55 (N/m<sup>2</sup>)
  - 270.55 - 517.99 (N/m<sup>2</sup>)
  - 517.99 - 525.70 (N/m<sup>2</sup>)

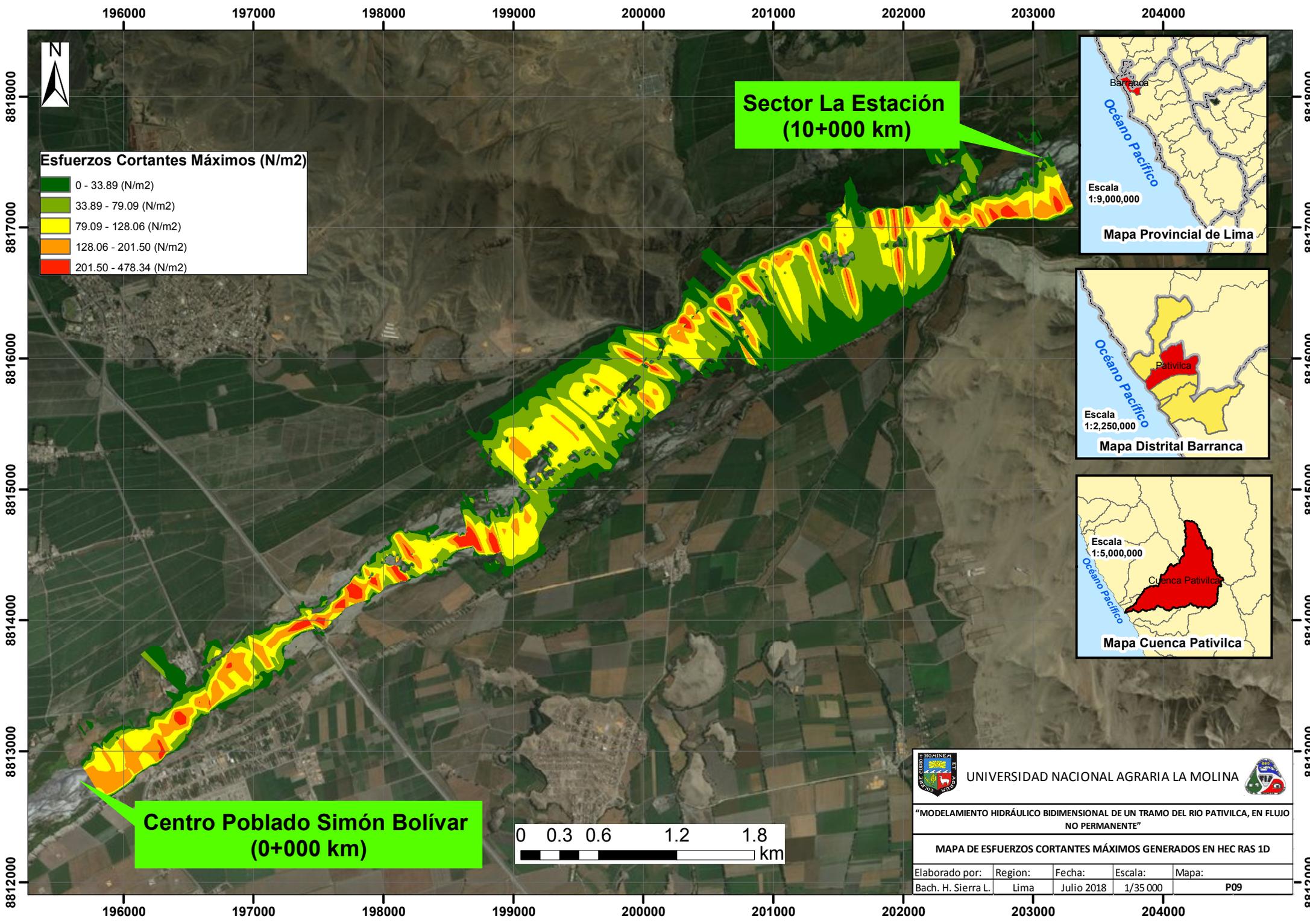



**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**


**"MODELAMIENTO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DE UN TRAMO DEL RIO PATIVILCA, EN FLUJO NO PERMANENTE"**

**Mapa de esfuerzos cortantes máximos generados en HEC-RAS 2D**

Elaborado por:	Region:	Fecha:	Escala:	Mapa:
Bach. H. Sierra L.	Lima	Julio 2018	1/35 000	P08

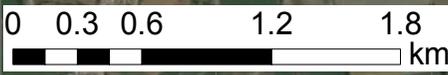


**Esfuerzos Cortantes Máximos (N/m<sup>2</sup>)**

- 0 - 33.89 (N/m<sup>2</sup>)
- 33.89 - 79.09 (N/m<sup>2</sup>)
- 79.09 - 128.06 (N/m<sup>2</sup>)
- 128.06 - 201.50 (N/m<sup>2</sup>)
- 201.50 - 478.34 (N/m<sup>2</sup>)

**Sector La Estación  
(10+000 km)**

**Centro Poblado Simón Bolívar  
(0+000 km)**



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

"MODELAMIENTO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DE UN TRAMO DEL RIO PATIVILCA, EN FLUJO NO PERMANENTE"

MAPA DE ESFUERZOS CORTANTES MÁXIMOS GENERADOS EN HEC RAS 1D

Elaborado por:	Region:	Fecha:	Escala:	Mapa:
Bach. H. Sierra L.	Lima	Julio 2018	1/35 000	P09