



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

*Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo*

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA  
Y CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**EVALUACIÓN DE LOS MODELOS HIDRODINÁMICOS  
HEC- RAS 1D Y 2D EN UN TRAMO DEL RIO YANUNCAY DE  
LA CIUDAD DE CUENCA**

**TRABAJO DE TITULACIÓN O PROYECTO DE INTEGRACIÓN  
CURRICULAR PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**AUTOR: JEAN PAUL PALACIOS DOMÍNGUEZ**

**DIRECTOR: ING. SANTIAGO AURELIO OCHOA GARCÍA**

**CUENCA – ECUADOR**

**2021**



# **UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

*Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo*

## **UNIDAD ACADÉMICA INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN**

### **CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**EVALUACIÓN DE LOS MODELOS HIDRODINÁMICOS HEC-RAS 1D Y  
2D EN UN TRAMO DEL RIO YANUNCAY DE LA CIUDAD DE CUENCA**

**TRABAJO DE TITULACIÓN O PROYECTO DE INTEGRACIÓN  
CURRICULAR PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**AUTOR: JEAN PAUL PALACIOS DOMÍNGUEZ**

**DIRECTOR: ING. SANTIAGO AURELIO OCHOA GARCÍA**

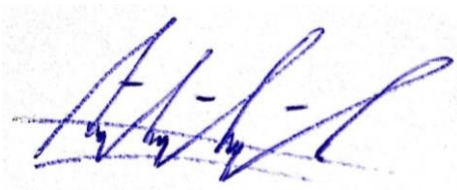
**CUENCA - ECUADOR**

**2021**

## **Declaratoria de Autoría y Responsabilidad**

Yo, **Jean Paul Palacios Domínguez** portador de la cédula de ciudadanía N.º **0105780712**. Declaro ser el autor de la obra: “**EVOLUCIÓN DE LOS MODELOS HIDRODINÁMICOS HEC-RAS 1D Y 2D EN UN TRAMO DEL RIO YANUNCAY DE LA CIUDAD DE CUENCA**”, sobre la cual me hago responsable sobre las opiniones, versiones e ideas expresadas. Declaro que la misma ha sido elaborada respetando los derechos de propiedad intelectual de terceros y eximo a la Universidad Católica de Cuenca sobre cualquier reclamación que pudiera existir al respecto. Declaro finalmente que mi obra ha sido realizada cumpliendo con todos los requisitos legales, éticos y bioéticos de investigación, que la misma no incumple con la normativa nacional e internacional en el área específica de investigación, sobre la que también me responsabilizo y eximo a la Universidad Católica de Cuenca de toda reclamación al respecto.

Cuenca, **07 de septiembre de 2021**



---

Jean Paul Palacios Domínguez

0105780712

Cuenca, 06 de septiembre del 2021

Por medio del presente documento, certifico que en calidad de tutor he revisado las correcciones realizadas a las observaciones del Trabajo de Titulación previo a la obtención del título de INGENIERO CIVIL, cuyo tema es “EVALUACIÓN DE LOS MODELOS HIDRODINÁMICOS HEC-RAS 1D y 2D EN UN TRAMO DEL RIO YANUNCAY DE LA CIUDAD DE CUENCA”, trabajo realizado por el estudiante JEAN PAUL PALACIOS DOMÍNGUEZ, cumpliendo en el documento final los cambios acorde a las observaciones realizadas por los revisores ING. DIEGO CORONEL e ING. CARLOS MATOVELLE.



**ING. SANTIAGO AURELIO OCHOA GARCÍA PhD.  
DIRECTOR DE TRABAJO DE TITULACIÓN**

[www.ucacue.edu.ec](http://www.ucacue.edu.ec)

Cuenca: Av. de las Américas y Tarqui ☎ Telf: 2830751, 2824365, 2826563 Azogues: Campus Universitario "Luis Cordero El Grande", (Frente al Terminal Terrestre).  
☎ Telf: 593 (7) 2241 - 613, 2243-444, 2245-205, 2241-587 Cañar: Calle Antonio Ávila Clavijo. ☎ Telf: 072235268, 072235870 San Pablo de la Troncal: Cda. Universitaria  
km.72 Quinceava Este y Primera Sur ☎ Telf: 2424110 Macas: Av. Cap. José Villanueva s/n ☎ Telf: 2700393, 2700392

## **Agradecimiento**

Este trabajo de investigación va dedicado a toda mi familia, especialmente a mis padres Marieta y Vicente, por su apoyo, esfuerzo y por ser mi ejemplo a seguir; a mis hermanos Geovanny y Jhofre, por haberme brindado su experiencia, consejos y motivación para salir adelante, por último, agradecer a mis sobrinos Samantha, Pablo y Matías por ser mi fuente de inspiración y mi motivo para superarme cada día como persona.

Además, agradecer a la Universidad Católica de Cuenca y a los docentes de la facultad de Ingeniería Civil, por brindarme la formación necesaria para ser un mejor profesional, un agradecimiento especial al Ingeniero Santiago Ochoa por brindarme sus conocimientos y apoyo en esta última etapa de mi carrera universitaria.

Por último, agradecer a todos los compañeros y amigos que me han acompañado a lo largo de este camino, brindándome su apoyo y compartiendo vivencias.

## Resumen

En el presente trabajo se realiza la modelación hidrodinámica unidimensional y bidimensional de un tramo del río Yanuncay, que está comprendido entre el puente de la Av. Loja y el Jardín Botánico de la Ciudad de Cuenca (sector Universidad del Azuay), se utilizó los softwares ArcGIS, HEC-GEORAS y HEC-RAS en sus dos versiones, con la finalidad encontrar las diversas zonas propensas a inundación, observar la interacción que tienen los puentes en estos programas y realizar una comparación entre las versiones unidimensional y bidimensional.

Para el estudio en el Software HEC-RAS se considera varios parámetros, uno de los principales son los puentes comprendidos en la zona de estudio, que son los puentes Redondel Floral, Felipe II y los Tres Puentes, con el fin de conseguir simulaciones más reales y precisas, se realiza un análisis de funcionalidad de este modelo matemático en sus versiones unidimensional y bidimensional.

Una vez realizada la modelación del software en sus dos versiones se tiene, que cada modelo tiene sus ventajas y desventajas, siendo uno de los puntos más determinantes en esta investigación la incorporación de los puentes, en este caso de estudio los resultados fueron muy parejos pero siendo un poco superior en el modelo unidimensional, sin embargo en cuanto a la exactitud y el mapeo tiene mejor comportamiento el modelo bidimensional, con esto se puede concluir que el modelo bidimensional es más preciso y recomendado, pero cuando exista la presencia de puentes se recomienda el modelo unidimensional.

*Palabras clave:* unidimensional, bidimensional, HEC-RAS, modelación hidrodinámica

## Abstract

In this paper, a one-dimensional and two-dimensional hydrodynamic modeling of a section of the Yanuncay river which is located between the bridge of Loja Avenue and the Botanical Garden of the city of Cuenca (Universidad del Azuay sector) was performed, using ArcGIS, HEC-GEORAS, and HEC-RAS software in its two versions, to find the various areas prone to flooding, observe the interaction that the bridges have in these programs, and make a comparison between the one-dimensional and two-dimensional versions.

For the study in the HEC-RAS software, several parameters are considered, one of the main ones being the bridges included in the study area, which are the Redondel Floral, Felipe II, and "Tres Puentes bridges". To achieve more realistic and accurate simulations, and analysis of the functionality of this mathematical model in its one-dimensional and two-dimensional versions is conducted.

Once the modeling of the software in its two versions is done, each model has its advantages and disadvantages, being one of the most determining points in this research the incorporation of bridges; in this case study, the results were very even but being slightly superior in the one-dimensional model. However, in terms of accuracy and mapping has better behavior the two-dimensional model, with it can be concluded that the two-dimensional model is more accurate and recommended, but when there is the presence of bridges the one-dimensional model is recommended.

*Keywords:* one-dimensional, two-dimensional, HEC-RAS, hydrodynamic modeling

## Contenido

Agradecimiento .....	V
Resumen .....	VI
Abstract .....	VII
Contenido de ilustraciones .....	X
Contenido de tablas .....	XIV
Capítulo I.....	1
1.1 Introducción .....	1
1.2 Antecedentes .....	2
1.3 Justificación .....	3
1.4    Objetivos .....	4
1.4.1 Objetivo general .....	4
1.4.2 Objetivo específico .....	4
1.5 Descripción metodológica .....	4
Capítulo II: Marco teórico.....	5
2.1 Tipos de flujo .....	5
Criterio tiempo .....	5
Criterio espacio.....	5
Criterio de las fuerzas actuantes: .....	6
2.2 Hidráulica de canales abiertos .....	7
2.3 Modelación Hidráulica .....	12
2.3.1.    Modelos en 1D, 2D y 3D .....	13
2.4 Calibración de Modelos.....	20
2.5 Software HEC – RAS.....	23
2.6 Software HEC – GEORAS.....	24
2.7 Análisis hidráulico de puentes.....	25
Capitulo III. Recopilación, procesamiento y validación de información.....	28
3.1 Análisis hidrológico.....	28
3.1.1 Procesamiento y calibración-validación de información .....	28
3.1.2 Curva de descarga .....	32
3.1.3 Hidrograma unitario .....	34
3.1.4 Hidrograma de crecida .....	35
3.1.5 Caudales máximos de diseño .....	37
3.2 Análisis hidráulico de la zona de estudio .....	38
3.2.1 Características hidráulicas de flujo.....	38
3.2.2 Consideraciones para el HEC-RAS .....	39

3.2.3.    Análisis morfológico .....	40
3.2.4 Tipos de régimen de flujo .....	41
3.2.5 Coeficientes de rugosidad de Manning “n” .....	41
3.3 Análisis de puentes.....	44
3.3.1 Recolección de datos de puentes de la zona de estudio .....	45
Capitulo IV. Modelación hidrodinámica unidimensional y bidimensional .....	51
4.1 Área de estudio .....	51
4.2    Modelación Hidrodinámica Unidimensional y Bidimensional .....	52
4.2.1 Modelo Unidimensional .....	52
4.2.2 Modelo Bidimensional.....	57
CAPITULO V. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS .....	64
5.1 Modelo Unidimensional .....	64
5.1.1 Análisis manchas de inundación.....	68
5.1.2 Velocidades Máximas .....	72
5.1.3 Análisis Zonas de Aceleración y Desaceleración del Modelo Unidimensional.....	77
5.2 Modelo Bidimensional.....	77
5.3 Análisis de Puentes.....	86
5.3.1 Análisis de puentes en el modelo Unidimensional .....	86
5.3.2 Análisis de puentes en el modelo bidimensional .....	92
5.3.3 Comparación de análisis de puentes entre modelo unidimensional y bidimensional.....	97
5.4 Análisis comparativo entre el modelo unidimensional y bidimensional .....	98
5.5 Comparación de resultados.....	100
5.6 Ventajas y desventajas de los modelos unidimensional y bidimensional.....	102
CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	103
6.1 Conclusiones.....	103
6.2 Recomendaciones .....	104
Anexo fotográfico .....	106
Bibliografía.....	109

## Contenido de ilustraciones

### CAPÍTULO II

Ilustración 2. 1: Ecuaciones para desarrollar los diferentes criterios estadísticos .....23

Ilustración 2. 2. Esquema de Preismann. ....24

### CAPÍTULO III

Ilustración 3. 1 Curva H-Q. Método logarítmico. .... 33

Ilustración 3. 2. Hidrograma unitario base. .... 35

Ilustración 3. 3: Características de un Hidrograma. .... 36

Ilustración 3. 4. Hidrograma de crecida para los diferentes periodos de retorno determinados.  
..... 37

Ilustración 3. 5: Modelo Digital de Elevación a utilizarse ..... 40

Ilustración 3. 6 Mapa de Uso de suelo de la zona de estudio..... 44

Ilustración 3. 7. Punto de inicio del tramo de estudio (Puente Av. Loja) ..... 45

Ilustración 3. 8. Punto final del tramo de estudio (Jardín Botánico)..... 46

Ilustración 3. 9. Ubicación Puente Redondel Floral..... 46

Ilustración 3. 10. Puente Redondel Floral ..... 47

Ilustración 3. 11 Ubicación Puente Felipe II..... 48

Ilustración 3. 12 Puente Felipe II ..... 48

Ilustración 3. 13 Ubicación Puente "Tres Puentes" ..... 49

Ilustración 3. 14. Puente "Tres Puentes" ..... 50

### CAPÍTULO IV

Ilustración 4. 1. Zona de estudio. ....51

Ilustración 4. 2: Modelo en ArcGIS generado con ayuda de Hec-GeoRas.....52

Ilustración 4. 3 Representación del Puente Redondel Floral. ....53

Ilustración 4. 4: Representación del Puente Felipe II.....53

Ilustración 4. 5: Representación de los Tres Puentes.....54

Ilustración 4. 6: Geometría del modelo con las estructuras. ....	54
Ilustración 4. 7: Gráfica comparativa de calados para la calibración en el año 2012 .....	56
Ilustración 4. 8: Validación modelo 1D para el año 2017 .....	57
Ilustración 4. 9 Redondel Floral en el modelo bidimensional.....	58
Ilustración 4. 10 Puente Felipe II en el modelo bidimensional .....	58
Ilustración 4. 11 Los 3 puentes en el modelo bidimensional .....	59
Ilustración 4. 12. Geometría del modelo bidimensional. ....	60
Ilustración 4. 13 Comparación graficas Calado-Tiempo. ....	61
Ilustración 4. 14 Validación con valores finales de Manning. ....	63

## CAPÍTULO V

Ilustración 5. 1: Vista en planta del área de inundación del modelo en el periodo de retorno de 100 años.....	64
Ilustración 5. 2: Vista en 3d del modelo en el periodo de retorno de 100 años. ....	65
Ilustración 5. 3: Visualización del perfil de agua para los diferentes periodos de retorno de 5, 10, 25,50 y 100 años.....	66
Ilustración 5. 4: Visualización del perfil de velocidades en un periodo de retorno de 100 años. ....	66
Ilustración 5. 5: Visualización de las alturas de agua en los diferentes periodos de retorno y distribución de velocidades. ....	67
Ilustración 5. 6 Manchas de inundación en el primer tramo para los periodos de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años .....	69
Ilustración 5. 7 Manchas de inundación en el segundo tramo para los periodos de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años .....	70
Ilustración 5. 8 Manchas de inundación en el tercer tramo para los periodos de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años .....	71
Ilustración 5. 9 Manchas de inundación en el cuarto tramo para los periodos de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años .....	72

Ilustración 5. 10. Manchas de velocidades en el primer tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.....	73
Ilustración 5. 11: Manchas de velocidades en el segundo tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.....	74
Ilustración 5. 12: Manchas de velocidades en el tercer tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.....	75
Ilustración 5. 13: Manchas de velocidades en el cuarto tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.....	76
Ilustración 5. 14 Mancha de inundación del modelo bidimensional en el primer tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.....	79
Ilustración 5. 15 Mancha de inundación del modelo bidimensional en el segundo tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.....	80
Ilustración 5. 16 Mancha de inundación del modelo bidimensional en el tercer tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.....	81
Ilustración 5. 17 Mancha de inundación del modelo bidimensional en el cuarto tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.....	82
Ilustración 5. 18 Manchas de velocidad del modelo bidimensional en el primer tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.....	83
Ilustración 5. 19 Manchas de velocidad del modelo bidimensional en el segundo tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.....	84
Ilustración 5. 20 Manchas de velocidad del modelo bidimensional en el tercer tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.....	85
Ilustración 5. 21 Manchas de velocidad del modelo bidimensional en el cuarto tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.....	86
Ilustración 5. 22 Vista frontal del puente Redondel Floral aguas arriba.....	87
Ilustración 5. 23: Vista del puente Redondel Floral aguas abajo .....	87
Ilustración 5. 24: Vista del puente Felipe II aguas arriba.....	89
Ilustración 5. 25: Vista del puente Felipe II aguas abajo. ....	89
Ilustración 5. 26: Vista del puente Tres Puentes aguas arriba.....	90

Ilustración 5. 27: Vista del puente Tres Puentes aguas abajo .....	91
Ilustración 5. 28. Altura de agua y distribución de velocidades en la sección aguas arriba puente Redondel Floral en el periodo de retorno de 100 años.....	92
Ilustración 5. 29. Altura de agua y distribución de velocidades en la sección aguas abajo puente Redondel Floral en el periodo de retorno de 100 años.....	92
Ilustración 5. 30. Altura de agua y distribución de velocidades en la sección aguas arriba puente Felipe II en el periodo de retorno de 100 años .....	94
Ilustración 5. 31. Altura de agua y distribución de velocidades en la sección aguas abajo puente Felipe II en el periodo de retorno de 100 años .....	94
Ilustración 5. 32. Altura de agua y distribución de velocidades en la sección aguas arriba puente Tres Puentes en el periodo de retorno de 100 años .....	96
Ilustración 5. 33. Altura de agua y distribución de velocidades en la sección aguas abajo puente Tres Puentes en el periodo de retorno de 100 años .....	96

## Contenido de tablas

### CAPÍTULO II

Tabla 2. 1: Fricción de pared. $K_s$ es la altura de rugosidad de la pared.....	10
---	----

### CAPÍTULO III

Tabla 3. 1 Media y Desviación estándar de los caudales anuales .....	30
--	----

Tabla 3. 2 Caudales máximos anuales. ....	31
---	----

Tabla 3. 3: Cuartiles de Caudales.....	32
--	----

Tabla 3. 4 Términos Curva de descarga.....	33
--	----

Tabla 3. 5. Caudales máximos para los periodos de retorno determinados. ....	37
--	----

Tabla 3. 6 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning. ....	42
--	----

Tabla 3. 8. Coordenadas Puente Redondel Floral .....	47
--	----

Tabla 3. 9 Cotas del Puente.....	47
----------------------------------	----

Tabla 3. 10 Coordenadas Puente Felipe II .....	48
--	----

Tabla 3. 11 Cotas Puente Felipe II .....	49
--	----

Tabla 3. 12 Coordenadas Tres Puentes .....	50
--	----

Tabla 3. 13 Cotas Tres Puentes .....	50
--------------------------------------	----

### CAPÍTULO IV

Tabla 4. 1 Análisis estadístico de los resultados de calado obtenidos a partir del modelo HEC-RAS (unidimensional).....	56
---	----

Tabla 4. 2: Valores coeficiente de Manning para modelo unidimensional.....	57
--	----

Tabla 4. 3: Valores iniciales de Manning.....	60
---	----

Tabla 4. 4 Análisis estadístico de los resultados de calado obtenidos a partir del modelo HEC-RAS bidimensional .....	61
---	----

Tabla 4. 5: Valores finales de Manning. ....	62
--	----

### CAPÍTULO V

Tabla 5. 1 Caudales para los diferentes periodos de retorno.....	64
--	----

Tabla 5. 2 Tabla con el resumen de resultados en los diferentes periodos de retorno en un tramo seleccionado. ....	67
Tabla 5. 3: Valores máximos de la velocidad en los diferentes caudales máximo. ....	76
Tabla 5. 4: Hidrograma de salida para el todo el tramo de estudio del rio Yanuncay para diferentes periodos de retorno. ....	78
Tabla 5. 5 Diferentes valores aguas arriba y abajo del puente Redondel Floral. ....	88
Tabla 5. 6: Diferentes valores aguas arriba y abajo del puente Felipe II. ....	90
Tabla 5. 7: Diferentes valores aguas arriba y abajo del puente Tres Puentes. ....	91
Tabla 5. 8. Diferentes valores aguas arriba y abajo del puente Redondel Floral ....	93
Tabla 5. 9. Diferentes valores aguas arriba y abajo del puente Felipe II ....	95
Tabla 5. 10. Diferentes valores aguas arriba y abajo del puente Tres Puentes ....	97
Tabla 5. 11 Área de inundación para diferentes periodos de retorno en el modelo unidimensional. ....	100
Tabla 5. 12 Área y porcentaje de inundación en el modelo bidimensional. ....	100
Tabla 5. 13 Ventajas y desventajas de los modelos unidimensional y bidimensional ..	102

### **Contenido de anexos**

Ilustración 1. Toma de puntos en Puente Redondel Floral .....	106
Ilustración 2. Toma de elevación del lecho Puente Redondel Floral .....	106
Ilustración 3. Toma de Secciones del Puente Felipe II .....	107
Ilustración 4. Toma de coordenadas Puente Felipe II .....	107
Ilustración 5. Obtención de elevaciones del cauce Puente Felipe II .....	108

# Capítulo I

## 1.1 Introducción

Esta investigación comprende un tramo del río Yanuncay dentro del perímetro urbano de la ciudad de Cuenca, desde el cruce de la Avenida Loja y Avenida 1° de mayo, hasta el Jardín Botánico de la ciudad de Cuenca (sector Universidad del Azuay).

Debido a los desbordamientos del río Yanuncay ocasionados por las fuertes precipitaciones en la zona urbana de la ciudad de Cuenca, se busca llevar a cabo una evaluación de los modelos hidrodinámicos unidimensionales y bidimensionales, por medio de la utilización del software HEC-RAS y HEC-GEORAS. Asimismo, se plantea evaluar posibles áreas de inundación, determinar la influencia de las estructuras (puentes) en las características hidráulicas del flujo y realizar una comparación entre los esquemas de flujo unidimensional y bidimensional; fijando parámetros como la exactitud en los resultados, la trabajabilidad y el mapeo; estas comparaciones se realizarán mediante métodos visuales, numéricos y estadísticos.

En la ciudad de Cuenca la encargada del monitoreo de las precipitaciones y caudales es la empresa pública ETAPA EP a través de estaciones hidrometeorológicas, con los cuales a partir de análisis estadísticos es posible estimar los caudales máximos en periodos de retorno determinados y con la ayuda de un estudio hidráulico determinar las posibles zonas más vulnerables a inundaciones.

Sin embargo, es muy importante incorporar un análisis hidrológico e hidráulico con el fin de definir los tramos de mayor riesgo potencial de inundación, debido a que es fundamental considerar la interacción del cauce con su entorno, principalmente con las obras hidráulicas como los puentes existentes en la zona (puente Redondel Floral, puente Felipe II y Tres Puentes) ya que estos afectan el flujo del río y pueden llegar a originar inundaciones y desbordamientos considerables. Finalmente, comparar con la aplicación de esquemas de cálculo unidimensionales y bidimensionales del comportamiento hidráulico del río, aplicando el modelo HEC-RAS, esbozando las ventajas y desventajas de las metodologías analizadas.

## **1.2 Antecedentes**

El Río Yanuncay nace en el Parque Nacional Cajas a una altitud aproximada de 4000 m.s.n.m, y pasa por la parte sur de la ciudad. Durante su paso por la ciudad, el Río Yanuncay se une con el Río Tarqui a la altura del Jardín Botánico, luego este desemboca en el río Tomebamba en el sector de la Empresa Eléctrica de Cuenca, el cual luego de unirse con el río Machángara pasa a ser el río Cuenca que desemboca en el río Paute, continuando su curso por la Amazonia Ecuatoriana para posteriormente unirse al Río Amazonas y desembocar en el Océano Atlántico

En el año 2015 se realizó un análisis y procesamiento de la información pluviométrica y limnimétrica disponible de los ríos Tomebamba y Yanuncay, con el fin de encontrar medidas no estructurales para mitigar la vulnerabilidad que provoca este río en la ciudad de Cuenca. En este estudio se utilizó una modelación hidrológica que determinó los valores de escorrentía y el tránsito de los hidrogramas, se evidenció la relevancia de realizar monitoreos de los ríos y las cuencas (Burbano, 2015).

En el año 2020 se realiza una comparación de resultados de las manchas de inundación de un modelo utilizado en el 2017 y un modelo actualizado, para determinar los impactos producidos por rellenos colocados al margen del río, en el tramo de Misicata- Av. De las Américas; se utilizó el modelo matemático de HEC-RAS en una dimensión, las modelaciones se realizaron con los rellenos y sin los rellenos, utilizando diferentes caudales con el fin de encontrar las manchas de inundación. Se logró determinar la importancia de los rellenos artificiales en cuanto a la contención del caudal, sin embargo, en el momento que los caudales aumentan su intensidad los rellenos artificiales disminuyen su funcionalidad (Gutierrez, 2020).

En el año 2018 se realizó la calibración del modelo hidráulico HEC-RAS 2D en un tramo del río Guanuscate en la Provincia de Córdoba-Argentina, el propósito de esta investigación fue encontrar las áreas de inundación de un río el cual no se tenía ningún tipo de registro de las variables hidrodinámicas, para lo cual se utilizó el método de velocimetría por seguimiento de partículas a gran escala (por sus siglas en inglés LSPIV), con este método se lograron estimar las velocidades superficiales, caudales y flujos completos mediante el procesamiento de video, una vez que se contaba con estas variables se procedieron a cargarlas en conjunto con un modelo de elevación, para la calibración de la rugosidad se tuvo que correr el programa varias veces hasta ver una mancha de inundación que el asemeje a la del video (Vaschalde, Rico, Dasso, 2018).

En el año 2014 se realizó una evaluación hidráulica del puente sobre la quebrada Atarigua en el estado de Lara en Venezuela, en este río se presentaba un régimen mixto por lo cual se lo considero como lecho móvil con el fin de evaluar el puente. Los modelos matemáticos que se utilizaron fue el HEC-HMS y HEC-RAS. (Rincón, 2015)

En el año 2020 se realizó un análisis hidrodinámico en un tramo del río Yanuncay, comprendido entre el puente de la Av. Loja hasta el Jardín Botánico de la ciudad de Cuenca. En esta investigación se realizó una comparación de modelos digitales de elevación en diferentes resoluciones para ver cuál es el más óptimo y así aplicarlo en un modelo bidimensional, se utilizó el software IBER para realizar dichas modelaciones y así realizar un análisis tanto visual como estadístico de las manchas de inundación.

### **1.3 Justificación**

El río Yanuncay ha experimentado a lo largo de los años diversas crecidas, provocadas por los eventos extremos de precipitaciones, dando como resultado inundaciones en las zonas urbanas de la ciudad de Cuenca. Las inundaciones provocan las fallas como la socavación en las estructuras hidráulicas, la erosión del suelo del área de inundación, daños a las viviendas colindantes y espacios públicos, creando malestar social y económico.

Dentro de este contexto, la investigación comprende el sector del puente Redondel Floral, Felipe II y Tres Puentes. Estas estructuras hidráulicas de la zona de estudio, son las más vulnerables en épocas de precipitaciones extremas ya que generan fallas en ellas. Se debe considerar que los puentes pueden afectar el flujo del río, esto va a depender del cauce principal, puesto que se convierte en un obstáculo y podría provocar áreas de desbordamiento superior que los naturales.

Con el Software de HEC-RAS (1D y 2D) se puede simular las inundaciones y predecir el posible daño a las estructuras existentes, en base a los datos históricos de las estaciones hidrometeorológicas monitoreadas por la empresa pública ETAPA EP; adicionalmente se emplearán las herramientas computacionales HEC-GEORAS y ARCGIS 10.3, con la finalidad de determinar los datos geométricos que corresponden a la zona de estudio a partir de información geoespacial.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo general**

Implementar el modelo HEC-RAS en su versión unidimensional y bidimensional al tramo comprendido entre el Puente Av. Loja hasta y el Jardín Botánico de Cuenca, con el fin de realizar una comparación entre los dos modelos, evaluar posibles áreas de inundación y la influencia de las estructuras de los puentes con las características hidráulicas del flujo.

### **1.4.2 Objetivo específico**

- Recopilar, validar y procesar la información hidrológica y geográfica de la zona de estudio para ser aplicada en modelaciones hidráulicas.
- Implementar, calibrar y validar el modelo matemático HEC-RAS en el dominio del río Yanuncay con la finalidad de obtener zonas de riesgo de inundación y estudiar la interacción del flujo con los puentes en el tramo respectivo.
- Analizar y contrastar el comportamiento hidráulico del río en base a las simulaciones basadas en modelos HEC-RAS 1D y 2D, plantear las ventajas y desventajas de las metodologías estudiadas.

## **1.5 Descripción metodológica**

La metodología a aplicar en la investigación es mixta; por un lado, el método cuantitativo, se basa en la recolección y procesamiento de información necesaria como las precipitaciones y caudales de las estaciones meteorológicas a lo largo de los años sobre el río Yanuncay, los datos pertenecen a la empresa ETAPA EP. El método cualitativo trata la recolección de bases bibliográficas y de bases científicas.

En el Capítulo II se recolecta toda la base teórica necesaria para la comprensión de cada uno de los elementos que se van a utilizar en los modelos matemáticos; en el Capítulo III se recopila, procesa y valida toda la información hidrológica, hidráulica y geoespacial necesaria para los distintos softwares; en el Capítulo IV se implementan los modelos matemáticos en los distintos softwares y se incorpora toda la información obtenida en capítulos anteriores; en el Capítulo V se analiza los resultados que generaran los programas como son las áreas de inundación y la distribución de velocidades, también se realiza un análisis sobre la influencia de los puentes en el cauce del río, por último se realiza una comparación exhaustiva entre los dos modelos.

## Capítulo II: Marco teórico

### 2.1 Tipos de flujo

El flujo de agua puede considerarse como un cuerpo deformable por una velocidad condicionada que alcanza un equilibrio dinámico, “en el fluido solo existen esfuerzos cortantes cuando se mueve (Martínez Marín, García Palacios, & Martínez González, 2016)”. Los fluidos tienen un estado físico como materia sin embargo cada uno posee propiedades características como la densidad y peso, presión o fuerza, calor específico, elasticidad, viscosidad y la tensión superficial. Por lo tanto, estas sustancias (gases y líquidos) son capaces de fluir y se adaptan a la forma de los recipientes que los contienen como líquidos, son compresibles y ofrecen poca resistencia al cambio de forma.

La mecánica de fluidos es la rama de la ciencia que estudia el comportamiento de los fluidos; dentro de la ingeniería civil, en la hidráulica se aplican las teorías relativas a la mecánica de fluidos para el estudio del agua.

Los flujos están clasificados de acuerdo a criterios según el tiempo, espacio y fuerzas actuantes, las mismas que tienen subclasificaciones, que se definen a continuación:

#### Criterio tiempo

- Estacionario o permanente. - las magnitudes cambiantes no varían con el tiempo para un observador que este fijo en una sección.
- No estacionario o no permanente. - las magnitudes cambiantes varían con el tiempo para un observador que este fijo en una sección.

$$\frac{\delta v}{\delta t} \neq 0 \quad \frac{\delta p}{\delta t} \neq 0 \quad \frac{\delta T}{\delta t} \neq 0 \quad \frac{\delta p}{\delta t} \neq 0 \quad [2.1]$$

#### Criterio espacio

- Uniforme. - las magnitudes cambiantes no varían con el espacio para un observador que se mueve a la misma velocidad media de la corriente.
- No uniforme. - las magnitudes varían con el espacio para un observador que se mueve a la misma velocidad media de la corriente. Esta clasificación tiene a su vez otras subclases:

- No uniforme gradualmente variado. - las magnitudes varían de manera gradual, en una distancia relativamente grande como en canales.
- No uniforme rápidamente variado. - las magnitudes varían de manera rápida en una distancia corta como en resalto hidráulico.

**Criterio de las fuerzas actuantes:**

1. Fuerza predominante de inercia y viscosidad:

- Flujo laminar. - el movimiento de las partículas se efectúa siguiendo las líneas de corriente, en planos o placas paralelas, es un flujo ordenado sin la presencia de componentes transversales de velocidad.
- Flujo turbulento. - es un movimiento desordenado de las partículas con la presencia de componentes transversales de la velocidad, razón por la que no existe la presencia de líneas de corriente ordenadas.
- Flujo de transición. - es un flujo intermedio para pasar de laminar a turbulento. El flujo en este estado no está completamente definido.

2. Fuerza predominante de inercia y gravedad:

- Flujo subcrítico. - la fuerza de la inercia es menor que la fuerza debida a la gravedad. Cualquier alteración que se produce en la corriente se desplaza hacia aguas arriba.
- Flujo supercrítico. - la fuerza de inercia es mayor que la fuerza debida a la gravedad. Cualquier alteración que se produce en la corriente se desplaza hacia aguas abajo.
- Flujo crítico. - la fuerza de la inercia es igual que la fuerza debida a la gravedad. Corresponde a un fenómeno local de paso de flujo de descensos hidráulicos o resaltos hidráulicos.

3. Criterio de la dirección preferencial del flujo: flujo unidimensional, flujo bidimensional y flujo tridimensional.

## 2.2 Hidráulica de canales abiertos

Los flujos en canales abiertos están caracterizados por poseer una superficie libre y en la cual se encuentra sometida por una fuerza gravitacional, se puede encontrar en ríos, canales, zanjas de drenaje, etc. Los canales abiertos al ser de superficie libre ocasionan una variante tanto en tiempo y en espacio, y va depender de otras características como la profundidad, caudal y las pendientes del fondo del caudal que son autónomas.

Existen dos tipos de flujo en canales abiertos de acuerdo al tiempo y al espacio (Chow V. T., 2004):

1. De acuerdo al criterio del tiempo puede ser el flujo permanente y el flujo no permanente: es permanente cuando la profundidad del flujo no varía y por lo tanto es constante en el tiempo; si cambia la profundidad con el tiempo es flujo no permanente.
2. De acuerdo al espacio el flujo puede ser uniforme y variado: el flujo puede ser uniforme si la profundidad es la misma en cada sección del canal.
  - Los flujos uniformes pueden ser:
    - a. Flujo uniforme permanente, es el más común dentro de la hidráulica de canales abiertos, este tipo de flujo no cambia en su profundidad.
    - b. Flujo uniforme no permanente: la superficie baja de un tiempo a otro, pero permanente paralelo al fondo del canal.
  - El flujo variado se da cuando la profundidad del canal varía a lo largo del mismo, puede clasificarse en:
    - a. Gradualmente variado. - la profundidad del agua cambia de forma paulatina.
    - b. Rápidamente variado. - la profundidad del agua cambia de forma escabrosa en distancias cortas.

Para el diseño hidráulico respecto a las transiciones considerando la pérdida de carga, la longitud resulta tomando en cuenta “el ángulo de la intersección de la superficie con el eje de la estructura (Rodríguez Ruiz, Hidraulica de canales, 2008)”, esto es  $12^{\circ}30'$ . Sin embargo, aunque el ángulo aumente hasta  $10^{\circ}$  más de lo mencionado, no es brusco el cambio en las secciones de transición.

$$L_t = \left( \frac{T - T'}{2} \right) \text{Ctg } 22^\circ 30' \quad [2.2]$$

$$L_t = \left( \frac{T - T'}{2 \text{tg } 22^\circ 30'} \right) = \frac{T - T'}{0.828} \quad [2.3]$$

### Estados de flujo en canales abiertos

Hace referencia al comportamiento del flujo en los canales abiertos, dependiendo de la viscosidad y la gravedad relacionadas con las fuerzas inerciales.

El cociente para determinar la fuerza debida a la viscosidad y a la fuerza de la inercia, debe realizarse por medio de número de Reynolds, la velocidad por la longitud, el resultado se divide para la viscosidad cinemática (viscosidad dinámica por la densidad), las medidas serán en pies.

$$Re = \frac{V * L}{\mu} \quad [2.4]$$

(Chow V. T., 2004) Señala que de acuerdo a la viscosidad pueden clasificarse en:

1. Laminar. - el movimiento de las partículas se efectúa siguiendo las líneas de corriente, en planos o placas paralelas. Es un flujo ordenado sin la presencia de componentes transversales de la velocidad.  $Re < 2000$
2. Turbulento. - es un movimiento desordenado de las partículas con la presencia de componentes transversales de la viscosidad, por lo que no existe la presencia de líneas de corriente.  $Re > 4000$
3. Transicional. - este estado es intermedio, pasa del flujo laminar y el turbulento, este estado está completamente definido.  $1000 < Re < 4000$  (Chow V. T., 2004)

De acuerdo a la gravedad como fuerza predominante relativa a la inercia el cociente es el número de Froude, siendo el resultado de la velocidad media para la raíz de la aceleración de la gravedad por la profundidad hidráulica.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * DH}}$$

El flujo de acuerdo a la gravedad se clasifica en:

1. Subcrítico. - la fuerza de la inercia es menor a la fuerza de la gravedad, y cualquier alteración en la corriente produce un desplazamiento aguas arriba.  $Fr < 1$
2. Supercrítico. - la fuerza de la inercia es mayor que la fuerza de la gravedad. Cualquier alteración en la corriente produce un desplazamiento aguas abajo.  $Fr > 1$
3. Crítico. -la fuerza de inercia es igual a la fuerza de la gravedad. Comprende un fenómeno local de paso de un flujo Subcrítico a un supercrítico (descenso hidráulico) o viceversa.  $Fr = 1$

### Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno son importantes para un modelo matemático ya que estas sirven para definir los limites hidráulicos de cauce, el tipo de materiales impermeables y los contactos geológicos.

La condición de contorno en superficie libre también denomina dinámica, obliga a la continuidad de la viscosidad y las tensiones a lo largo de la superficie. Para el análisis se puede expresar con la relación entre el cambio en las tensiones de los fluidos y la tensión superficial de contorno.

$$\tau_G n - \tau_A n = \beta \left( \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) n$$

Donde

$\tau_G$  es el tensor de tensiones del agua.

$\tau_A$  es el tensor de tensiones del aire.

$n$  es la normal a la superficie libre.

$\beta$  es la tensión superficial.

$R_1$  y  $R_2$  son los radios de curvatura principales de la superficie.

Cuando se trata de contornos cerrados se puede imponer una condición denominada “condición de fricción de pared”. La velocidad tangencial a la pared se puede expresar en función de la velocidad de fricción ( $u$ ) y de la distancia de la pared como:

$$|U| = \frac{u}{0.4} \text{Ln} \left( E * \frac{du}{v} \right) \quad [2.7]$$

Donde

$d$  es la distancia en perpendicular a la pared.

$E$  es un parámetro cuyo valor depende de las características del flujo.

Para el cálculo del factor  $E$  se consideran las condiciones de flujo las cuales se expresan en la Tabla 2.1.

Tabla 2. 1: Fricción de pared.  $K_s$  es la altura de rugosidad de la pared

Tipo de régimen	$K_s^+ = K_s u / \nu$	$ U  = \frac{u}{K} \text{Ln}(E * d^+)$
Turbulento liso	$K_s^+ < 5$	$E = 9.0$
Transición liso-rugoso	$5 < K_s^+ < 70$	$E = (0.11 + 0.033 * K_s^+)^{-1}$
Turbulento rugoso	$K_s^+ > 70$	$E = 30 / K_s^+$

Fuente: (Bladé, Cea, Corestein, Escolano, & Puertas , 2012)

### Condiciones de contorno en el HEC-RAS

Teniendo en cuenta para un modelo en régimen permanente, se puede definir cuatro tipos de condición de contorno, los cuales son:

- **Nivel de agua:** Aquí se introduce los datos del calado de la sección.
- **Calado crítico:** Este se define cuando existe un elemento de control en la sección como, por ejemplo. Vertedero, aforador, presa, azud, etc.
- **Curva de caudal:** Se usa cuando se posee la curva de caudal de la sección, es decir si poseemos los datos de la condición de contorno a definir.
- **Calado normal:** Es el más habitual ya que es el caso en el que el flujo se aproxima a ser un flujo uniforme, se debe ingresar la pendiente en porcentaje.

Para un tramo analizado también podemos considerar dos puntos para el ingreso de las condiciones de contorno y estas son Aguas arriba y Aguas abajo del lecho, los datos se pueden ingresar en ambos puntos, pero esto a veces puede provocar inexactitud de los datos, por lo cual se recomienda ingresar en un punto y en un solo caso en ambos, para la representación de lo dicho nos podemos basar en tres casos de estudio que estarán en función del régimen de flujo previsto y estos son:

- Si el régimen en todo el tramo es un régimen supercrítico, se ingresan las condiciones aguas arriba.
- Si el régimen va a ser un régimen subcrítico, los datos se ingresan aguas abajo.
- Si va a ser un régimen variado se ingresan los datos en ambos puntos.

Los casos dichos anteriormente se deben a la teoría de propagación de las perturbaciones. En régimen supercrítico una perturbación se propaga solo aguas abajo de donde este se produce y para un régimen subcrítico, la perturbación se propaga aguas arriba.

### **Modelos de cierre de turbulencia**

Primero se debe definir a la turbulencia como un movimiento irregular con distintas escalas, con variaciones tanto en espacio y en tiempo, lo que provoca que se tengan distintos promedios estadísticos en un mismo flujo turbulento.

Existen tres modelos computacionales para representar el proceso de la turbulencia y estos son:

- Modelos promediados de Reynolds de las ecuaciones de Navier- Stokes (RANS)
- Modelos de simulación de Grandes Remolinos (LES)
- Modelos de simulación numérica directa (DNS)

### **RANS: Reynolds Averaged Navier Stokes**

Este método fue propuesto por Reynolds en 1895 y consiste en descomponer en un valor medio y otro fluctuante las variables como la velocidad, presión, etc. La aplicabilidad de este modelo depende de la estabilidad de los valores promedio. Un defecto de este modelo es que existe gran simplificación por lo cual se pierde información de las ecuaciones de Navier Stokes.

Se reformulan las ecuaciones de Navier Stokes en función de las variables promedio y se obtiene un grupo de ecuaciones, por eso el nombre de ecuaciones promediadas de Reynolds.

### **LES: Large-eddy simulation**

Aquí se calcula en una forma más directa los movimientos a gran escala y los de pequeña escala no son resueltos directamente, pero son modelados, lo que provoca que sea un modelo más rápido que el DNS. Por pequeña escala se entiende que es una escala menor que la malla computacional.

Los remolinos de gran escala son afectados directamente por las condiciones de frontera, poseen más información y por eso deben ser calculados directamente. Mientras que la turbulencia de pequeña escala es más débil, posee menos información y por lo tanto es menos crítica. Además, la turbulencia de pequeña escala tiende a ser más isotrópica y con características más universales, por lo que puede ser modelada. (Richmond, 2019)

### **DES: Detached Eddy Simulation**

En un modelo que calcula de forma exacta a los remolinos a gran escala y a los de pequeña escala los modela a través del modelo RANS.

## **2.3 Modelación Hidráulica**

La importancia de la aplicación de modelos de simulación hidráulica hoy en día radica en la representación y predicción de la superficie y niveles de agua en eventos extremos de inundación producto de las precipitaciones; esto con ayuda de ecuaciones determinísticas y sistemas de información geográfica (SIG). Para la evaluación de inundación se presentan modelos hidrodinámicos, con diferente resolución de sus componentes de flujo.

Los modelos numéricos pretenden resolver las condiciones de flujo de agua, respecto a la modelación se hace a alusión a la dimensionalidad, modelos 1D, 2D Y 3D. (Vásquez, 2021).

Los modelos unidimensionales pese a que son de los más utilizados ya que su manejo es mucho más sencillo que otros modelos, el modelo de flujo de desbordamiento es impreciso; en el caso de los modelos bidimensionales necesitan mayor esfuerzo de cálculo, sin embargo, precisa varios datos.

Para que un modelo de simulación se considere de utilidad debe representar y predecir el fenómeno de manera precisa y económica. Para la resolución de la simulación numérica de flujos existen diversos métodos numéricos basados en las leyes físicas básicas y la descripción del proceso físico (García Navarro, Brufau, Murillo, & Zorraquino).

### **2.3.1. Modelos en 1D, 2D y 3D**

La modelación hidráulica que tiene como objetivo evitar eventos inundaciones por medio de tecnologías con aplicación unidimensional, bidimensional y tridimensional para construcción de infraestructuras especiales. Estos modelos son representaciones simplificadas de la realidad, aunque estas sean difíciles de predecir, en cuanto a magnitud de los flujos por su propia naturaleza. Las variaciones que representan complejidad son:

1. Análisis de la frecuencia, tiempo aproximado que ocurren los eventos.
2. Dimensionalidad, puede ser en 1D, 2D, 3D.
3. Variación en tiempo y en espacio.

#### **2.3.1.1. Modelos 1D.**

Los modelos hidrodinámicos 1D están basados en las ecuaciones de Saint-Venant (leyes de conservación de masa y momento) para calcular la superficie libre del agua para flujo estacionario y no estacionario en canales abiertos. Estas ecuaciones diferenciales parciales se resuelven mediante discretización numérica, usando frecuentemente el método de las diferencias finitas, y en algunos casos mediante elementos finitos o volúmenes finitos, en su esquema explícito. (Barrera, 2020)

Caracterizan el cauce del río por medio de secciones transversales, la velocidad y la profundidad son invariables, por lo tanto, no se toma en cuenta algunas peculiaridades de la corriente como el flujo y la turbulencia.

Este modelo utiliza las ecuaciones unidimensionales de Saint-Venant por el método de diferencias finitas las cuales consideran a los ríos en estados transitorios. El programa HEC-RAS utiliza un modelo unidimensional que realiza simulaciones de flujo permanente en regímenes uniforme y gradualmente variado, y del mismo modo simulaciones con flujo no permanente, estimación del transporte de sedimento y contaminantes en los cursos de agua. Para la determinación del flujo gradualmente variado el software utiliza las ecuaciones de conservación de energía, considerando que

dicho flujo debe satisfacer la ley hidrostática de presiones y en las secciones cortas con flujo rápidamente variado emplea la ecuación de momentum (Múnera Mesa C. P., 2013).

Las leyes de conservación a las que se rige son:

I. Ecuación de continuidad:

$$\frac{d}{dt}(m) = 0 \quad [2.8]$$

II. Ecuación del movimiento (Segunda ley de Newton)

$$\frac{d}{dt}(mV) = F \quad [2.9]$$

III. Propiedades termodinámicas de los fluidos.

IV. Primera ley de la termodinámica o ley de conservación de la energía

$$\frac{d}{dt}(E) = \frac{dJ}{dt} + \frac{dW}{dt} \quad [2.10]$$

V. Segunda ley de la termodinámica

$$dS - \frac{dJ}{T} \geq 0 \quad [2.11]$$

Las ecuaciones rectoras en las que se fundamenta la solución son:

I. Ecuación de energía de Bernoulli

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + he \quad [2.12]$$

En donde:

$Y_1, Y_2$ : Niveles de agua en las secciones transversales

$Z_1, Z_2$ : Cotas del terreno de las secciones transversales

$g$ : Gravedad

$\alpha_1, \alpha_2$  : Coeficientes de correlación de velocidades y se obtiene a partir de la expresión:

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[ \frac{(K_{lob})^3}{(A_{lob})^2} + \frac{(K_{ch})^3}{(A_{ch})^2} + \frac{(K_{rob})^3}{(A_{rob})^2} \right]}{(K_t)^3} \quad [2.13]$$

Donde:

$K$ : capacidad de conducción

$A$ : Áreas de flujo

$h_e$ : Pérdida de carga entre tramos y se obtiene con la expresión:

$$h_e = L * S_f + C \left[ \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right] \quad [ 2.14]$$

## II. Ecuación de momentum

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q * \rho * \Delta V \quad [ 2.15]$$

En HEC RAS se debe determinar el régimen de flujo, condiciones de borde y coeficiente de rugosidad de Manning. Inicialmente el HEC-RAS en la interacción entre el río y el puente considera si el flujo es bajo o alto, es decir que la cota inferior del puente está al margen de la superficie de agua o la sobrepasa.

### ***Ventajas del modelo 1D***

Una de las principales ventajas de este modelo unidimensional es la rapidez en cuanto a la realización del modelo.

Si se realiza de forma adecuada se obtiene un mayor nivel de estabilidad y de forma simple, en comparación con los otros modelos.

Se utiliza este modelo en zonas con canales bien definidos, en ríos muy encausados y cuando se cuenta con información topográfica de mala calidad o insuficiente.

Permite realizar cálculos del flujo permanente con el perfil de la superficie, simulación del flujo variable, simulación del transporte de sedimentos y análisis de calidad de agua.

### ***Desventajas del modelo 1D***

Un problema frecuente en este modelo es la determinación de los problemas transversales en zonas con llanuras de inundación significativo y si el río principal posee una curvatura, debido a que no cumple con la hipótesis principal del flujo perpendicular a la sección.

No considera la interacción de la masa de agua con las zonas de almacenamiento lateral restringiendo su uso en zonas con grandes llanuras de inundación.

### 2.3.1.2. Modelos 2D

Son utilizados en análisis que no representan de manera adecuada los unidimensionales como las llanuras aluviales o inundaciones poco profundas. Para el modelo bidimensional las ecuaciones que se resuelven son de flujo variable del agua en lámina libre o ecuaciones bidimensionales de Saint-Venant. Estas ecuaciones describen el flujo bidimensional no estacionario promediado verticalmente y representan los principios de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento, son obtenidas a partir de las ecuaciones de Navier-Stokes-Reynolds (N-S-R) bajo ciertas simplificaciones. Estas ecuaciones tienen una amplia aplicabilidad en el estudio de flujo variable de superficie libre. Entre otras se pueden mencionar, el flujo en canales abiertos con pendientes fuertes. (Salaheldin, T.M.,J. Imran & M.H.Chaudhry., 2000), y estas ecuaciones son:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad [2.16]$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -u \frac{\partial u}{\partial x} - v \frac{\partial u}{\partial y} - g \frac{\partial h}{\partial x} + v_t \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + g(S_{ox} - S_{fx}) \quad [2.17]$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} = -u \frac{\partial v}{\partial x} - v \frac{\partial v}{\partial y} - g \frac{\partial h}{\partial y} + v_t \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) + g(S_{oy} - S_{fy}) \quad [2.18]$$

En donde:

$u$  = Velocidad medida del agua en la dirección del flujo

$v$  = Velocidad medida del agua en la dirección transversal

$g$  = Aceleración debida a la gravedad

$h$  = Profundidad del agua

$v_t$  = Coeficiente de difusión turbulenta

$t$  = Tiempo

$S_{ox}$  = Pendiente de fondo en la dirección  $x$

$S_{oy}$  = Pendiente de fondo en la dirección  $y$

$S_{fx}$  = Pendiente de fricción en la dirección x

$S_{fy}$  = Pendiente de fricción en la dirección y

$x$  = Coordenada espacial en la dirección x

$y$  = Coordenada espacial en la dirección y

Los modelos 2D respecto al cauce, profundidad y velocidad pueden describir mejor los fenómenos hidráulicos, la complejidad de la velocidad elevada, los regímenes variados y zonas de reflujos.

La incorporación de puentes en el HEC-RAS 2D es posible solo en la versión beta 6.0 lanzada en diciembre del 2020.

### ***Ventajas del modelo 2D***

Es un modelo novedoso, puesto que es más avanzado y utilizan las ecuaciones de conservación de la masa y momentum expresadas en dos dimensiones.

Para resultados más exactos, este modelo es preferible para llanuras de inundación, zonas urbanas, zonas en donde se produzca un resalto hidráulico y aguas abajo de un dique. Ya que a ser escenarios más complejos es posible modelar de mejor manera tales condiciones.

El HEC-RAS resuelve los modelos bidimensionales a partir de ecuaciones diferenciales parciales que permite que el software procese la información de forma más rápida, que a diferencia de otros programas que utilizan los volúmenes finitos por su complejidad.

Se puede combinar con el modelo 1D, de manera que el modelo unidimensional se use para el río y el bidimensional para las áreas colindantes, en donde se precisa mayor detalle como en el caso de los resaltos hidráulicos.

Da como resultado la visualización de mapas de inundación detallados, además de la animación del flujo de agua al momento del potencial suceso.

### ***Desventajas de la utilización del modelo 2D***

Cuando existe un área muy extensa, como por ejemplo en la simulación de una cuenca con más de 100.000  $Km^2$  la simulación puede llevar horas.

Es fundamental contar con una información topográfica precisa, y por lo general el IGM posee capas topográficas de 50 metros lo que puede hacer que los resultados carezcan de exactitud.

Los modelos 2D son más sensibles, lo que implica que para llevar a cabo una simulación sea indispensable un vasto conocimiento en el tema.

### 2.3.1.3. Modelos 3D

La formulación de un modelo tridimensional está basada en las tres componentes de la ecuación de Navier-Stokes (No-Hidrostáticas) y tiene en cuenta las dos componentes de la aceleración de Coriolis, (componentes normal y tangencial a la superficie terrestre), gradientes de densidad, turbulencia, fricción con fondo, tensión de viento y superficie libre. Los modelos tridimensionales están bien planteados para dominios de contorno abierto. Esto es muy importante en el modelo de meso escala, donde el modelo de la pequeña velocidad vertical es importante y los contornos abiertos son inevitables. La formulación no-hidrostática tiene fundamentalmente importancia cuando la escala horizontal del movimiento se hace comparable con su escala vertical y no se pueda despreciar la velocidad vertical como se da en el caso de la circulación sobre fondos abruptos, convención en el océano abierto, etc. (Maidana, 2007)

Las ecuaciones de Navier-Stokes consideran una hipótesis basada en que el esfuerzo viscoso, es linealmente proporcional a la tasa de deformación en la partícula de un fluido, la cual es aplicada a los gases y los fluidos en general. (Panton, 2013)

Se debe tener las siguientes consideraciones:

- El tensor de esfuerzos es una función lineal de su tasa de deformación.
- El fluido es isotrópico, por lo tanto, la ley de deformación es independiente a los ejes coordenados.
- Cuando la tasa de deformación sea cero, se debe reducir la ley de deformación hasta obtener una presión hidrostática.

En notación vectorial, los fluidos homogéneos, se expresa de la siguiente forma (Panton, 2013):

$$\rho \frac{DV}{Dt} = \rho \left\{ \frac{\partial V}{\partial t} + (V * \nabla) * V \right\} = -\nabla p + \mu \nabla^2 V \quad [2.19]$$

Donde:

$\mu$  = viscosidad dinámica del fluido.

$P$  = presión piezométrica.

La ecuación tiene cuatro incógnitas, por sus componentes de velocidad y presión termodinámica, se debe tener en cuenta la ecuación de la continuidad.

En las siguientes ecuaciones, se considera las tres coordenadas ( $x_1 = x, x_2 = y, x_3 = z$ ) y los tres componentes del vector velocidad ( $u_1 = u, u_2 = v, u_3 = w$ ), obteniendo:

$$\frac{\partial u_j}{\partial x_j} = 0 \quad [2.20]$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_j} \quad [2.21]$$

Donde:

$\nu = \frac{\mu}{\rho}$  Es la viscosidad cinemática.

### ***Ventajas modelo 3D***

- Realiza un análisis que los otros modelos no lo hacen como los sólidos en suspensión, temperatura y la salinidad del agua.
- Tiene la opción de utilizar rejillas escalonadas, con las cuales se puede evitar oscilaciones espaciales en aguas poco profundas.
- Analiza con mayor detalle los cambios en la morfología.
- Presenta un análisis más preciso y completo con respecto a las ondas de flujo.
- La relación fluido-estructura es más precisa que en los otros modelos computacionales.

### ***Desventajas modelo 3D***

- Se necesitan computadoras de alto rendimiento y el tiempo en presentar los resultados es más alto por su complejidad y cantidad de valores a ingresar.

## 2.4 Calibración de Modelos

Es muy importante considerar, que cualquier trabajo de investigación para que tenga validez y pueda ser publicado, debe tener un respaldo de métodos estadísticos adecuados, para que los resultados tengan un grado de confiabilidad. Cada uno de los modelos estadísticos mide información distinta entre las observaciones y las predicciones de los modelos. (Vasquez, 2003)

A continuación, se explica algunos de estos métodos estadísticos:

**Error Medio Absoluto (MAE):** Es el valor medio aritmético de los errores absolutos de cada media. El MAE debe procurar acercarse a 0 y siempre tiene que ser positivo.

$$MAE = \frac{\sum_{i=1}^n |O_i - P_i|}{n} \quad [2.22]$$

Donde:

$O_i$ : Datos observados.

$P_i$ : Datos calculados

$n$ : Número de datos

**Error Medio Relativo Cuadrado (RRMSE):** Compara el ajuste de los datos observados y los extraídos del modelo. El valor optimo tiende acercarse a 0 y siempre será positivo.

$$RRMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (O_i - P_i)^2}{n}} * \frac{1}{\bar{O}} \quad [2.23]$$

Donde:

$O_i$ : Datos observados.

$P_i$ : Datos calculados

$\bar{O}$ : Media aritmética de los datos observados

$n$ : Número de datos

$$0 \leq RRMSE$$

**Coefficiente de Eficiencia (EF<sub>2</sub>):** Este coeficiente permite verificar el grado de relación 1:1 de los datos analizados. Los resultados a obtener pueden ser menores o iguales a 1, si el valor obtenido es igual a 1 significa un ajuste perfecto mayor a 0.7 se considera estadísticamente muy adecuado (Ochoa, 2014)

$$EF_2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - P_i)^2}{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})^2} \quad [ 2.24]$$

Donde:

$O_i$ : Datos observados.

$P_i$ : Datos calculados

$\bar{O}$ : Media aritmética de los datos observados

$n$ : Número de datos

$$-\infty < EF_2 \leq 1$$

**Coefficiente de Determinación (CD):** Expresa la relación entre la variable dependiente respecto a su media, este se calcula a partir de un modelo de regresión. El valor optimo debe acercarse a 1 y siempre será positivo.

$$CD = \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})^2}{\sum_{i=1}^n (P_i - \bar{O})^2} \quad [ 2.25]$$

Donde:

$O_i$ : Datos observados.

$P_i$ : Datos calculados

$\bar{O}$ : Media aritmética de los datos observados

$n$ : Número de datos

**Desviación Media (BIAS):** Nos proporciona información sobre la tendencia del modelo a sobreestimar y subestimar una variable, nos cuantifica el error sistemático del modelo y su valor optimo es 0. En general es usado para medir el error medio sistemático entre predicciones y las observaciones. (Ochoa, 2014)

$$BIAS = \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - P_i)}{n} \quad [2.26]$$

Donde:

$O_i$ : Datos observados.

$P_i$ : Datos calculados

$n$ : Número de datos

$$-\infty < MAE < +\infty$$

**Coefficiente de Determinación Múltiple o Coeficiente de Correlación (R2):** Ayuda a determinar el rango de ajuste a una línea recta entre los datos reales y calculados. Un resultado de R2 igual a 1 define una tendencia lineal perfecta. El valor obtenido es adimensional. (Negron Baez, 2014)

$$R^2 = \frac{Cov(O_i, P_i)^2}{\sigma_o^2 \sigma_p^2} \quad [2.27]$$

Donde:

$Cov(O_i, P_i)^2$ : Covarianza entre datos observados y calculados.

$\sigma_o^2$ : Varianza de datos observados

$\sigma_p^2$ : Varianza de datos calculados.

A continuación, se explica un cuadro resumen de las siguientes ecuaciones:

Ilustración 2. 1: Ecuaciones para desarrollar los diferentes criterios estadísticos

<p><b>Error Medio Absoluto</b></p> $MAE = \frac{\sum_{i=1}^n  O_i - P_i }{n}$ <p>Valor óptimo = 0.0 0.0 ≤ MAE</p>	<p><b>Error Medio (Relativo) Cuadrado</b></p> $RRMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (O_i - P_i)^2}{n}} \cdot \frac{1}{\bar{O}}$ <p>Valor óptimo = 0.0 0.0 ≤ RRMSE</p>	<p><b>Coefficiente de Eficiencia</b></p> $EF_2 = 1.0 - \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - P_i)^2}{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})^2}$ <p>Valor óptimo = 1.0 -∞ &lt; EF<sub>2</sub> ≤ 1.0</p>
<p><b>Coefficiente de Determinación</b></p> $CD = \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})^2}{\sum_{i=1}^n (P_i - \bar{O})^2}$ <p>Valor óptimo = 1.0 0.0 &lt; CD &lt; +∞</p>	<p><b>Desviación Media</b></p> $BIAS = \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - P_i)}{n}$ <p>Valor óptimo = 0.0 -∞ &lt; BIAS &lt; +∞</p>	<p><b>Coefficiente de Correlación</b></p> $R^2 = \frac{Cov(O_i, P_i)^2}{\sigma_O^2 \sigma_P^2}$ <p>Valor óptimo = 1.0 0.0 &lt; R<sup>2</sup> &lt; +∞</p>

Fuente: (Vasquez, 2003)

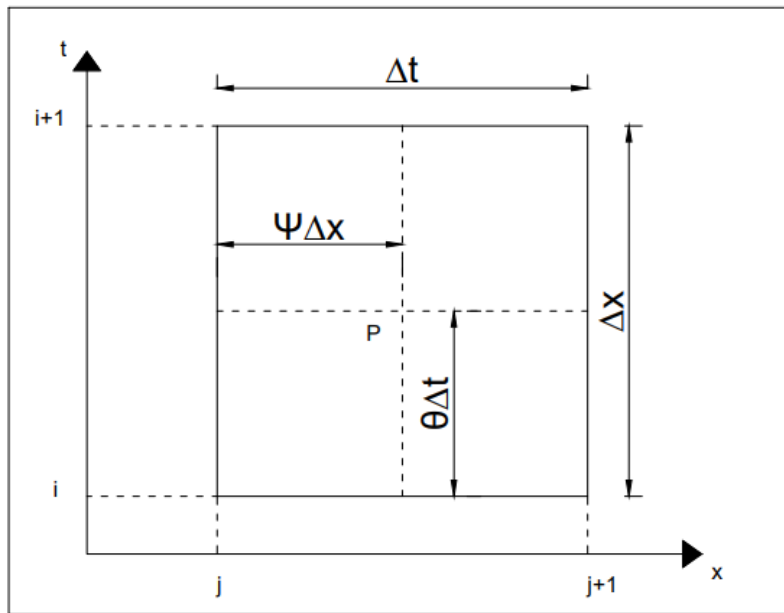
## 2.5 Software HEC – RAS

Es un software que permite modelaciones hidráulicas para flujo en canales abiertos, en régimen permanente y no permanente, a través del cálculo de los niveles de superficie de agua de un flujo gradualmente variado. Puede incluir la modelación de un río o una red de ríos, de un régimen subcrítico y/o supercríticos (Villón Béjar, 2016).

Es decir, este software genera modelos hidráulicos de fácil interpretación que representan la dinámica de los cauces a través de la simulación de flujos en base al caudal, pendiente, obras hidráulicas y más factores; logrando así realizar un estudio de inundabilidad y definir las áreas inundables.

Para el procesamiento de la información georreferenciada HEC-RAS utiliza diferentes herramientas como el HEC-GEORAS con lo que es posible recopilar los datos geométricos del área y del cauce y a partir del cálculo del perfil de un régimen variable con el esquema Preissmann o esquema de los cuatro puntos, ecuación de continuidad y de conservación de movimiento se obtiene los mapas de inundación y riesgo.

Ilustración 2. 2. Esquema de Preismann.



Fuente: (Rodríguez Ruiz, *Hidraulica de canales*, 2008)

En la simulación del río el software considera el flujo no permanente, configurado por medio de un archivo principal que contiene subarchivos que comprenden los datos geométricos y de flujo correspondientes. Asimismo, se debe definir los intervalos de tiempo inicial y final de corrida, de cálculo y de resultados y del mismo modo el régimen de flujo al que estará sometido la simulación.

## 2.6 Software HEC – GEORAS

Este tipo de software está diseñado para modelar elementos vectoriales que permiten a Hec-Ras construir el modelo de inundación y representar los resultados; su procedimiento tiene como objeto el procesamiento de datos geoespaciales en ArcGIS, para luego importarlos al Software HEC-RAS (US Army Corps of Engineers, 2021). Por lo tanto, diagrama la cartografía base que describe los elementos territoriales de la zona de estudio (Matellanes Ferreras, 2021). Cabe recalcar que el HEC-GEORAS es una herramienta del HEC-RAS destinada a su uso en el ArcGIS

El HEC-GEORAS permite (Goodell & Warren, 2006):

- Aproximar las trayectorias de flujo del centro de masa principal, margen izquierdo y derecho.
- Determinar los recorridos de flujo utilizados para obtener las longitudes de alcance entre las secciones transversales del cauce principal y las riberas. (área de flujo eficaz y de almacenamiento).

- Definir la rugosidad “n” de cada sección y datos geométricos.
- Cálculo de daños por inundaciones
- Restauración de ecosistemas y respuesta para posibles inundaciones.

## 2.7 Análisis hidráulico de puentes

Esta temática tiene como objetivo el análisis del comportamiento de un río y la interacción con la obra o estructura hidráulica, para poder predecir de una forma técnica los fenómenos; a través del análisis de la velocidad, profundidad, y las características del flujo.

En los canales abiertos el flujo es variante de acuerdo al temporal, lo que suele producir un desbordamiento de ríos cuando supera la capacidad del canal. El software HEC-RAS en las fases de diseño y de mantenimiento de las obras hidráulicas, pretende analizar el comportamiento dinámico del río por medio de la simulación de inundaciones, de la cual se obtienen las crecidas máximas de las láminas de agua (Rincon, Perez, Delfin, Freitez, & Martinez, 2017). Es un requisito fundamental del diseño para evitar fallas como la socavación o el colapso de la estructura.

El software a utilizar, HEC-RAS aplica la siguiente ecuación para la obtención de los resultados:

$$\frac{\partial A_t}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_1 = 0 \quad [2.28]$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left( \frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad [2.29]$$

“Donde  $A_t$  es el área total de flujo,  $Q$  es el caudal total,  $q_1$  es el caudal de entrada lateral por unidad de ancho,  $V$  es velocidad promedio del flujo,  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $\partial z/\partial x$  es la pendiente de la superficie del agua y  $S_f$  es la pendiente de fricción (Rincon, Perez, Delfin, Freitez, & Martinez, 2017)”.

En el Software HEC-RAS el cálculo hidráulico de puentes se realiza a través de la ecuación de energía, el método de balance de la cantidad del movimiento, el método de Yarnel, método FHWA WSPRO (únicamente utilizado para flujos subcrítico en un puente) (Correa Pacheco, 2019):

La ecuación de la energía. - considera al puente como una sección transversal del cauce. Esta metodología realiza una resta del área total y el área del puente bajo la

superficie del agua. Se incrementa el perímetro mojado en donde el cauce está en contacto con la estructura.

La ecuación de balance de la cantidad de movimiento. - Se fundamenta en la obtención del equilibrio del momento, partiendo del uso del coeficiente de rugosidad para determinar, la fuerza de fricción y los coeficientes de arrastres.

La ecuación de Yarnel. – La finalidad de esta metodología es estimar los cambios que existirían en la superficie del agua, aguas arriba y aguas debajo de un puente, con la siguiente ecuación:

$$\Delta H = \frac{\Delta y}{\frac{V_4^2}{2 * g}} = 2 * k * \left( k + 10 * \frac{V_4^2 / 2 * g}{y_4} - 0.6 \right) * (m + 15 * m^4) \quad [ 2.30]$$

En donde:

$\Delta y$ : es la sobreelevación.

$V_4$ : es la velocidad en la sección cuarta (aguas abajo del puente).

$k$ : es el coeficiente del pilar.

$m$ : es el coeficiente de obstrucción.

Antes de aplicar esta metodología, se debe calcular el área obstruida por el puente, el perímetro mojado, el área de la sección cuarta (aguas abajo del puente), los caudales, velocidades y el número de Manning.

En HEC-RAS en relación a la hidráulica de un puente es considerado uno de los más completos, debido a que analiza si el flujo es alto o bajo; por lo tanto, define si el puente actúa como una contracción en el río o si puede existir un desborde por la calzada. Al realizar la simulación de un puente en este software se requiere los siguientes datos:

- Deck / Roadway: contiene la información de las cotas superiores o inferiores del tablero del puente, el ancho, longitud existente de la sección transversal aguas arriba y el coeficiente de descarga.

- Pier: se especifica la ubicación de los pilares, el ancho de los mismos y en caso de existir una variación en cuanto al ancho del pilar también debe incluirse.

- Sloping abutment: donde se indican los estribos.

Para concluir, se debe añadir las secciones transversales cercanas al puente los coeficientes de expansión y contracción del puente.

## **Capítulo III. Recopilación, procesamiento y validación de información**

### **3.1 Análisis hidrológico**

A lo largo de los años se ha observado que las constantes crecidas del río Yanuncay perteneciente a la cuenca hidrográfica del río Santiago han provocado inundaciones en ciertas zonas urbanas de la ciudad de Cuenca, por ello es necesario definir los tramos de mayor riesgo potencial de inundación a partir de un análisis hidrológico.

El estudio hidrológico puede ser directo o indirecto, el primero se realiza mediante datos recogidos in situ, elaborando a partir de datos de una estación de aforo con la ayuda de un limnómetro y el hidrograma de crecida; el indirecto estima el comportamiento actual y futuro de la zona de estudio basado en datos obtenidos en el pasado, utilizando técnicas estadísticas o empíricas, entre las cuales se encuentra el método hidrometeorológico.

El análisis a presentarse en este capítulo proporciona los caudales máximos para los periodos de retorno establecidos y consta de dos aspectos fundamentales que son los caudales y la precipitación, que son complementados para los parámetros morfométricos de la cuenca.

#### **3.1.1 Procesamiento y calibración-validación de información**

Considerando que la estación limnográfica Yanuncay AJ Tarqui de ETAPA EP provee datos instantáneos de las precipitaciones y caudales no actualizados, y que pese a los avances tanto tecnológicos como de la ciencia, no es posible hasta el momento obtener un modelo hidrológico que simule exactamente los diversos procesos hidrológicos, esto debido a errores de diferente índole, por lo cual para la minimización de estos es elemental ejecutar un procesamiento preliminar en conjunto a la calibración y ratificación de la información; para lo cual es necesario un análisis estadístico.

#### **Distribución de Gumbel**

La distribución estadística refiere a la probabilidad de que un determinado evento o variable se dé dentro de un rango definido. Es decir, la probabilidad de que los datos de precipitación o caudales registrados en las estaciones se presenten en un periodo de retorno determinado (García Conde, 2013).

La expresión para la distribución de Gumbel es:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\mu)}} \quad [3.1]$$

En donde:

$F(x)$ : Probabilidad de que el caudal o precipitación se origine en un determinado periodo.

$x$ : Periodo de retorno

$\alpha$  y  $\mu$  : Parámetros de ajuste, que se determinan a partir de:

$$\alpha = \frac{S_N}{S_x} \quad [3.2]$$

$$\mu = \bar{x} - \bar{y}_N * \frac{S_x}{S_N} \quad [3.3]$$

Donde:

$\bar{y}_N$  y  $S_N$  : Media y Desviación típica de la variable respectivamente, sujetas al tamaño de la muestra, y se obtienen a partir de:

$$\bar{y}_N = \frac{\sum_{i=1}^N y_i}{N} \quad [3.4]$$

$$S_N = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y}_N)^2}{N}} \quad [3.5]$$

$\bar{x}$  o  $Q_m$  y  $S_x$  o  $\sigma_Q$  : Media y Desviación estándar de los valores máximos diarios de los caudales anuales, y se obtienen a partir de (Villon Bejar, 2004):

$$Q_m = \sum_{i=1}^N \frac{Q_i}{N} \quad [3.6]$$

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - NQ_m^2}{N-1}} \quad [3.7]$$

Tabla 3.1 Media y Desviación estándar de los caudales anuales

Año	Media	Desviación Estándar
1997	10.960	9.095
1998	17.862	15.676
1999	19.934	15.982
2000	18.894	16.765
2001	8.537	10.915
2002	7.504	5.354
2008	13.811	12.579
2009	10.503	11.088
2010	8.208	8.889
2011	11.797	12.748
2012	8.580	6.532
2013	6.720	9.780
2014	3.525	5.074
2015	5.070	5.988
2016	4.912	6.641
2017	6.699	10.460

Fuente: (Guaman Espejo & Serpa Torres, 2020)

Como se puede apreciar en la Tabla 3.1 todos los resultados son positivos, debido que los valores de la desviación estándar se encuentran por encima de la media, teniendo que el valor más alto de la desviación estándar es en el año 2000 y el valor máximo de la media en el año de 1999.

El caudal máximo por este método de Gumbel se determina a partir de la ecuación (Villon Bejar, 2004):

$$Q_{max} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{y}_N - \ln T) \quad [3.8]$$

En donde:

$Q_{max}$  : Caudal máximo para un determinado periodo de retorno ( $m^3/s$ )

$Q_i$  : Caudales máximos anuales registrados ( $m^3/s$ )

$\sigma_N$  y  $\bar{y}_N$  : Constantes que dependen del número de años de registro.

$T$  : Periodo de retorno

$\sigma_Q$  : Desviación estándar de los caudales

$N$  : Número de años de registro

A partir de los registros de los años 1997 a 2002 de la estación Yanuncay AJ Tarqui se ha determinado de los valores de los caudales máximos, dada la inexistencia de datos en los años 2003 a 2007 han sido complementados por los registros pertenecientes a la estación Yanuncay en Pucan.

Tabla 3. 2 Caudales máximos anuales.

Años	$(Q_{max})$
1997	43.761
1998	92.074
1999	89.932
2000	104.410
2001	106.754
2002	53.266
2003	71.568
2004	55.759
2005	1.429
2006	135.749
2007	226.604
2008	175.505
2009	151.972
2010	113.334
2011	151.972
2012	97.617
2013	166.672
2014	88.134
2015	109.837
2016	103.609
2017	247.815

Fuente: (Guaman Espejo & Serpa Torres, 2020)

Los valores máximos y mínimos obtenidos en la Tabla 3.2 serán empleados para proyectar los periodos de retorno, el valor máximo es 247.815 m<sup>3</sup>/s y este se presenta en el año 2017, de igual forma el mínimo se da en el año 2005 con un valor de 1.429 m<sup>3</sup>/s.

### **Cuartiles**

Este método es utilizado para definir la simetría de la información y localizar los valores atípicos. Es decir, este análisis fracciona los datos en cuatro secciones de misma

frecuencia, de los cuales las dos cajas extremas representan el cuartil inferior (25 percentil  $Q_1$ ) y superior (75 percentil  $Q_3$ ), mientras que la caja central contiene el 50% de los datos y es separada en dos partes a través de una línea vertical que describe la mediana (50 percentil  $Q_2$ ), más otras dos secciones equivalentes a dos segmentos horizontales (bigotes) que nacen del centro de lado y lado de la caja. Se definen los valores atípicos a los valores dispuestos a la izquierda del bigote izquierdo y a la derecha del bigote derecho (Suarez Fiesco & Almeid Rosero, 2017).

Tabla 3. 3: Cuartiles de Caudales

Año	Cuartiles		
	$Q_1 \leq 25\%$	$Q_2(M) \leq 50\%$	$Q_3 \leq 75\%$
1997	4.071	7.452	15.928
1998	5.708	14.127	26.471
1999	7.690	16.686	28.020
2000	5.509	14.832	26.981
2001	3.448	5.509	8.949
2002	3.448	6.765	9.760
2008	6.865	10.064	16.207
2009	3.228	7.340	13.804
2010	2.713	5.773	10.064
2011	4.288	8.358	13.804
2012	4.457	7.340	10.684
2013	2.053	3.808	7.340
2014	1.607	2.374	3.413
2015	1.750	3.267	5.986
2016	1.937	3.247	5.237
2017	2.142	3.316	7.327

Fuente: (Guaman Espejo & Serpa Torres, 2020)

En la Tabla 3.3 se aprecian valores de cuartiles  $Q_1$ ,  $Q_2$  y  $Q_3$  con una gran variedad. los valores más altos de estos cuartiles se manifiestan en el año 1999 y los más bajos en el año 2014.

### 3.1.2 Curva de descarga

También conocida como curva de gasto, es elaborada a partir de la información recopilada de caudales y niveles de las estaciones. Esta curva está basada en la relación existente entre los caudales en función de los niveles y posee tres parámetros primordiales los cuales son: la ecuación, el periodo de validez y el rango de niveles entre los cuales es posible aplicar la ecuación (Gutierrez Caiza, 2014).

Dado que la curva a ser utilizada fue proporcionada por la empresa Municipal ETAPA EP, la cual utiliza el método logarítmico para la obtención de la misma, cuya expresión es:

$$Q = a_e * (H - H_o)^P \quad [3.9]$$

En donde:

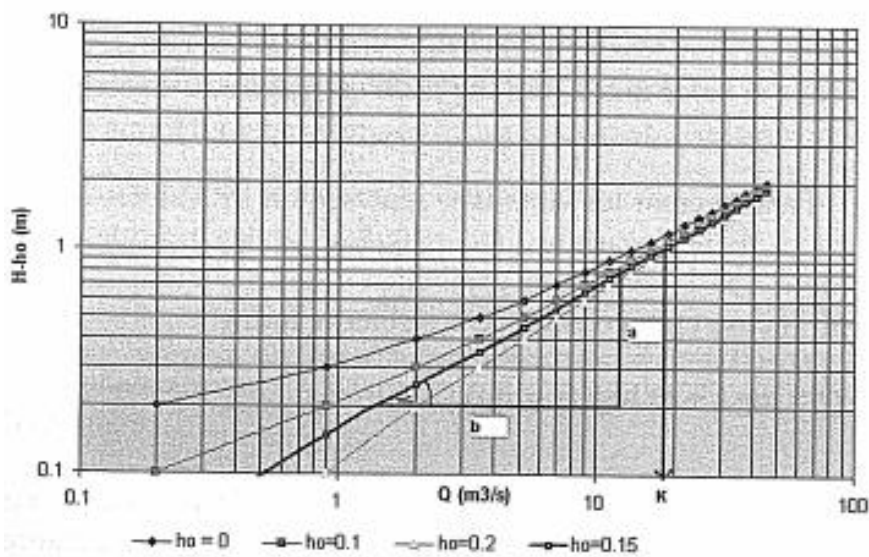
$a_e$  : Constante (Si  $H - H_o = 0 \therefore a_e = \text{caudal}$ )

$H$  : Altura limnimétrica a la cual se necesita identificar el caudal

$H_o$  : Altura tomada en el nivel 0 del limnómetro hasta donde el cauce del río es cero.

$P$  : Exponente definido a partir de la cotangente de la recta que constituye la curva de descarga en escala doblemente logarítmica.

Ilustración 3. 1 Curva H-Q. Método logarítmico.



Fuente: (Gutierrez Caiza, 2014)

Tabla 3. 4 Términos Curva de descarga.

ESTACIÓN	$a$	$P$	$H_o$	$r^2$
YANUNCAY EN PUCAN	1,08097E-8	4,46471	38	0.9889
TARQUI A.J. YANUNCAY	7,63569E-6	3.01851	26	0.9949

Fuente: (ETAPA EP)

Los términos de la curva de descarga pertenecientes a las estaciones Tarqui A.J. Yanuncay y Yanuncay en Pucan se encuentran en la Tabla 3.4.

### **3.1.3 Hidrograma unitario**

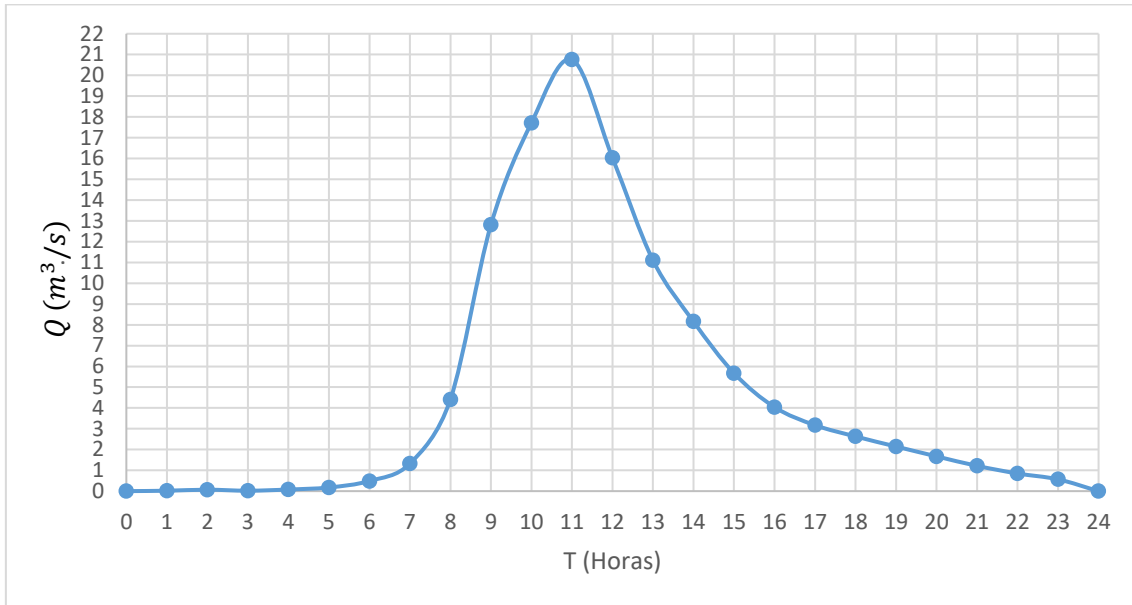
El Hidrograma Unitario se refiere a un hidrograma típico de la cuenca que representa el escurrimiento generado por una precipitación con altura excedente unitaria distribuida uniformemente sobre la cuenca en un periodo determinado con una intensidad constante, es decir, al considerarse que las características físicas de la cuenca son constantes supone que los hidrogramas resultantes de tormentas son similares.

Originalmente Sherman en el año 1932 planteó el método del hidrograma unitario, quien considero las siguientes hipótesis:

- La lluvia neta es de intensidad constante en  $t_1$ .
- Distribución uniforme de la lluvia neta sobre toda la superficie de la cuenca.
- Igual tiempo base para todos los hidrogramas generados por tormentas de misma duración, independientemente de las diferencias que presentan las láminas de lluvia neta.
- Proporcionalidad entre las ordenadas de todos los hidrogramas de escurrimiento directo de mismo tiempo base y el volumen total de la lluvia efectiva, por ende, los hidrogramas son proporcionales entre sí.
- Se considera el principio de invariancia el cual toma en consideración que el hidrograma de esorrentía directa para una determinada cuenca representa todas las características integradas de la cuenca, por tanto, para tormentas similares concierne iguales hidrogramas.

Considerando dichas hipótesis se ha determinado el hidrograma unitario, para ser empleado en la determinación de los hidrogramas de crecida para los diferentes periodos de retorno.

Ilustración 3. 2. Hidrograma unitario base.



Fuente: (Guaman Espejo & Serpa Torres, 2020)

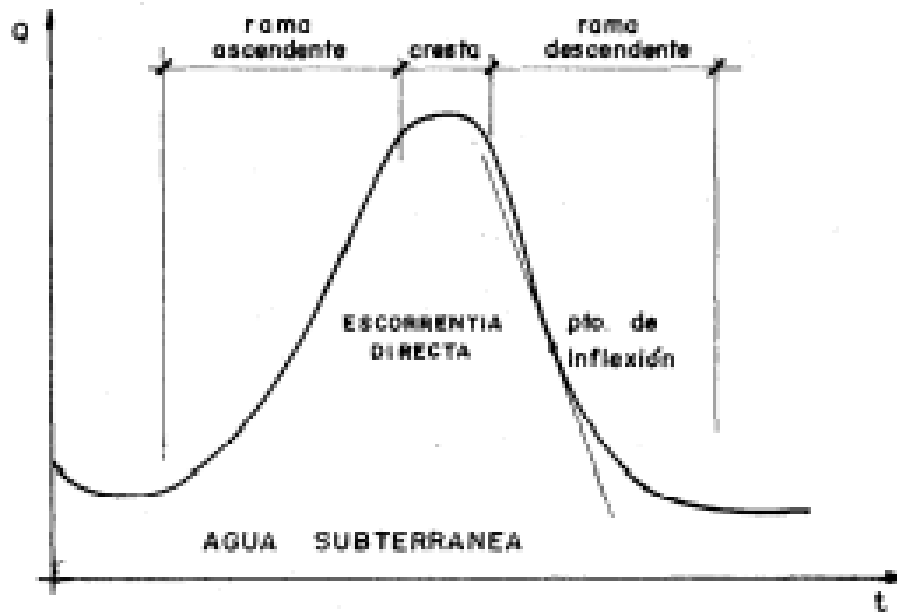
En la Ilustración 3.2 se tienen los valores del hidrograma unitario resultante que serán utilizados para la proyección de los respectivos periodos de retorno.

### 3.1.4 Hidrograma de crecida

Se puede considerar a los hidrogramas de crecida como los hidrogramas de precipitaciones significativas esporádicas o también la variación de los caudales con respecto al tiempo. El análisis de estos sirve para la proyección de inundaciones lo que contribuye al diseño de obras hidráulicas.

El hidrograma consta de tres secciones características que son (Chereque Moran, 2003):

Ilustración 3. 3: Características de un Hidrograma.

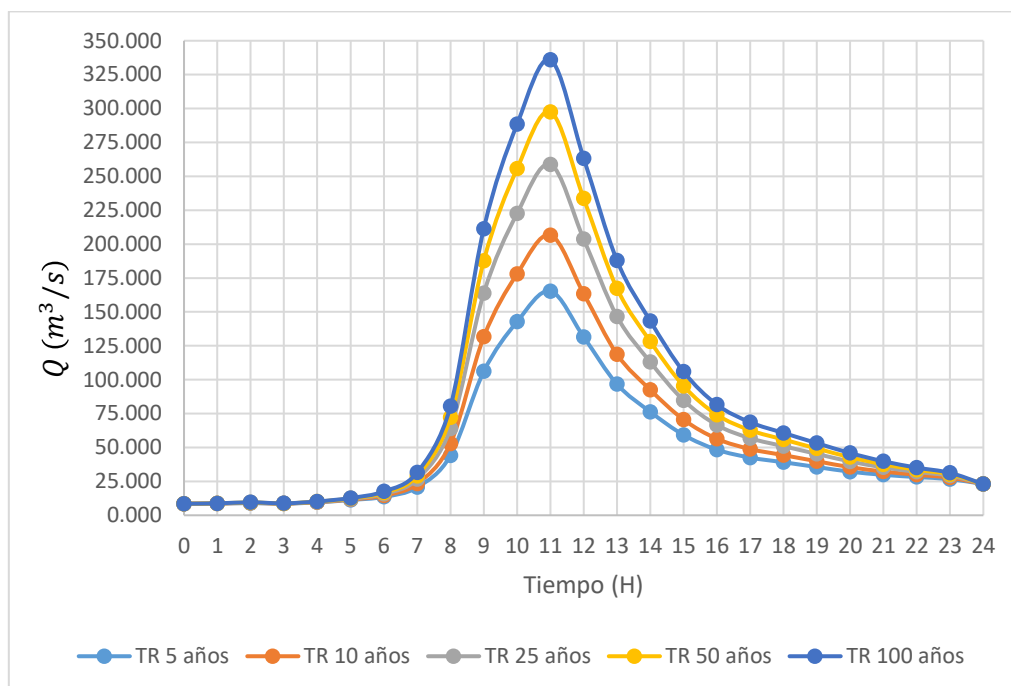


Fuente: (Chereque Moran, 2003)

- Rama ascendente, la cual está condicionada por todas las características de la precipitación que genera el crecimiento.
- Cresta, punto que se asemeja al caudal máximo.
- Rama descendente o curva de recesión, a diferencia de la rama ascendente esta se ve condicionada por las características de la cuenca. Se supone que en el punto de inflexión se detiene el caudal superficial hacia los ríos y a partir ahí la curva representa el agua que almacena la cuenca.

Para la zona de estudio se ha determinado los hidrogramas de crecida para un determinado periodo:

Ilustración 3. 4. Hidrograma de crecida para los diferentes periodos de retorno determinados.



Fuente: (Guaman Espejo & Serpa Torres, 2020)

En la Ilustración 3.4 se denota que el comportamiento de las curvas es similar, lo único que va a variar son los valores de las crestas en cada periodo de retorno, se observa que el mayor incremento se da en el lapso de tiempo entre las 06:00 A 11:00 horas y el decremento más relevante se da entre las horas 11:00 a 16:00.

### 3.1.5 Caudales máximos de diseño

La obtención o estimación del caudal de diseño (caudales máximos) es utilizada para el dimensionamiento de las obras o estructuras hidráulicas y está directamente relacionada con el periodo de retorno, el cual al mismo tiempo es función de la importancia y vida útil de dichas obras o estructuras.

Para los periodos de retorno de 5,10, 25, 50 y 100 años se ha recopilado información de los caudales máximos que han sido obtenidos por los análisis estadísticos anteriormente expuestos, correspondientes a la estación:

Tabla 3. 5. Caudales máximos para los diferentes periodos retorno para todo el tramo de estudio.

TR(AÑOS)	Q (m³/s)
5	165.32
10	206.60
25	258.77
50	297.46
100	335.88

Fuente: (Guaman Espejo & Serpa Torres, 2020)

En la Tabla 3.5 se pueden observar valores de caudales máximos para sus respectivos tiempos de retorno, estos se calcularon a base de los caudales máximos instantáneos

### **3.2 Análisis hidráulico de la zona de estudio**

La presencia de una obra hidráulica perturba el régimen fluvial; es decir en la interacción entre el río y el puente se pueden presentar efectos como los procesos de erosión, sedimentación y/o el deterioro de la estructura debido a la omisión de las características particulares del río en el proceso de diseño o también a causa de las corrientes.

En consecuencia, de dichos efectos es imperativo llevar a cabo un análisis de carácter hidráulico para identificar las características del río como velocidad de flujo, perfil de agua concretamente analizando el impacto de las estructuras sobre este. Para la estimación del comportamiento del afluente se han generado una serie de modelos matemáticos hidráulicos unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales que son de gran utilidad puesto que facilita los cálculos y presentan resultados de la interacción entre el río y los puentes actuales y proyecciones a futuro (Rincon, Perez, Delfin, Freitez, & Martinez, 2017):

El análisis hidráulico ayuda a comprender el comportamiento del río como tal y la correlación con su entorno, específicamente ante la presencia de obras civiles como puentes. Es importante mencionar que a pesar del avance tecnológico y científico el análisis es de carácter experimental debido a que no se puede aseverar la respuesta o los efectos que podrían presentarse frente a las acciones humanas.

#### **3.2.1 Características hidráulicas de flujo**

La identificación del desempeño hidráulico del río en toda su extensión es crucial para la delimitación de zonas inundables, sabiendo que este será influenciado directamente por las características geométricas del cauce (altura del flujo) y el caudal.

Cuando se trata de un río se alude un canal abierto ya que en este el fluido que circula presenta una superficie libre que es dominada por la acción de la presión atmosférica y su peso propio. El flujo a superficie libre puede ser permanente o no permanente y al mismo tiempo variado o uniforme (Mott, 2006). Generalmente se considera que el flujo volumétrico no varía con respecto al tiempo y espacio es decir para el estudio se asume un flujo uniforme permanente. A sabiendas de que rara vez se presenta este tipo de flujo

en un cauce natural debido a las condiciones topográficas que causa variaciones en las secciones y pendientes a lo largo del cauce, el cálculo hidráulico supone que la pérdida de energía en una sección con flujo gradualmente variado será igual para una sección de igual velocidad y radio hidráulico con flujo uniforme (Chow V. T., 1959).

### **3.2.2 Consideraciones para el HEC-RAS**

El software Hec-Ras desarrollado por la US Army Corps of Engineers se establece como la respuesta a los problemas de prevención, control y conservación de cauces naturales y obras hidráulicas, al igual que, para la identificación de las zonas inundables. Para la simulación el software prescinde de las componentes verticales y transversales, es decir considera un flujo unidimensional, sin embargo, posibilita especificar las secciones transversales con su coeficiente de Manning y longitud correspondiente, en virtud de las llanuras de inundación derecha e izquierda las cuales se encuentran separadas por el cauce principal.

Para la simulación del régimen de flujo y la hidráulica de puente HEC-RAS se basa en la ecuación de cantidad de movimiento.

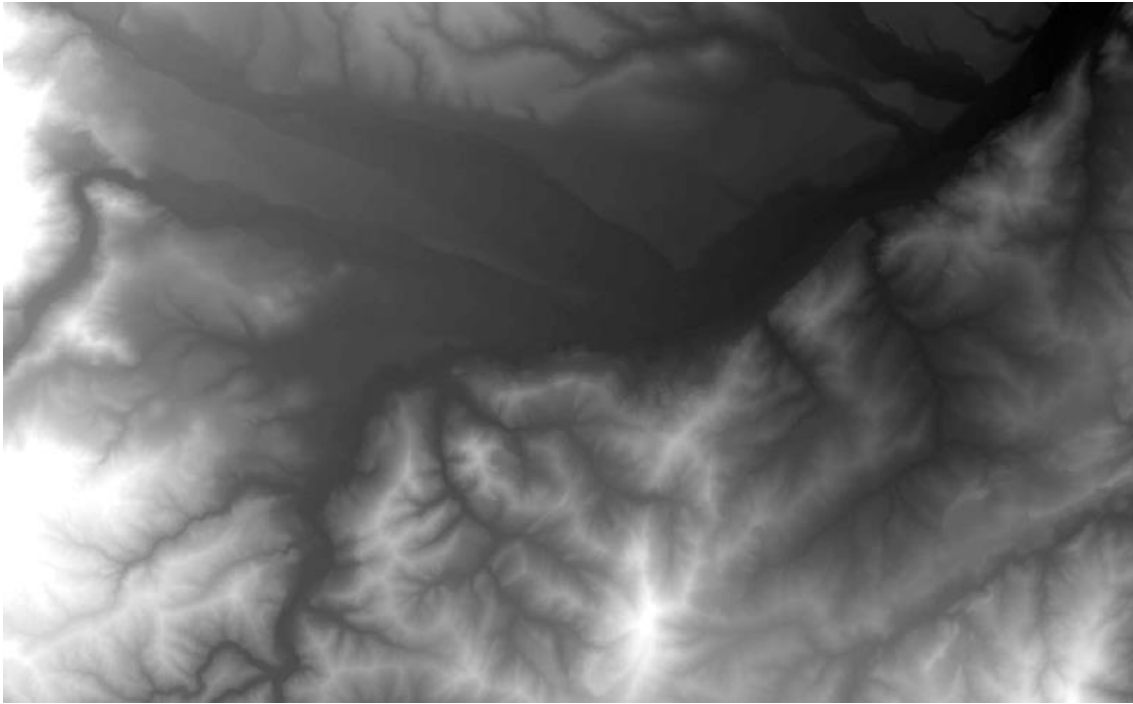
En las zonas de flujo inefectivo, es decir, las zonas en las que el caudal no fluye en dirección del río el software las representa por superficies mojadas delimitadas en los bordes izquierdo y/o derecho, las cuales no son despreciadas en el cálculo. Sin embargo, la determinación de estas zonas ya que comúnmente se asocia al estrechamiento o ensanchamiento consecuencia de los pilares o estribos de los puentes, favorece la determinación de los mismos.

La simulación de procesos hidrológicos de los ríos está sujeta a la calidad del MDE particularmente el modelo bidimensional el cual está elaborado a partir de un modelo digital de elevación (MDE) que es una representación matemática y panorámica de los datos de elevación respecto al nivel medio del mar, cabe resaltar que los archivos MDE poseen dos características principales que son la exactitud y la resolución horizontal lo que es fundamental en la simulación del flujo del río en 2D puesto que es necesario disponer de una geometría base detallada lo cual facilita incrementar la precisión de la generación de secciones transversales en el cauce, existiendo MDE hasta de 0.3 x 0.3 metros de resolución, para la presente investigación se tomará un modelo digital de elevaciones que tiene una resolución de 3m perteneciente al SIGTIERRAS.

### 3.2.3. Análisis morfológico

En la presente investigación se realiza un análisis de los parámetros morfométricos de la zona de estudio a partir de los Sistemas de Información Geográfica, se usará como base un Modelo Digital de Elevación con una resolución de 3 metros para brindar mayor precisión en el análisis, el modelo es obtenido de la página del SIGTIERRAS.

*Ilustración 3. 5: Modelo Digital de Elevación a utilizarse*



*Fuente: (Autor)*

#### **Parámetros morfológicos**

La Cuenca del río Yanuncay, es en la que se encuentra la zona de estudio de la presente investigación, tiene una superficie de 414.48 km<sup>2</sup> y un perímetro de 148.21 km. Su elevación máxima es de 4264.99 m.s.n.m, la mínima es de 2521.88 m.s.n.m y su elevación media es de 3607.82 m.s.n.m.

Se tiene una pendiente promedio del 6%, por lo cual la podríamos clasificar como un terreno accidentado medio.

#### **Parámetros de la red hídrica**

La red hídrica en la cuenca posee una longitud de 3145.90 km y una pendiente promedio de 1.08%; tiene una densidad de drenaje de 7.59 km / km<sup>2</sup>, la cual se puede clasificar como una zona con muy alta densidad de drenaje.

El río principal tienen una longitud total de 62.78 km y una pendiente promedio de 1.89% y la pendiente de la superficie de flujo es de 0.4%, este valor será utilizado para la aplicación de los modelos en el tramo seleccionado.

### 3.2.4 Tipos de régimen de flujo

Para el análisis hidráulico es importante conocer el régimen del flujo para generar los cálculos de los perfiles de agua para lo cual se determina el número de Froude que a su vez plantea la relación entre las fuerzas inerciales y gravitacionales con la expresión (Rodríguez Ruiz, Hidráulica de canales, 2008):

$$F = \frac{V}{\sqrt{gD}} = \frac{V}{\sqrt{g \frac{A}{T}}} \quad [3.10]$$

En donde:

$F$ : Número de Froude

$V$ : Velocidad media de flujo (m/s)

$g$ : Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

$D$ : Profundidad hidráulica (m)

$A$ : Área hidráulica (m<sup>2</sup>)

$T$ : Ancho superficial (m)

Cuando el número de Froude ( $F$ ) es:

$F < 1 \therefore$  Estado de flujo subcrítico

$F = 1 \therefore$  Estado crítico de flujo

$F > 1 \therefore$  Estado de flujo supercrítico

Cuando ocurre un cambio repentino o brusco de un régimen supercrítico a régimen subcrítico se presenta el fenómeno local resalto hidráulico.

### 3.2.5 Coeficientes de rugosidad de Manning “n”

Se debe definir el coeficiente de rugosidad de Manning el cual está en función del uso de suelo y las características actuales del río.

Se puede determinar a partir de la ecuación presentada por Robert Manning (Rodríguez Ruiz, Hidráulica de canales, 2008):

[ 3.11]

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}$$

En donde:

R: Radio hidráulico

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

Del mismo modo se puede determinar por método empíricos como la ecuación de Strickler, que depende del tamaño de las partículas del fondo y lados del canal: (Rodríguez Ruiz, Hidraulica de canales, 2008)

[ 3.12]

$$n = 0.047 * d^{1/6}$$

Donde

d= diámetro de la arena adherida a los lados y al fondo del canal en mm

Tabla 3. 6 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning.

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
C. Excavado o dragado			
a. En tierra, recto y uniforme			
1. Limpio, recientemente terminado	0.016	0.018	0.020
2. Limpio, después de exposición a la intemperie	0.018	0.022	0.025
3. Con gravas, sección uniforme, limpio	0.022	0.025	0.030
4. Con pastos cortos, algunas malezas	0.022	0.027	0.033
b. En tierra, serpenteante y lento			
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
2. Pastos, algunas malezas	0.025	0.030	0.033
3. Malezas densas o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040
4. Fondo en tierra con lados en piedra	0.028	0.030	0.035
5. Fondo pedregoso y bancas con malezas	0.025	0.035	0.040
6. Fondo en cantos rodados y lados limpios	0.030	0.040	0.050
c. Excavado con pala o dragado			
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
2. Matorrales ligeros en las bancas	0.035	0.050	0.060
d. Cortes en roca			
1. Lisos y uniformes	0.025	0.035	0.040
2. Afilados e irregulares	0.035	0.040	0.050
e. Canales sin mantenimiento, malezas y matorrales sin cortar			
1. Malezas densas, tan altas como la profundidad de flujo	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio, matorrales en los lados	0.040	0.050	0.080
3. Igual, nivel máximo de flujo	0.045	0.070	0.110
4. Matorrales densos, nivel alto	0.080	0.100	0.140

Fuente: (Chow V. T., 2004)

Tabla 3. 6 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning (continuación)

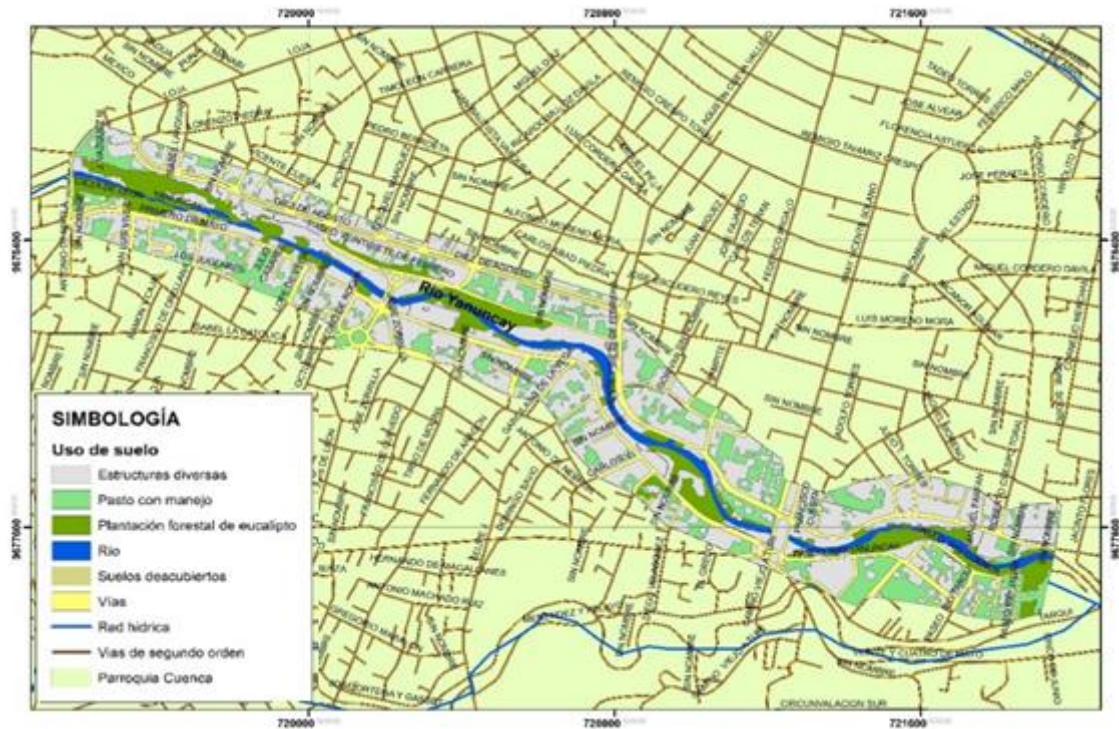
Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
D. Corrientes naturales			
D.1 Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente < 100 pies)			
a. Corrientes en planicies			
1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.0250	0.0300	0.0330
2. Igual al anterior, pero con más piedras y malezas	0.0300	0.0350	0.0400
3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos	0.0330	0.0400	0.0450
4. Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0.0350	0.0450	0.0500
5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes	0.0400	0.0480	0.0550
6. Igual al 4, pero con más piedras	0.0450	0.0500	0.0600
7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos	0.0500	0.0700	0.0800
8. Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecimiento con muchos árboles con matorrales bajos	0.0750	0.1000	0.1500
b. Corrientes montañosas sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos			
1. Fondo: gravas, cantos rodados y algunas rocas	0.0300	0.0400	0.0500
2. Fondo: cantos rodados con rocas grandes	0.0400	0.0500	0.0700
D.2 Planicies de inundación			
a. Pastizales sin matorrales			
1. Pasto corto	0.0250	0.0300	0.0350
2. Pasto alto	0.0300	0.0350	0.0500
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo	0.0200	0.0300	0.0400
2. Cultivos en línea maduros	0.0250	0.0350	0.0450
3. Campos de cultivo maduros	0.0300	0.0400	0.0500
c. Matorrales			
1. Matorrales dispersos, mucha maleza	0.0350	0.0500	0.0700
2. Pocos matorrales y árboles, en invierno	0.0350	0.0500	0.0600
3. Pocos matorrales y árboles, en verano	0.0400	0.0600	0.0800
4. Matorrales medianos a densos, en invierno	0.0450	0.0700	0.1100
5. Matorrales medios a densos, en verano	0.0700	0.1000	0.1600
d. Árboles			
1. Sauces densos, rectos y en verano	0.1100	0.1500	0.2000
2. Terreno limpio, con troncos si retoños	0.0300	0.0400	0.0500
3. Igual que anterior, pero con una gran cantidad de retoños	0.0500	0.0600	0.0800
4. Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel del agua por debajo de las ramas	0.0800	0.1000	0.1200
5. Igual al anterior, pero con nivel de creciente por encima de las ramas	0.1000	0.1200	0.1600
D.3 Corrientes mayores (ancho superficial en nivel de creciente > 100 pies). El valor de n es menor que el correspondiente a corrientes menores con descripción similar, debido a que las bancas ofrecen resistencia menos efectiva			
a. Sección regular, sin cantos rodados ni matorrales	0.0250	.....	0.0600
b. Sección irregular y rugosa	0.0350	.....	0.1000

Fuente: (Chow V. T., 2004)

Se realiza el mapeo de la zona de estudio, clasificándole en los diferentes tipos de uso de suelo que se crean pertinentes y así escoger adecuadamente los valores de Manning

que se utilizaran en la modelación, en la Ilustración 3.6 se tiene la forma en la que se clasificó el suelo previo al uso en los programas.

Ilustración 3.6 Mapa de Uso de suelo de la zona de estudio.



Fuente: (Autor)

### 3.3 Análisis de puentes

A lo largo del tiempo los puentes se han vuelto imprescindibles en la vida cotidiana ya que conectan caminos, ciudades, etc., que son separados por ríos; sin embargo, estas obras civiles en la interacción con el cauce conllevan diversos efectos los cuales pueden llegar a ser negativos si el Ingeniero no realiza las consideraciones fundamentales a partir de los conocimientos técnicos y científicos y la recopilación de información y datos específicos del cauce.

Dada la significativa interacción que existe entre el puente y el río, considerando la influencia que cada uno ejerce sobre el otro y sobre todo la complejidad de la naturaleza dinámica del lecho sobre todo en zonas donde existen cambios de régimen supercrítico a subcrítico o viceversa es necesario obtener un modelo que prediga de manera acertada el comportamiento real del río. Cabe mencionar que gran parte de las fallas y colapsos de los puentes se deben a problemas hidráulicos fluviales (Rincon & Perozo, 2014).

### 3.3.1 Recolección de datos de puentes de la zona de estudio

Para la recolección de la información se utilizó un GPS para tomar las coordenadas de cada puente y su elevación tanto en la parte alta del puente como en el lecho del río; las dimensiones de los puentes se las tomaron mediante cinta métrica. Este procedimiento se lo puede observar en las fotografías ubicadas en los anexos, cabe recalcar que la fecha en la cual fue tomada todas estas medidas corresponde al día Viernes 15 de enero del 2021.

El tramo de estudio comprende desde el puente que se encuentra en la Av. Loja y Av. 1 de mayo, finaliza en la intersección con el río Tarqui en el Jardín Botánico de la Ciudad de Cuenca, como se muestra en las Ilustraciones 3.7 y 3.8.

*Ilustración 3. 7. Punto de inicio del tramo de estudio (Puente Av. Loja)*



*Fuente: (Autor)*

*Ilustración 3. 8. Punto final del tramo de estudio (Jardín Botánico)*

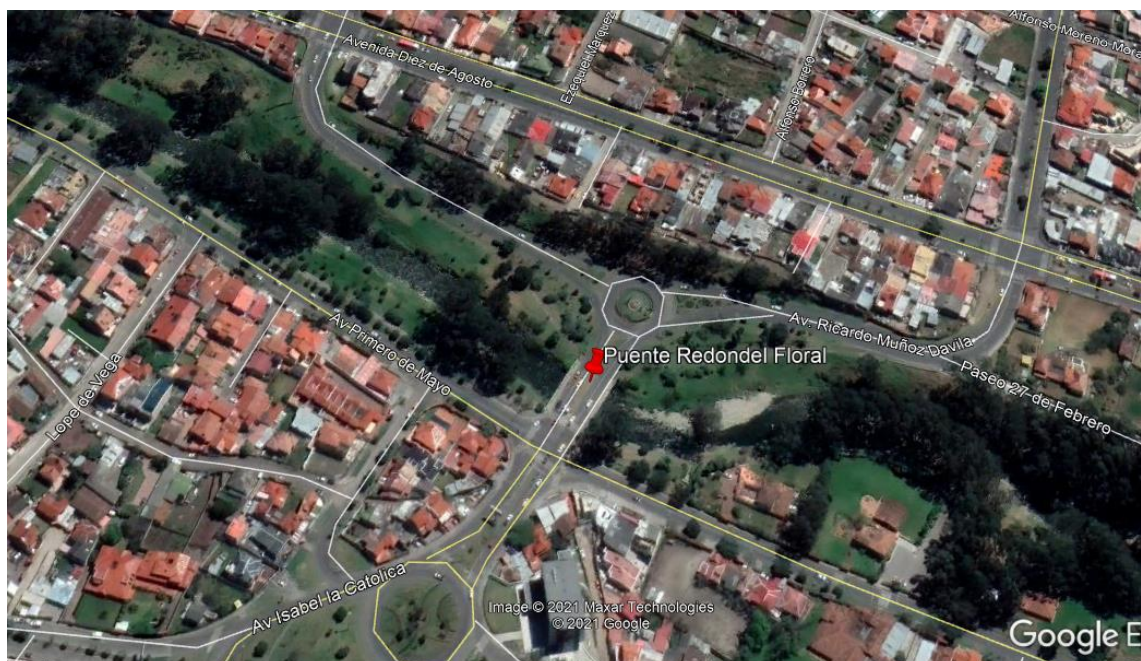


*Fuente: (Autor)*

Dentro de la zona de estudio existen 3 puentes los cuales son: Puente del Redondel Floral, Puente Felipe II y los Tres Puentes, a continuación, se presenta las especificaciones de dichos puentes.

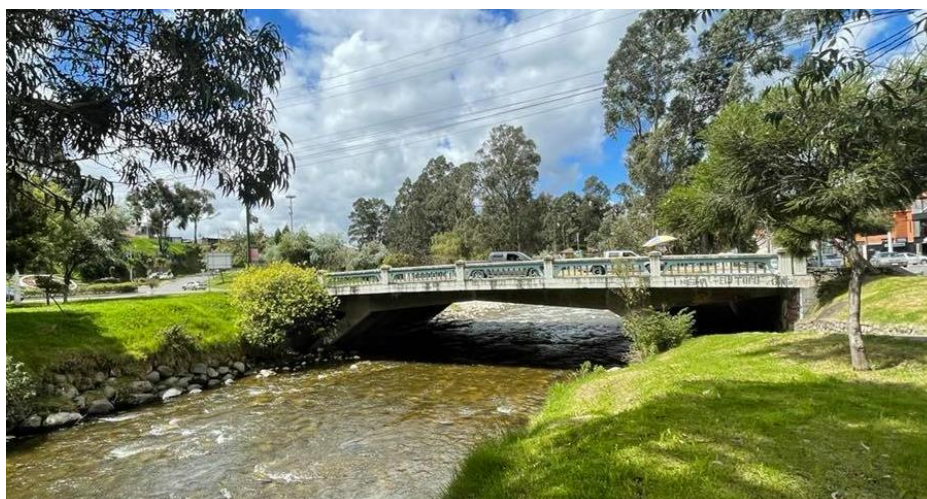
### **Puente Redondel Floral**

*Ilustración 3. 9. Ubicación Puente Redondel Floral*



*Fuente: (Google Earth Pro, 2021)*

Ilustración 3. 10. Puente Redondel Floral



Fuente (Autor)

Se tiene las coordenadas de las cuatro esquinas del puente del Redondel Floral como se especifica en la Tabla 3.8; se encuentra ubicado en la abscisa 2+166; posee un ancho total de 24 metros, el cual cubre la calzada y las veredas; posee dos carriles en cada sentido por lo cual según la AASHTO se lo podría clasificar como carretero; en su parte inferior del tablero el puente tiene forma de arco.

Tabla 3. 7. Coordenadas Puente Redondel Floral

<b>COORDENADAS</b>			
<b>Longitud</b>	<b>Latitud</b>	<b>Longitud</b>	<b>Latitud</b>
720188	9678235	720201	9678259
720203	9678221	720218	9678248

Fuente: (Autor)

Como se puede observar en la Tabla 3.9 se posee una altura promedio del puente de 3.3 metros entre el nivel del agua y la parte inferior a la estructura, también se puede calcular el espesor del puente que vendría a ser de 90 centímetros.

Tabla 3. 8 Cotas del Puente

<b>Cota Alta puente (m.s.n.m.)</b>	2547.1
<b>Cota Baja puente (m.s.n.m.)</b>	2546.2
<b>Cota lecho (m.s.n.m.)</b>	2542.9

Fuente: (Autor)

El puente denota una gran cantidad de vehículos que circulan por ahí sobre todo en horas de la tarde.

## Puente Felipe II

Ilustración 3. 11 Ubicación Puente Felipe II



Fuente: (Google Earth Pro, 2021)

Ilustración 3. 12 Puente Felipe II



Fuente (Autor)

Las coordenadas del Puente Felipe II se denotan en la Tabla 3.10; el puente se encuentra ubicado en la abscisa 1+450; posee un ancho de 24 metros en los cual se comprende la calzada y las veredas; este puente tiene dos carriles por sentido lo cual es considerado como un carretero según la AASTHO; tanto en su parte inferior como superior este puente presenta una forma de arco.

Tabla 3. 9 Coordenadas Puente Felipe II

COORDENADAS			
Longitud	Latitud	Longitud	Latitud
720762	9677991	720796	9678007
720768	9677965	720805	9677979

Fuente: (Autor)

En la Tabla 3.11 se tienen las cotas tanto del puente como del lecho, con esto se puede calcular que el puente tiene un espesor de 1.70 metros y una separación de 4.50 metros entre la parte baja de la estructura y el nivel del agua, el puente tiene una forma de arco tanto en su estructura como en su calzada, esto se lo puede observar en los anexos; el tráfico en este puente normalmente es moderado.

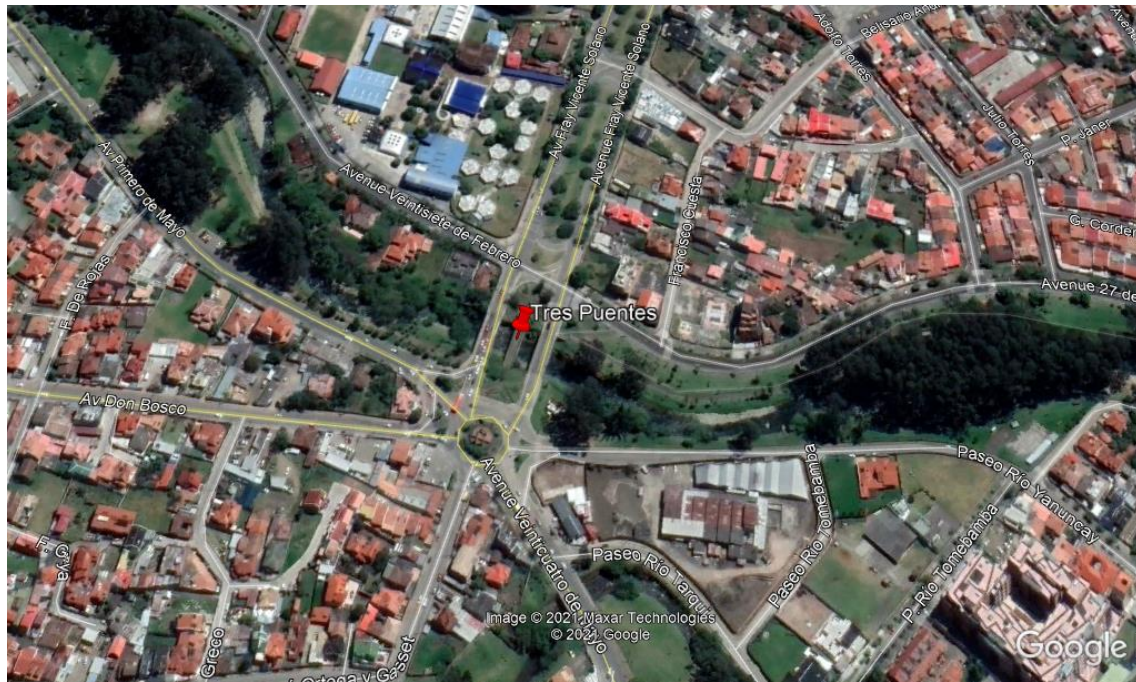
Tabla 3. 10 Cotas Puente Felipe II

<b>Cota Alta puente (m.s.n.m.)</b>	2538.3
<b>Cota Baja puente (m.s.n.m.)</b>	2536.6
<b>Cota lecho (m.s.n.m.)</b>	2532.1

Fuente: (Autor)

### Tres Puentes

Ilustración 3. 13 Ubicación Puente "Tres Puentes"



Fuente: (Google Earth Pro, 2021)

Ilustración 3. 14. Puente "Tres Puentes"



Fuente (Autor)

Este puente está conformado como lo dice su nombre por 3 puentes, dos destinados para circulación vehicular y uno peatonal, cada puente vehicular cuenta con dos carriles, cada uno en un solo sentido, para el análisis en los Softwares se los toma como un solo puente de 45 metros de ancho; se encuentra ubicado en la abscisa 0+750.1; en la parte baja de su tablero presenta una forma de arco; sus coordenadas se encuentran especificadas en la Tabla 3.12.

Tabla 3. 11 Coordenadas Tres Puentes

<b>COORDENADAS</b>			
<b>Longitud</b>	<b>Latitud</b>	<b>Longitud</b>	<b>Latitud</b>
721206	9677570	721239	9677561
721216	9677569	721251	9677559
721211	9677599	721248	9677588
721220	9677595	721258	9677587

Fuente: (Autor)

En la Tabla 3.13 se cuenta con las cotas promedio de los puentes que se utilizara para el respectivo análisis; posee un espesor de 1.5 metros y una diferencia de 6.1 metros entre el nivel del agua y la parte baja de la estructura; en estos puentes existe una gran circulación de vehículos debido que está cerca a uno de los ingresos principales de la ciudad y su cercanía al Mall del Rio; por su número de carriles la AASTHO lo define como una vía de tipo carretero.

Tabla 3. 12 Cotas Tres Puentes

<b>Cota Alta puente (m.s.n.m.)</b>	2529.6
<b>Cota Baja puente (m.s.n.m.)</b>	2528.1
<b>Cota lecho (m.s.n.m.)</b>	2522.0

Fuente: (Autor)

## Capítulo IV. Modelación hidrodinámica unidimensional y bidimensional

### 4.1 Área de estudio

EL tramo de estudio inicia en el cruce de la Av. Loja y la Av. Primero de Mayo (719390.97, 9678586.431), finalizando en el Jardín Botánico sector de la estación de Bomberos de Cuenca N°3 (721871.47, 9677504.667), con una longitud aproximada de 3 km como se observa en la Ilustración 4.1, la pendiente normal de fondo tiene un valor del 0.4% debido a las condiciones de contorno aguas arriba de la confluencia entre el río Yanuncay y el río Tarqui.

*Ilustración 4. 1. Zona de estudio.*



Fuente (Google Earth Pro, 2021)

La zona de estudio es una zona conflictiva ya que se encuentra altamente poblada en toda su trayectoria porque existen diversas estructuras como viviendas, centros educativos, locales comerciales, edificios, vías, puentes, parques lineales, y una gran cantidad de vegetación.

Para el análisis en el software HEC-RAS primero se tomó un área de influencia que posee un diámetro de 150 metros a cada lado del cauce como se lo puede evidenciar en la Ilustración 4.2 del apartado 4.1.

## 4.2 Modelación Hidrodinámica Unidimensional y Bidimensional

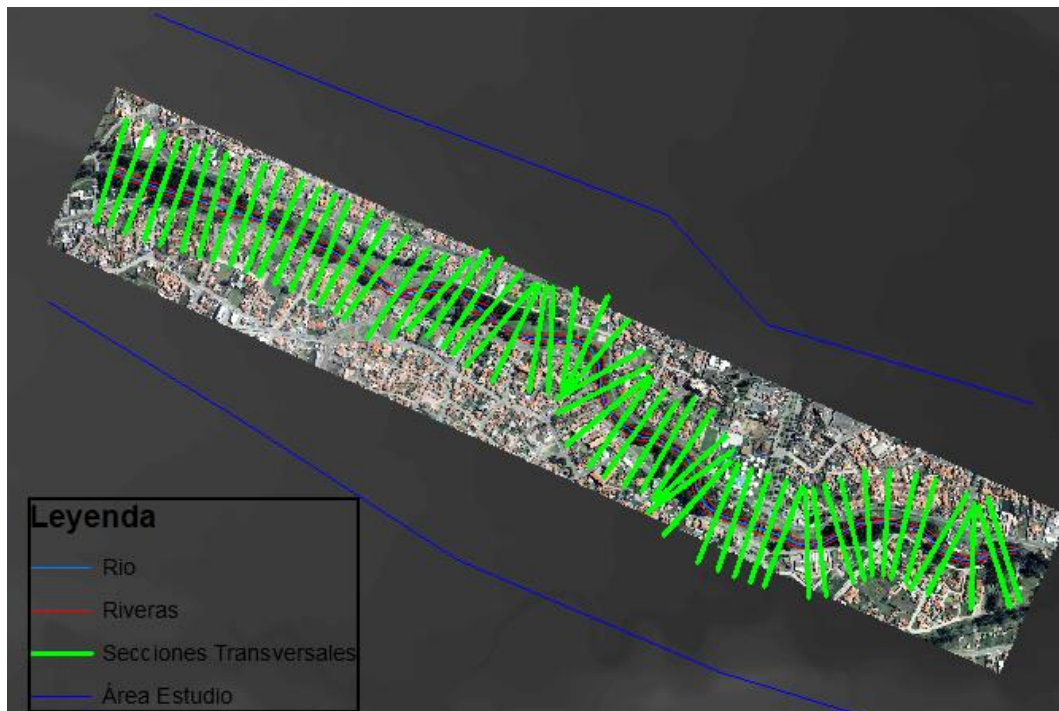
### 4.2.1 Modelo Unidimensional

Para la modelación unidimensional se empezó por obtener información necesaria para la digitalización en la zona de estudio, primero se obtuvo el modelo digital de elevación (MDE) obtenido del SIGTIERRAS, se utilizó un MDE de 3 metros de resolución ya que este brinda mayor información que servirá para obtener resultados más exactos.

Se utilizó una Ortofoto con buena resolución para delimitar los tipos de uso de suelo existentes en la zona.

Primero se trabajó en el software ArcGIS utilizando una herramienta que es el Hec-GeoRas, esta es una extensión del programa HEC-RAS; con esta herramienta lo que se hizo fue trazar el cauce del río, las riveras, las secciones transversales y delimitar la zona de estudio. Las secciones transversales tienen una longitud de 300 metros y una separación de 50 metros, se utilizó estas medidas para facilidad de acomodar las secciones transversales ya que estas no se pueden interceptar, también se da esta separación de 50 metros ya que los puentes no pueden estar emplazados en dos secciones. En la Ilustración 4.2, se muestra el modelo antes de ser exportado al HEC-RAS.

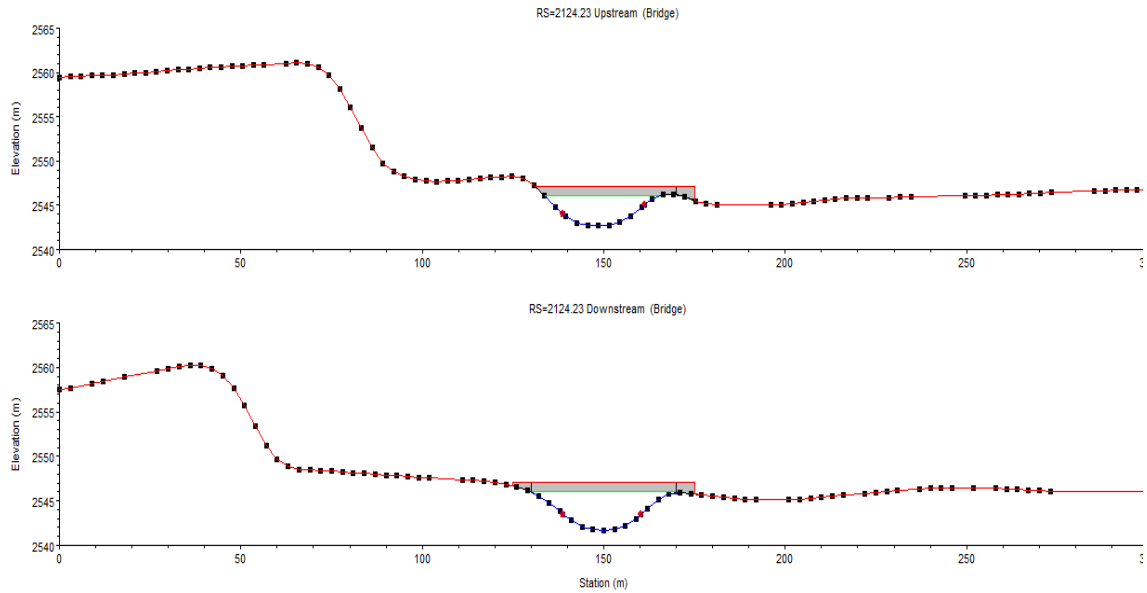
*Ilustración 4. 2: Modelo en ArcGIS generado con ayuda de Hec-GeoRas.*



*Fuente: (Autor)*

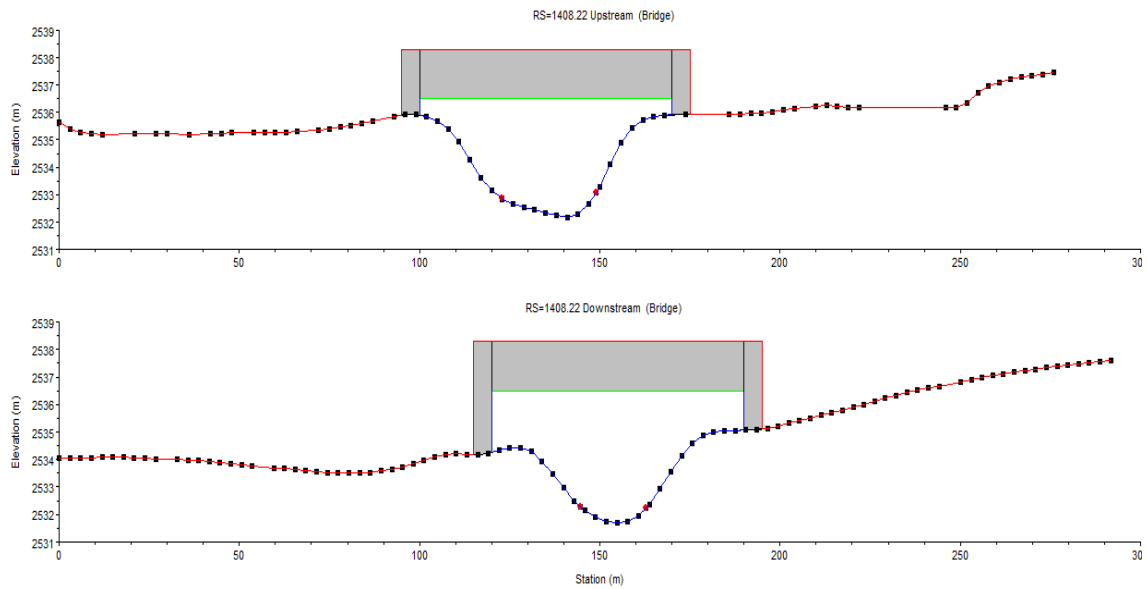
Una vez importado el documento al HEC-RAS se crean las estructuras (puentes) con sus debidas ubicaciones y dimensiones; estos datos fueron obtenidos en campo y se los especificaron en el apartado 3.3.1. El diseño de los puentes en HEC-RAS se los muestra continuación.

*Ilustración 4. 3 Representación del Puente Redondel Floral.*



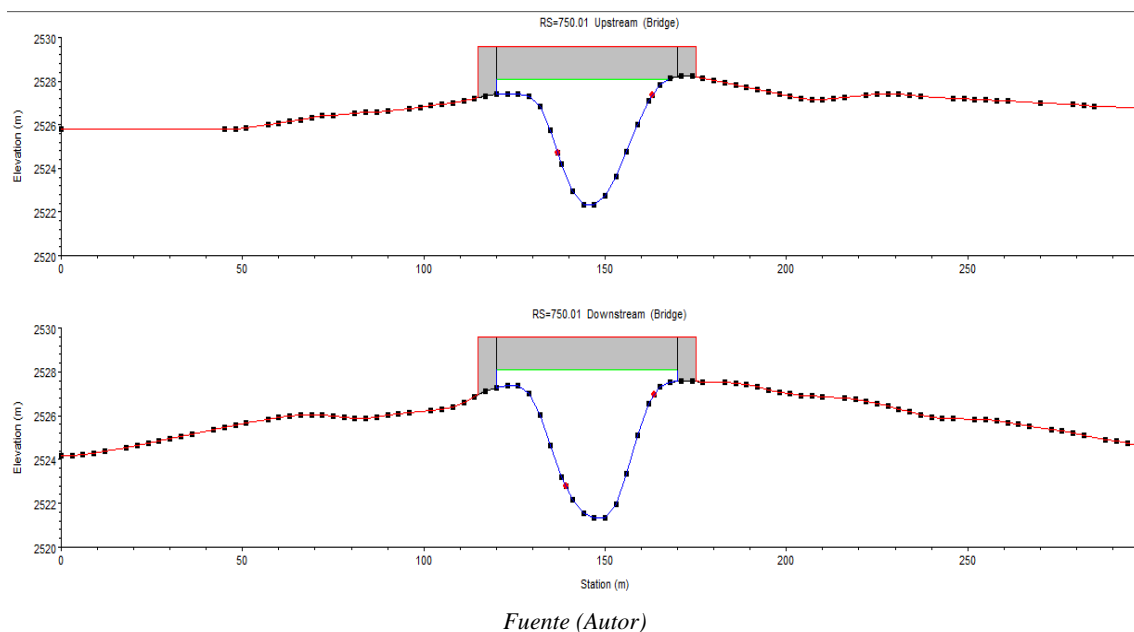
*Fuente (Autor)*

*Ilustración 4. 4: Representación del Puente Felipe II.*



*Fuente (Autor)*

Ilustración 4. 5: Representación de los Tres Puentes.

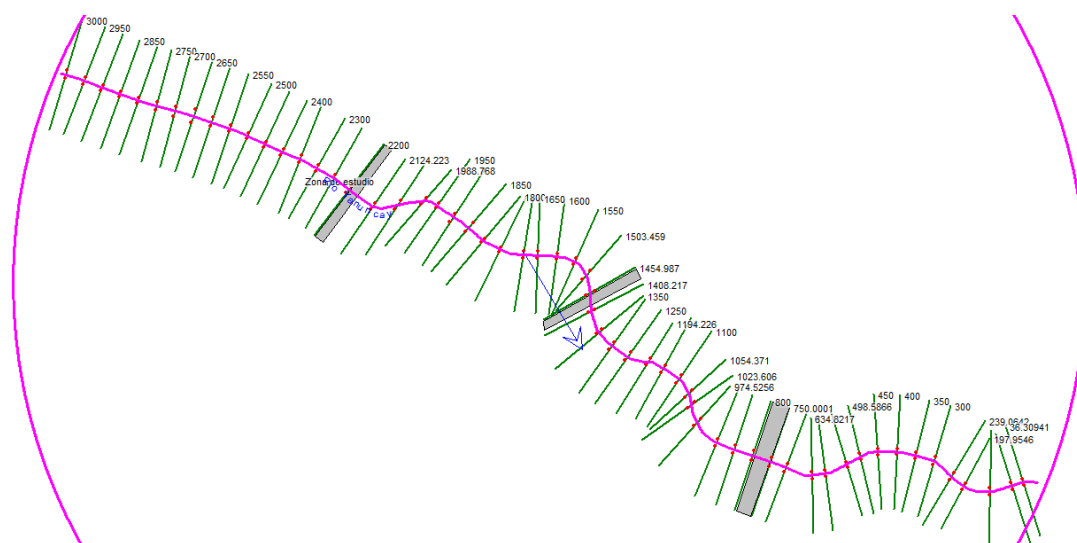


Fuente (Autor)

En las Ilustraciones 4.3, 4.4 y 4.5 se tiene la representación de los puentes “Redondel Floral”, “Felipe II” y “Los Tres Puentes” en el software HEC-RAS. Como se puede analizar en dichas Ilustraciones los puentes se representan de manera recta tanto en la parte superior e inferior de cada puente, se realiza de esta forma por motivos de simplificación, sin embargo, el modelo los asimila de manera adecuada a las estructuras y presenta buenos resultados.

Una vez han sido incluidas las estructuras al modelo la geometría tiene el aspecto que se muestra en la Ilustración 4.6.

Ilustración 4. 6: Geometría del modelo con las estructuras.



Fuente (Autor)

Cuando se tiene cargada toda la geometría se incorporan los valores del coeficiente de Manning, estos valores tienen que ser calibrados adecuadamente para obtener valores más cercanos a la realidad, el proceso de calibración se realiza en el siguiente apartado.

#### **4.2.1.1 Calibración del Modelo Unidimensional**

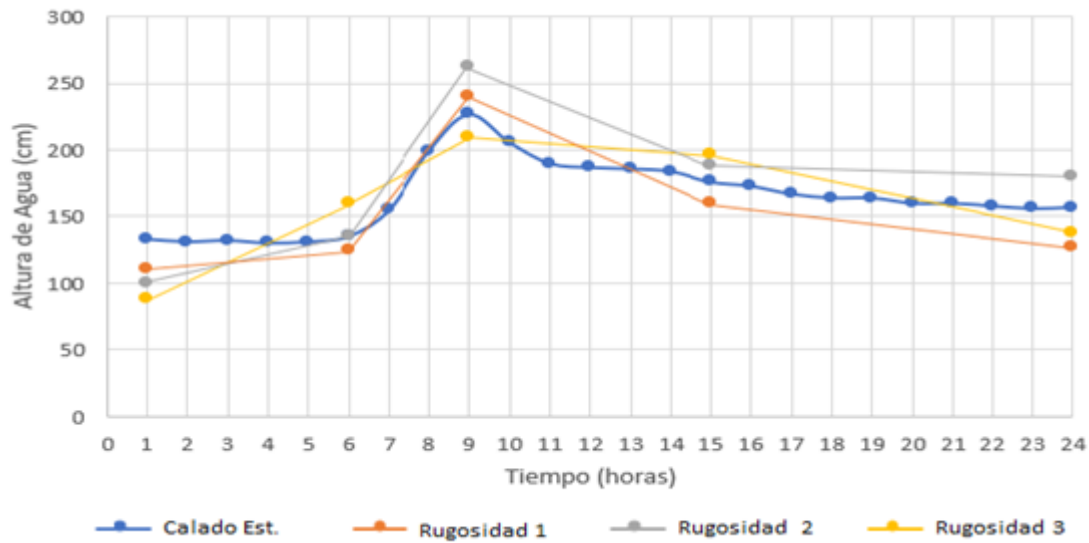
Para la calibración y validación unidimensional se toma eventos de dos fechas diferentes, del 28 de febrero del 2012 y del 14 de mayo del 2017, la importancia de calibrar y validar un modelo hidrodinámico es que las zonas de inundación lleguen a ser lo más cercano a la realidad.

El proceso de calibración se basa en simular el programa en una fecha de un acontecimiento real, ya que se posee los datos obtenidos de la estación y con esto iterar con varios valores de Manning hasta encontrar valores similares entre los resultados del programa y la vida real.

Dicho esto, en la versión unidimensional del HEC-RAS se utilizan 3 valores de Manning, correspondientes al cauce del río y las riveras. Para las iteraciones se utilizan valores desde 0.05 a 0.06 para el cauce del río y para las riveras se utilizan valores desde 0.03 a 0.05. Estos valores se utilizarán en distintos caudales correspondientes a diferentes horas para ir formando la gráfica.

En la Ilustración 4.7 se realiza una demostración de la relación caudal-tiempo teniendo los valores proporcionados por la estación en dicha fecha y 3 de las iteraciones más cercanas con los diferentes valores de Manning, tomando la iteración 1 como la más cercana.

Ilustración 4. 7: Gráfica comparativa de calados para la calibración en el año 2012



Fuente (Autor)

Una vez realizado las gráficas y un análisis visual, se procede a realizar un cálculo estadístico el cual se explica en el apartado 2.4, los resultados de este procedimiento se demuestran en la Tabla 4.1

Tabla 4. 1 Análisis estadístico de los resultados de calado obtenidos a partir del modelo HEC-RAS (unidimensional)

HIDROGRAMA AÑO 2012	Rugosidad 1 Cauce: 0.05 Riveras:0.03	Rugosidad 2 Cauce: 0.055 Riveras:0.04	Rugosidad 3 Cauce: 0.06 Riveras:0.05	Valores Óptimos
Error porcentual (%)	7.349	8.826	10.138	0
Error Medio Absoluto (MAE)	1.924	2.521	2.964	0
Error Medio Cuadrado (RRMSE)	0.093	0.135	0.148	0
Coefficiente de Eficiencia ( $EF_2$ )	0.664	0.532	0.469	1
Coefficiente de Determinación (CD)	0.614	0.608	0.592	1
Desviación Media (BIAS)	3.845	5.443	8.65	0
Coefficiente de Det. Múltiple ( $R^2$ )	0.833	0.831	0.784	1

Fuente: (Autor)

Según la Tabla 4.1 la Rugosidad 1 es la que mejor comportamiento tiene con respecto a los datos reales presentados por la estación limnigráfica, se tiene que el porcentaje de error es menor al 10% lo cual es aceptable, los valores en los índices estadísticos son cercanos a los valores óptimos por lo tanto se tiene una buena calibración. Los valores a utilizar se presentan en a Tabla 4.2.

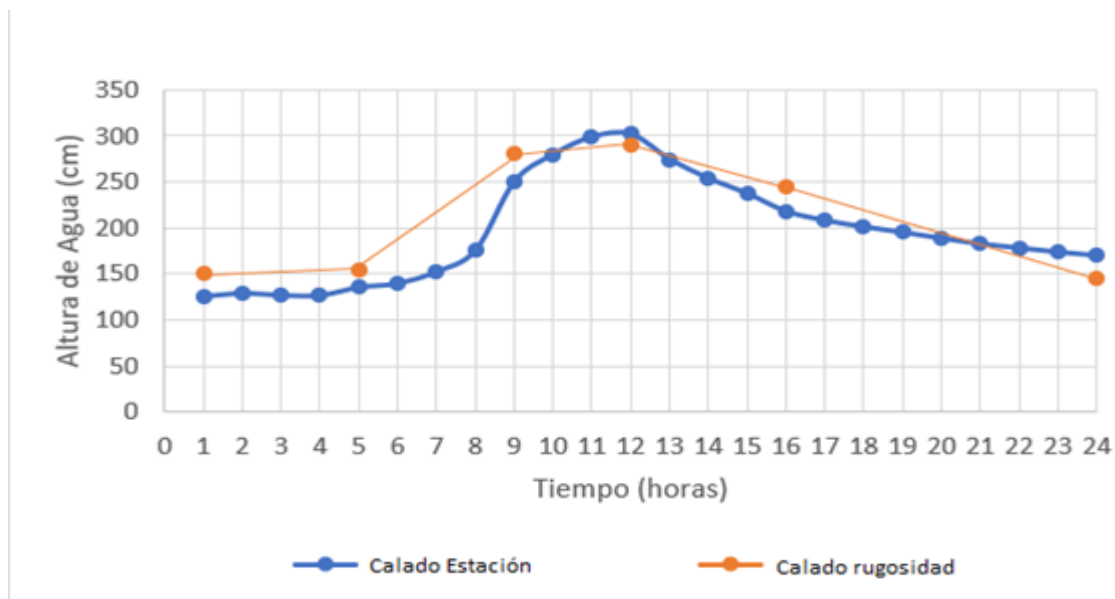
Tabla 4. 2: Valores coeficiente de Manning para modelo unidimensional.

VALORES DE MANNING	
CAUCE	0.05
RIVERAS	0.03

Fuente: (Autor)

Una vez obtenido los valores finales de Manning con la calibración se procede hacer la validación, para esto se utiliza los valores del acontecimiento de 14 de mayo del 2017, el cual sirve para comparar la eficacia de los valores obtenidos y estos se demuestran en la Ilustración 4.8.

Ilustración 4. 8: Validación modelo 1D para el año 2017



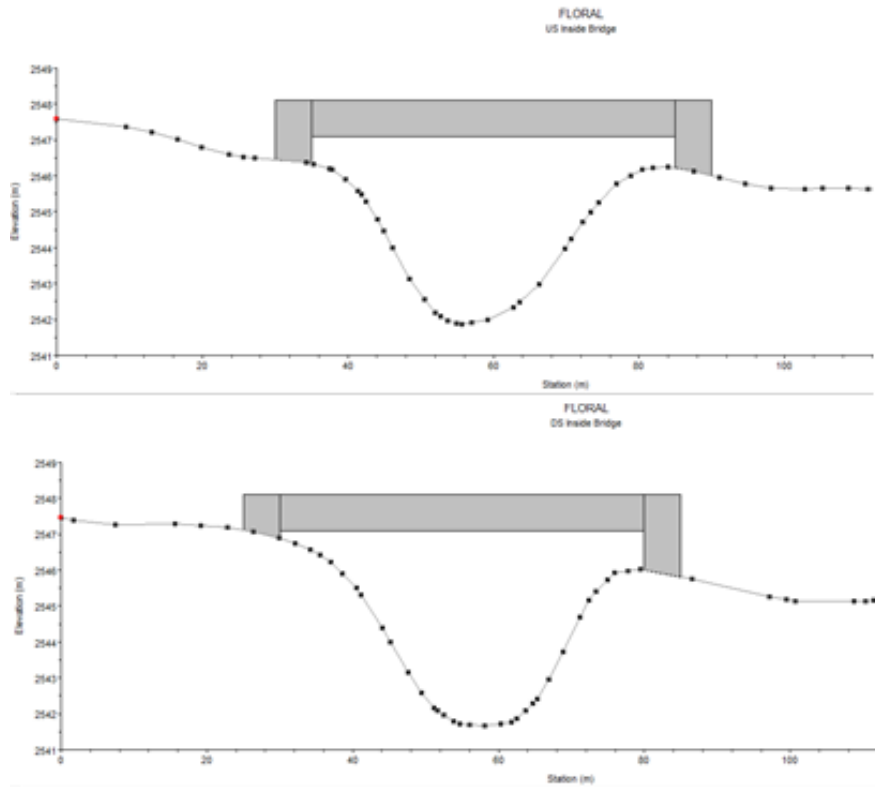
Fuente (Autor)

#### 4.2.2 Modelo Bidimensional

Para el modelo bidimensional como dato de partida se necesita el MDE para poder trabajar en este la digitalización y delimitación del área de estudio. Primero se delimita el área de estudio y se define el tamaño de las celdas para el respectivo mallado de la zona, el tamaño de las celdas se creó de 3 metros dando un total de 100793 celdas.

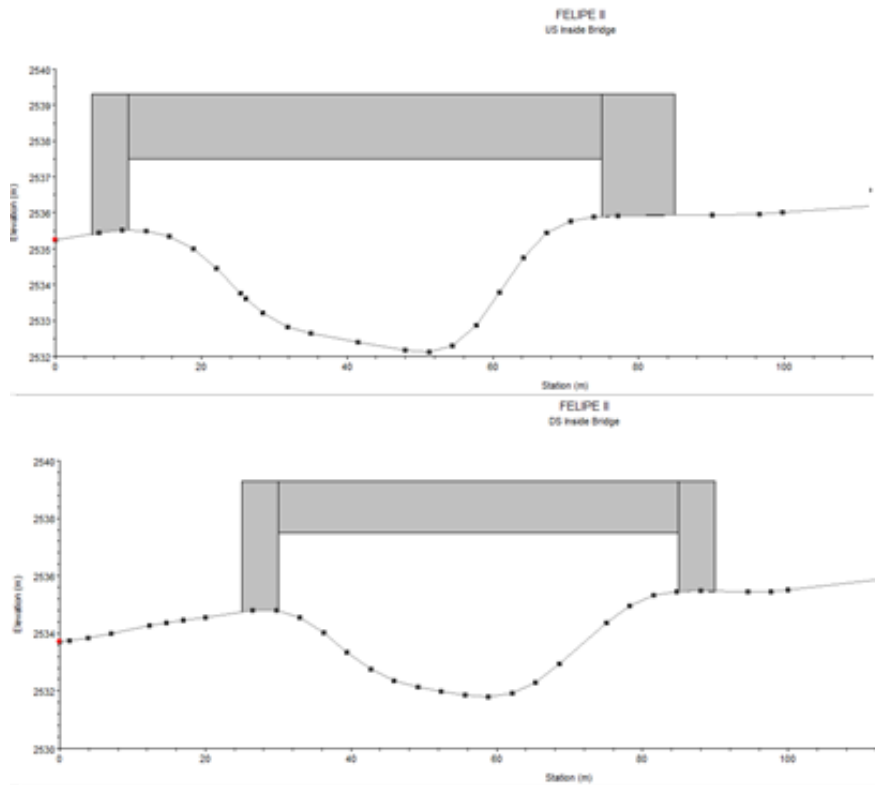
A continuación, se debe marcar los puntos de entrada y salida del flujo de agua; el ingreso de puentes al modelo bidimensional es algo novedoso ya que a partir de fines del 2020 se puede realizar esta práctica; en teoría los puentes se crean de la misma manera que para el modelo unidimensional, pero con la particularidad de que estos se emplazan en una malla, lo cual podría ser algo beneficioso o perjudicial por la alta sensibilidad del modelo.

Ilustración 4. 9 Redondel Floral en el modelo bidimensional



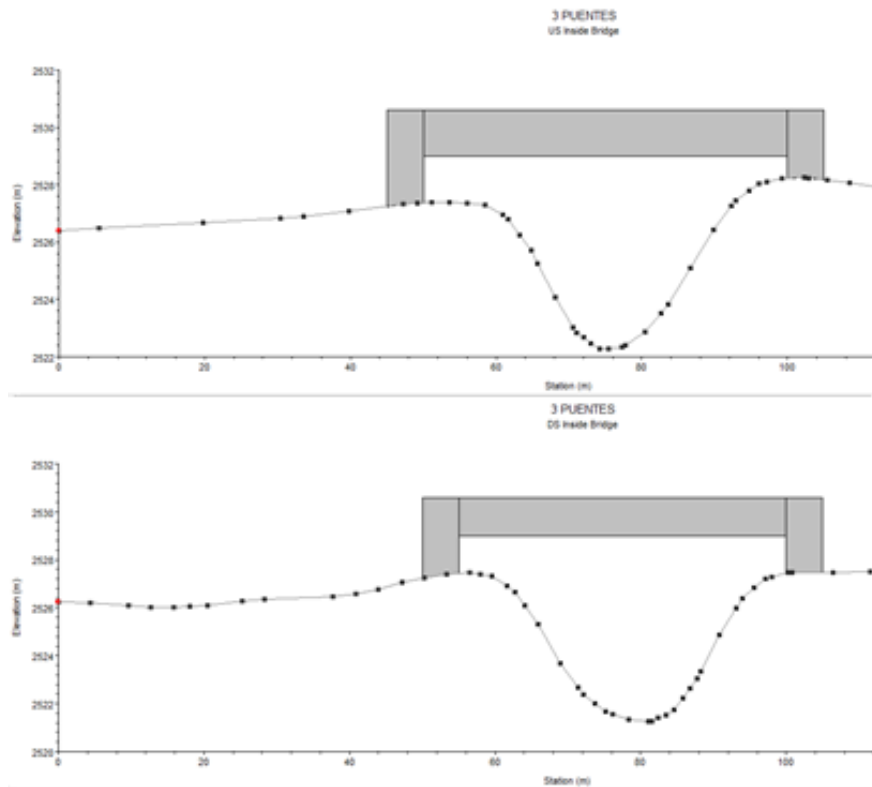
Fuente (Autor)

Ilustración 4. 10 Puente Felipe II en el modelo bidimensional



Fuente (Autor)

Ilustración 4. 11 Los 3 puentes en el modelo bidimensional



Fuente (Autor)

En las Ilustraciones 4.9, 4.10 y 4.11 tenemos la representación gráfica de los puentes ubicados en el tramo de estudio en el modelo bidimensional, se puede observar que al igual que en el modelo unidimensional los puentes se representan de manera recta tanto en su parte superior como inferior debido a una simplificación en el modelo, a pesar de que el modelo presenta buenos resultados de esta manera, se recomienda que para investigaciones más exactas se debe definir la forma del puente, ya que esto puede influir en el paso del agua.

Ilustración 4. 12. Geometría del modelo bidimensional.



Fuente (Autor)

Para finalizar con la geometría del modelo se sugiere ingresar un Shape que tenga delimitada la zona de estudio y sus coeficientes de Manning de acuerdo al uso de suelo definido en el apartado 3.2.5. Estos valores de Manning deben estar debidamente calibrados y validados, este proceso se lo demostrara en el siguiente apartado.

#### 4.2.2.1 Calibración y Validación del Modelo Bidimensional

Para la calibración del modelo bidimensional se utiliza el mismo proceso que en el modelo unidimensional, que consiste en elegir un acontecimiento real por medio del cual se obtenga la información de su cambio de calado con respecto al tiempo, al igual que en el modelo anterior se utiliza el de 28 de febrero del 2012.

Los valores del coeficiente de Manning iniciales que se utiliza para las iteraciones son los siguientes.

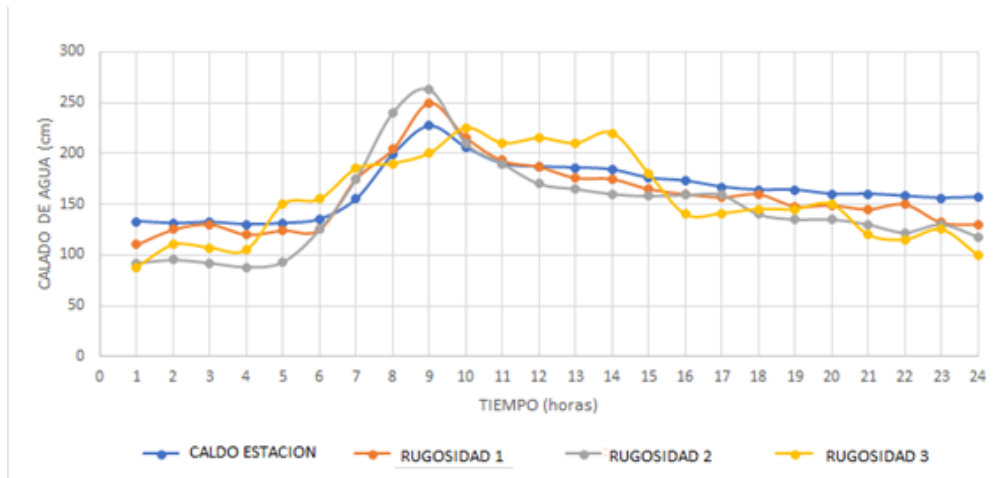
Tabla 4. 3: Valores iniciales de Manning.

MANNING	
ESTRUCTURAS DIVERSAS	0.15
PASTO	0.03
BOSQUE EUCALIPTO	0.10
RIO	0.05
SUELO DESCUBIERTO	0.03
HORMIGON	0.015

Fuente (Chow V. T., 2004)

Con estos valores se realiza las debidas iteraciones obteniendo los siguientes gráficos y valores.

Ilustración 4. 13 Comparación graficas Calado-Tiempo.



Fuente (Autor)

Al igual que en el modelo unidimensional se utiliza formulaciones estadísticas para encontrar los valores óptimos y así definir cuál es el valor indicado a utilizar en el modelo.

Tabla 4. 4 Análisis estadístico de los resultados de calado obtenidos a partir del modelo HEC-RAS bidimensional, con los siguientes valores de rugosidad para todo el tramo de estudio.

	Rugosidad 1:	Rugosidad 2:	Rugosidad 3:	
HIDROGRAMA AÑO 2012	Estr. Diversa: 0.15	Estr. Diversa: 0.14	Estr. Diversa: 0.13	Valores Óptimos
	Pasto: 0.03	Pasto: 0.025	Pasto: 0.02	
	Bosque Eucalipto: 0.1	Bosque Eucalipto: 0.08	Bosque Eucalipto: 0.06	
	Rio: 0.05	Rio: 0.06	Rio: 0.07	
	Suelo descubierto: 0.03	Suelo descubierto: 0.025	Suelo descubierto: 0.02	
	Hormigón: 0.015	Hormigón: 0.020	Hormigón: 0.025	
	Error porcentual (%)	9.103	10.628	
Error Medio Absoluto (MAE)	1.233	1.596	1.763	0
Error Medio Cuadrado (RRMSE)	0.107	0.125	0.139	0
Coefficiente de Eficiencia ( $EF_2$ )	0.713	0.628	0.594	1
Coefficiente de Determinación (CD)	0.59	0.621	0.537	1
Desviación Media (BIAS)	4.731	7.608	8.559	0
Coefficiente de Det. Múltiple ( $R^2$ )	0.751	0.719	0.737	1

Fuente (Autor)

Tomando en cuenta la Tabla 4.4 los valores óptimos pertenecen a la “Rugosidad 1”, ya que en esta se presenta un porcentaje de error inferior al 10%, en cuanto a los indicadores estadísticos los resultados son cercanos a los valores óptimos sin tener incongruencias de datos, hay que tener en cuenta que se utilizó un MDE de 3 metros, a pesar de que es un modelo muy preciso va a tener algunos inconvenientes en presentar la superficie a diferencia de condiciones reales. Teniendo en cuenta lo datos analizados en la Tabla 4.4 y la Ilustración 4.13 los valores a utilizar pertenecen a la “Rugosidad 1” y dichos valores expuestos en la Tabla 4.5.

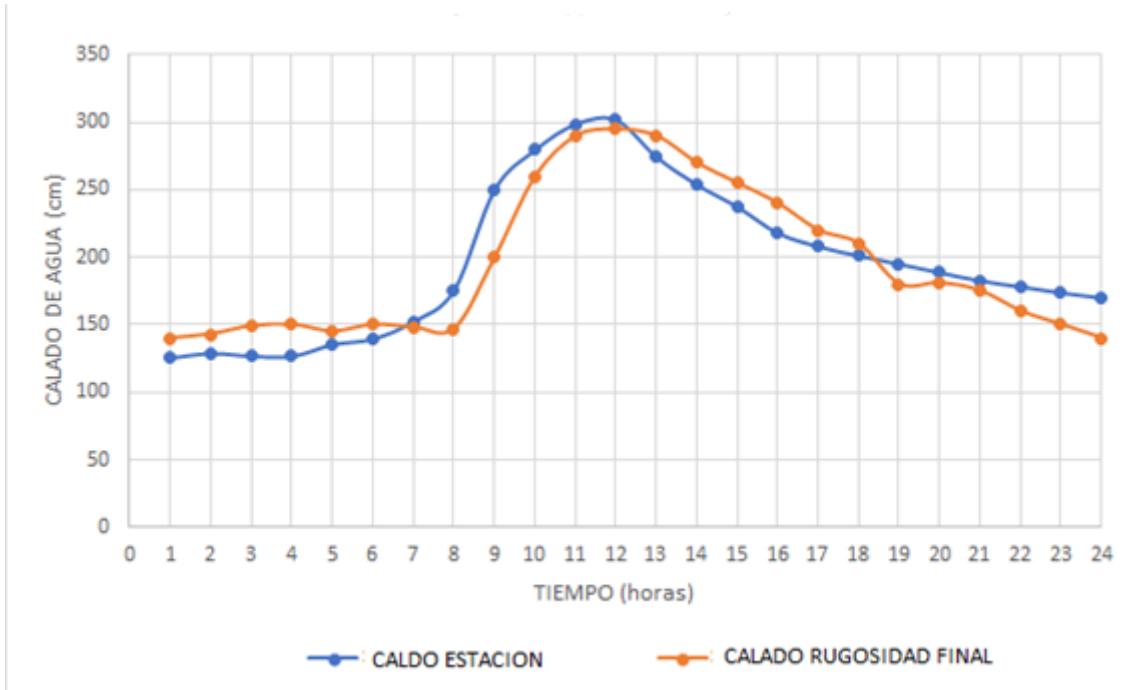
*Tabla 4. 5: Valores finales de Manning con los que se obtuvieron mejores resultados en el modelo.*

USO DE SUELO	COEF. MANNING
ESTRUCTURAS DIVERSAS	0.15
PASTO	0.03
BOSQUE EUCALIPTO	0.1
RIO	0.05
SUELO DESCUBIERTO	0.03
HORMIGON	0.015

*Fuente (Autor)*

Una vez obtenido los valores finales de Manning con la calibración se procede a realizar la validación, para lo que se utiliza los valores del evento del 14 de mayo del 2017, el cual sirve para comparar la eficacia de los valores obtenidos y los resultados están en la Ilustración 4.14.

Ilustración 4. 14 Validación con valores finales de Manning.



Fuente (Autor)

# CAPITULO V. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

## 5.1 Modelo Unidimensional

Luego de ingresar la geometría y los coeficientes de Manning, se ingresa los respectivos caudales para realizar la simulación del modelo, se establece 5 periodos de retorno que son: 5, 10, 25, 50 y 100 años; los caudales para estos periodos son: 165.32, 206.60, 258.77, 297.46 y 335.88 respectivamente; estos valores se pueden observar de mejor manera en la Tabla 5.1.

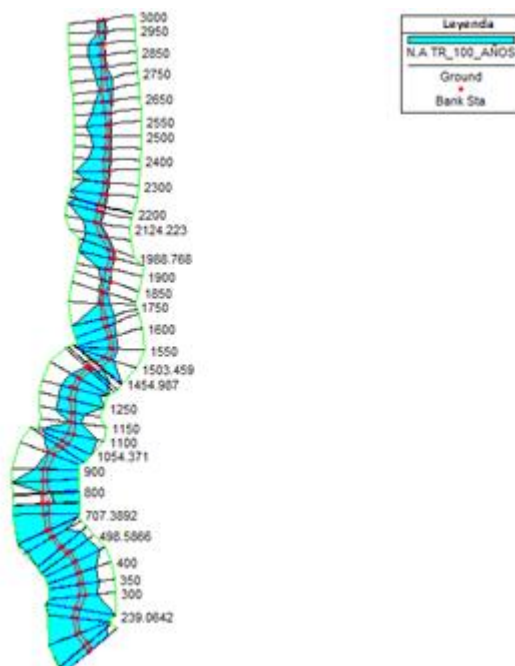
Tabla 5.1 Caudales para los diferentes periodos de retorno.

PERIODO RETORNO	$Q_{max}(m^3/s)$
TR 5 AÑOS	165.318
TR 10 AÑOS	206.603
TR 25 AÑOS	258.766
TR 50 AÑOS	297.464
TR 100 AÑOS	335.876

Fuente ( (Guaman Espejo & Serpa Torres, 2020))

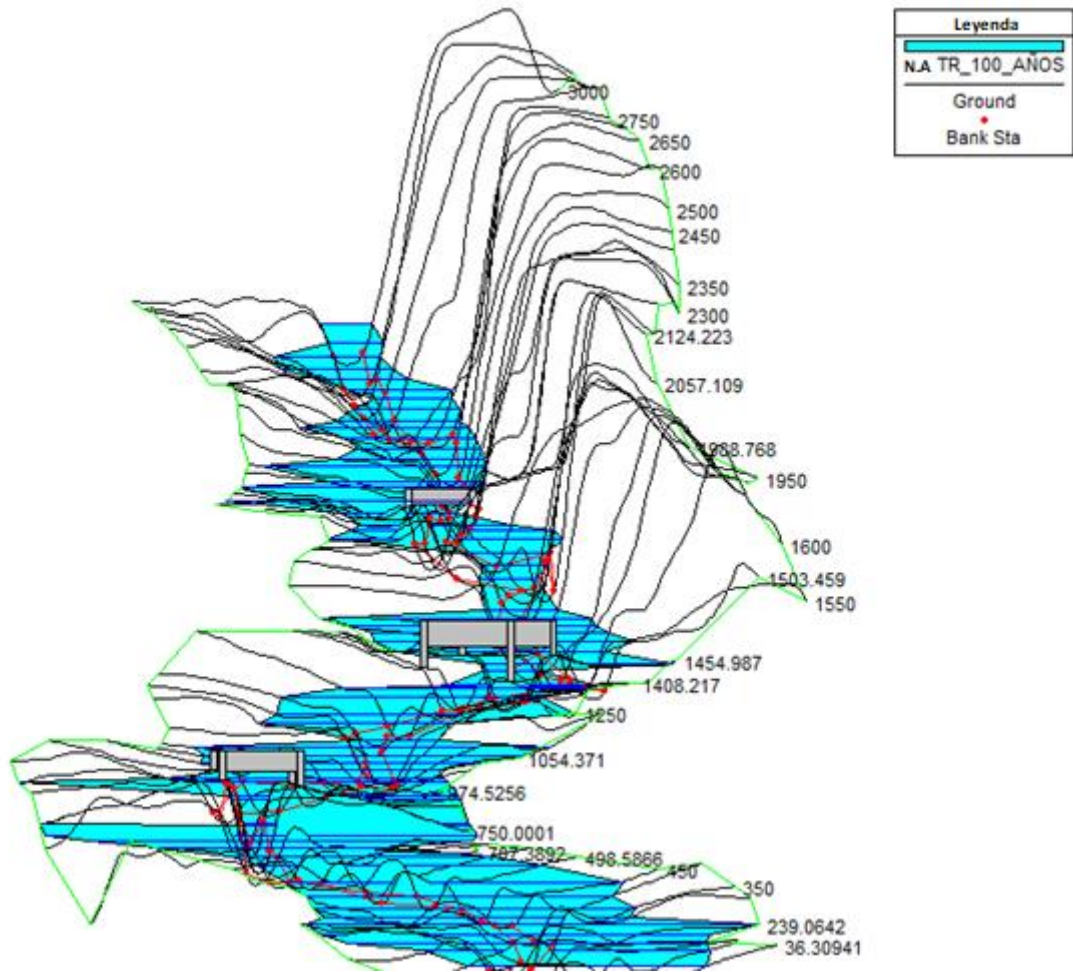
A continuación, se presenta los resultados obtenidos al ejecutar el programa con dichos valores mencionados en la Tabla 5.1; los resultados representan el nivel máximo de agua, velocidad, numero de Froude, etc. Para una mejor visualización se utiliza el periodo de retorno de 100 años cuyo caudal máximo es de 335.876 m<sup>3</sup>/s.

Ilustración 5. 1: Vista en planta del área de inundación del modelo en el periodo de retorno de 100 años.



Fuente (Autor)

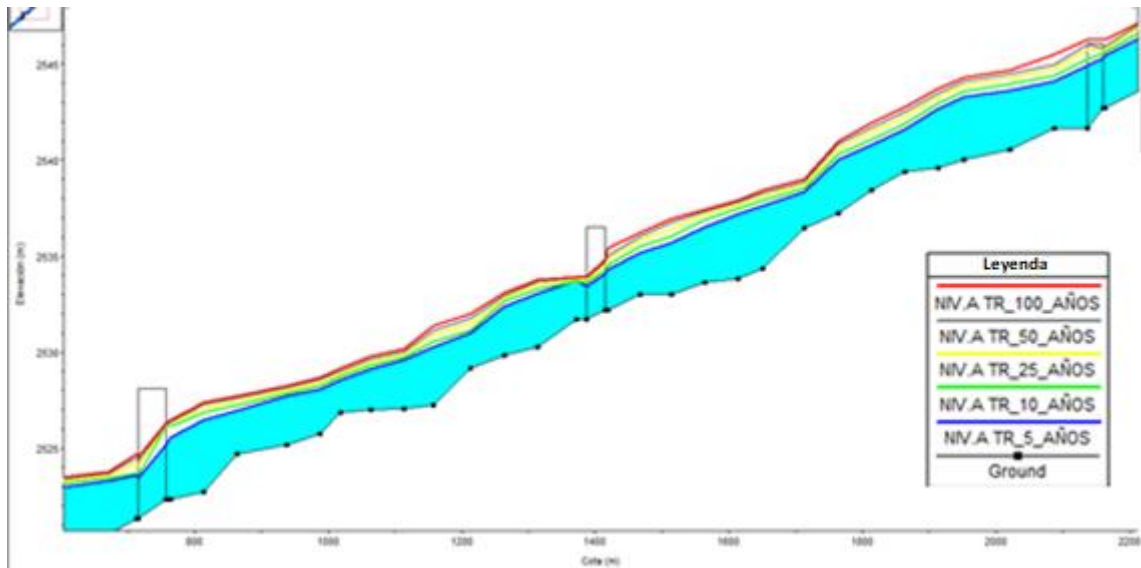
Ilustración 5. 2: Vista en 3d del modelo en el periodo de retorno de 100 años.



Fuente (Autor)

En las Ilustraciones 5.1 y 5.2 se puede observar en todos sus planos la manera en la que se desborda el cauce del río en el periodo de retorno más alto que es el de 100 años, se tiene que el tramo de mayor inundación va desde el puente Felipe II en adelante ya que es la parte más baja y plana de la zona de estudio.

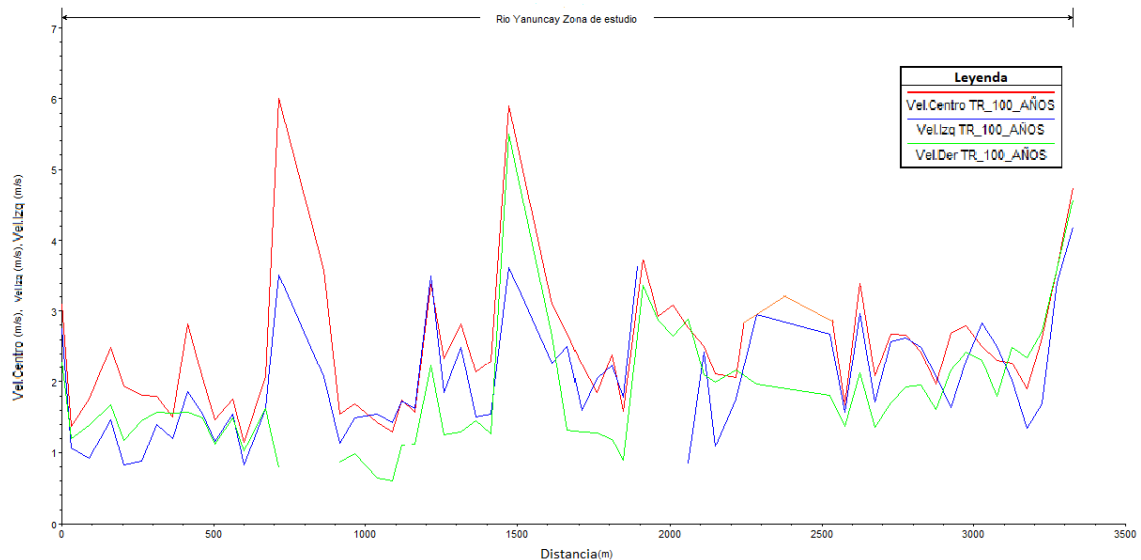
Ilustración 5. 3: Visualización del perfil de agua para los diferentes periodos de retorno de 5, 10, 25,50 y 100 años.



Fuente (Autor)

La Ilustración 5.3 presenta la línea de perfil del agua de los diferentes periodos de retorno, se puede observar que hasta el periodo de 50 años la línea de agua no supera la línea de ningún puente, sin embargo, para el periodo de retorno de 100 años la línea de agua si supera este nivel en la zona del puente Redondel Floral (primero en la parte superior derecha), lo cual es un riesgo para la estructura.

Ilustración 5. 4: Visualización del perfil de velocidades en un periodo de retorno de 100 años.



Fuente (Autor)

En la ilustración 5.4 se tiene los perfiles de las velocidades del periodo de retorno de 100 años, tanto a los costados como en el centro del cauce, teniendo velocidades que varían desde los 0.4 m/s hasta los 6.15 m/s y una velocidad promedio de 2 m/s; también

se puede observar que las crestas más altas están ubicadas en las abscisas pertenecientes a los puentes.

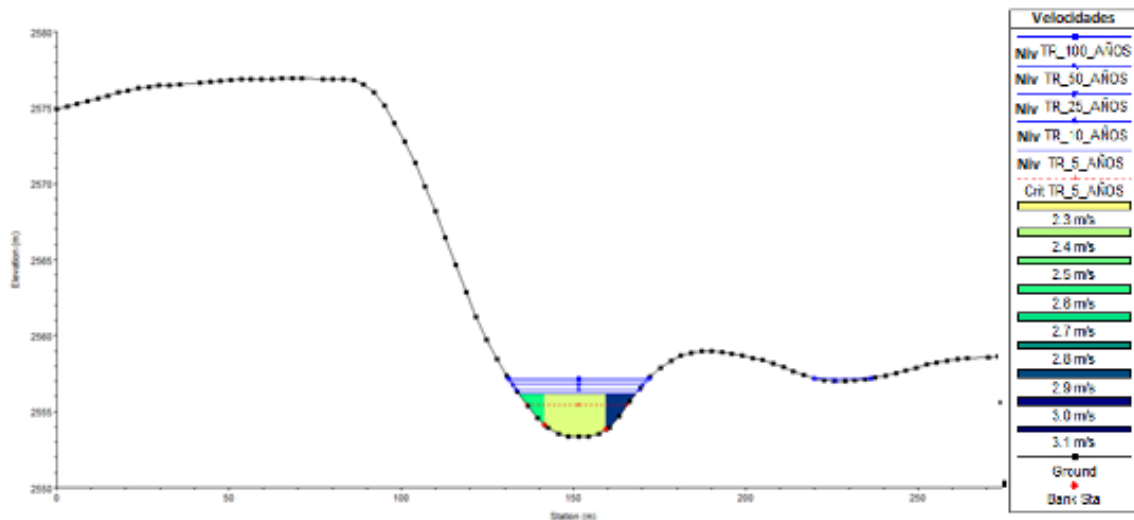
Tabla 5. 2 Tabla con el resumen de resultados en los diferentes periodos de retorno en un tramo seleccionado.

Cota	Periodo	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Niv.Elv (m)	Niv.Crit (m)	Línea Enrg (m/m)	Vel (m/s)	Área Inun (m <sup>2</sup> )	Froude #
2200	5_AÑOS	165.32	2545.45	2545.29	0.007736	2.90	63.370	0.63
2200	10_AÑOS	206.60	2545.65	2545.51	0.007698	3.07	75.860	0.64
2200	25_AÑOS	258.77	2545.82	2545.72	0.008604	3.39	87.440	0.68
2200	50_AÑOS	297.46	2545.94	2545.94	0.009186	3.62	97.980	0.71
2200	100_AÑOS	335.88	2546.27	2546.1	0.005771	3.10	134.94	0.57
2124.23		Bridge						
2124.223	5_AÑOS	165.32	2544.11	2544.11	0.018585	4.08	41.04	0.95
2124.223	10_AÑOS	206.60	2544.41	2544.41	0.017089	4.33	48.80	0.94
2124.223	25_AÑOS	258.77	2544.75	2544.75	0.015768	4.58	58.19	0.92
2124.223	50_AÑOS	297.46	2544.98	2544.98	0.015033	4.74	64.92	0.91
2124.223	100_AÑOS	335.88	2545.52	2545.52	0.008830	4.09	91.85	0.72

Fuente (Autor)

De la Ilustración 5.4 se puede observar que las velocidades varían desde los 0.4 m/s hasta los 6.15 m/s, pero en el tramo presentado en la Tabla 5.2 las velocidades más comunes fluctúan en un rango de 2.9 m/s a 4.74 m/s. De igual manera se puede evidenciar que la mayor parte del tramo de estudio, el flujo se encuentra en un régimen subcrítico al tener un numero de Froude inferior a 1.

Ilustración 5. 5: Visualización de las alturas de agua en los diferentes periodos de retorno y distribución de velocidades.



Fuente (Autor)

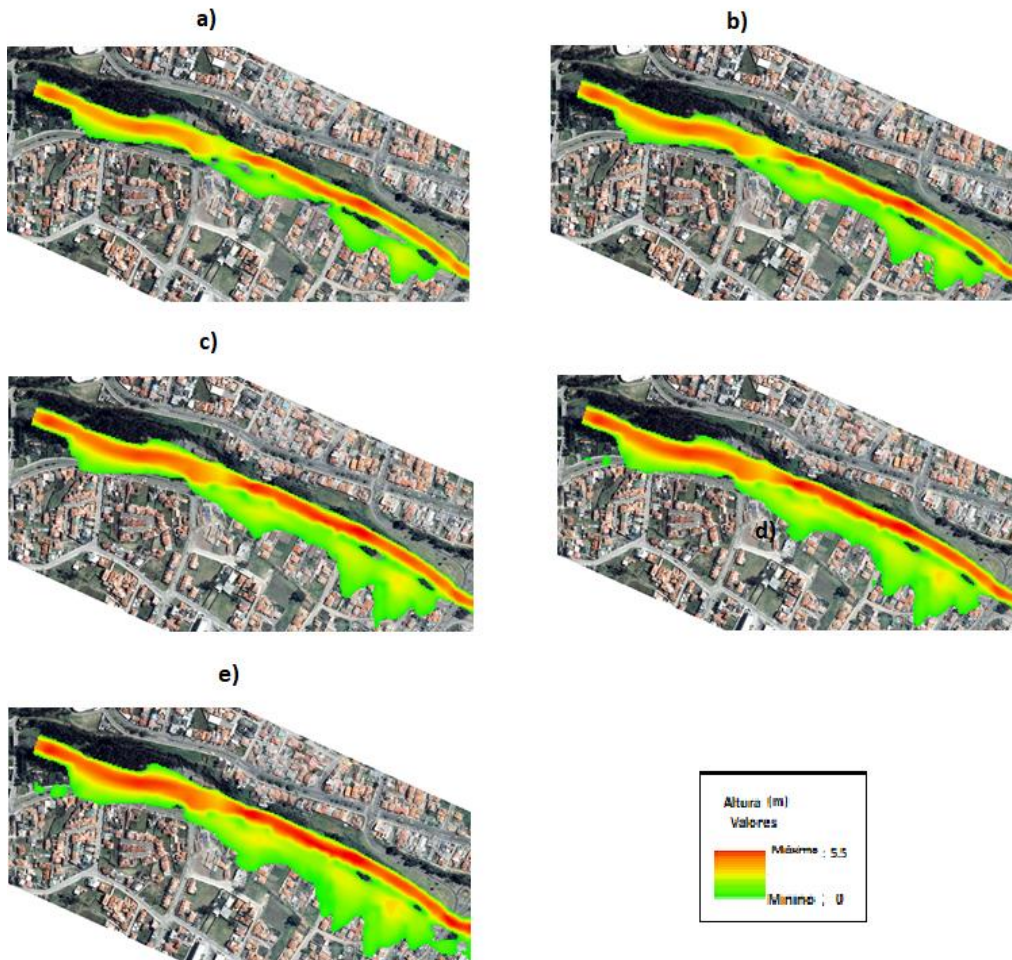
Como se demuestra en la Ilustración 5.5 la velocidad se distribuye en el centro del cauce y a los extremos, la ubicación de estas velocidades máximas varía según la forma de la sección, de las propiedades del material del lecho, del cauce y el tirante del flujo.

Una vez revisado y analizado estos datos se procede a exportar esta información al software ArcGIS, para que con ayuda de la herramienta Hec-GeoRas crear los mapas de inundación y de velocidades que se muestra en los apartados a continuación.

### **5.1.1 Análisis manchas de inundación**

En las Ilustraciones 5.6 - 5.7 - 5.8 - 5.9 se puede observar las manchas de inundación para los diferentes caudales correspondientes a diferentes periodos de retorno, en las cuales para para mejor representación de los resultados y por facilidad de análisis se les tomará como cuatro tramos separados. El primer tramo comprende desde el puente de la Avenida Loja al puente del Redondel Floral; el segundo tramo va desde el puente Redondel Floral hasta el Puente Felipe II; un tercer tramo comprendido entre el puente Felipe II y el puente “Tres puentes”; por último, un cuarto tramo que va desde el puente “Tres puentes” hasta el final de la zona de estudio que es en la intersección del río Yanuncay con el río Tarqui. Cabe recalcar que para el análisis se tomara el periodo de retorno de 100 años ya que este es el que posee los valores más altos.

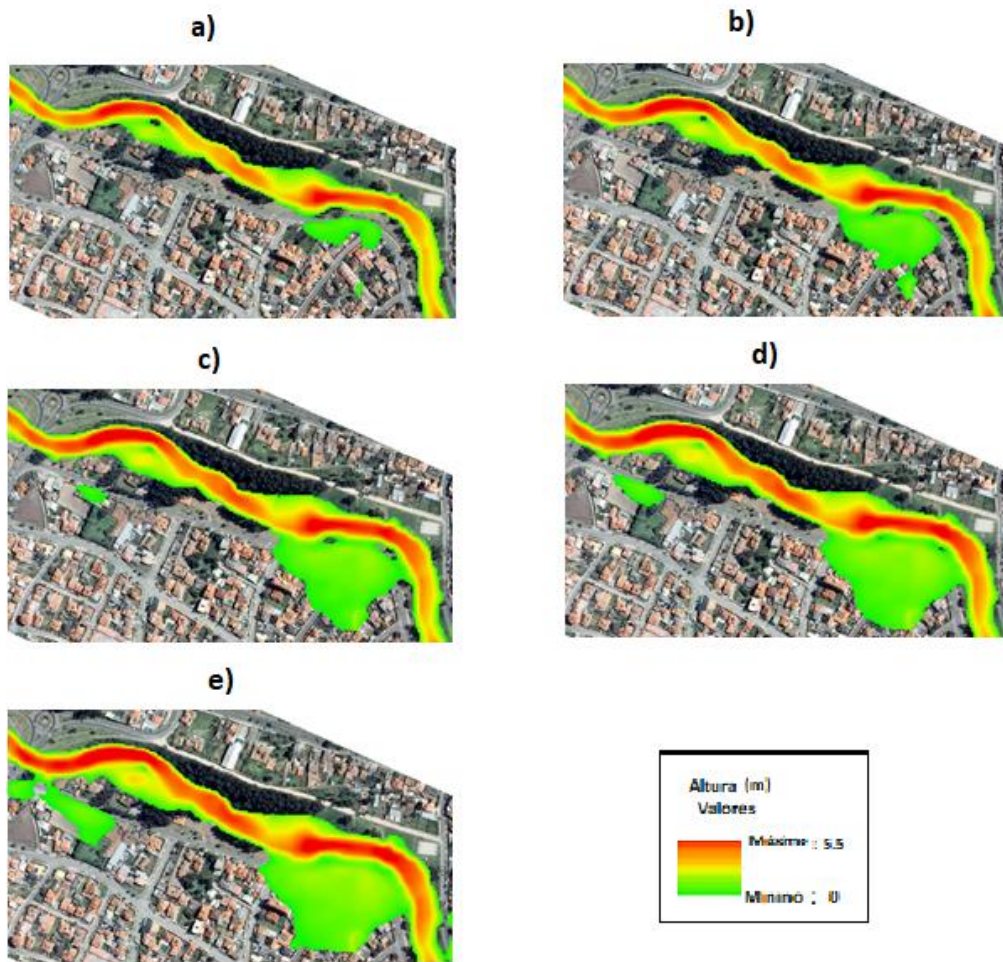
Ilustración 5.6 Manchas de inundación en el primer tramo para los periodos de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años



Fuente (Autor)

En la Ilustración 5.6 se evidencian las áreas de inundación para los diferentes periodos de retorno; en este tramo se denota un área de inundación mayoritario en el margen derecho del cauce, debido a que en el margen del lado izquierdo la pendiente del talud es pronunciada haciendo que sea muy complicada una futura inundación en ese costado, por su parte en el margen derecho existe inundación aunque esta es muy baja teniendo valores que oscilan entre 0 y 0.8 metros, en el cauce si se encuentran valores de inundación más altos llegando a ser hasta de 5 metros.

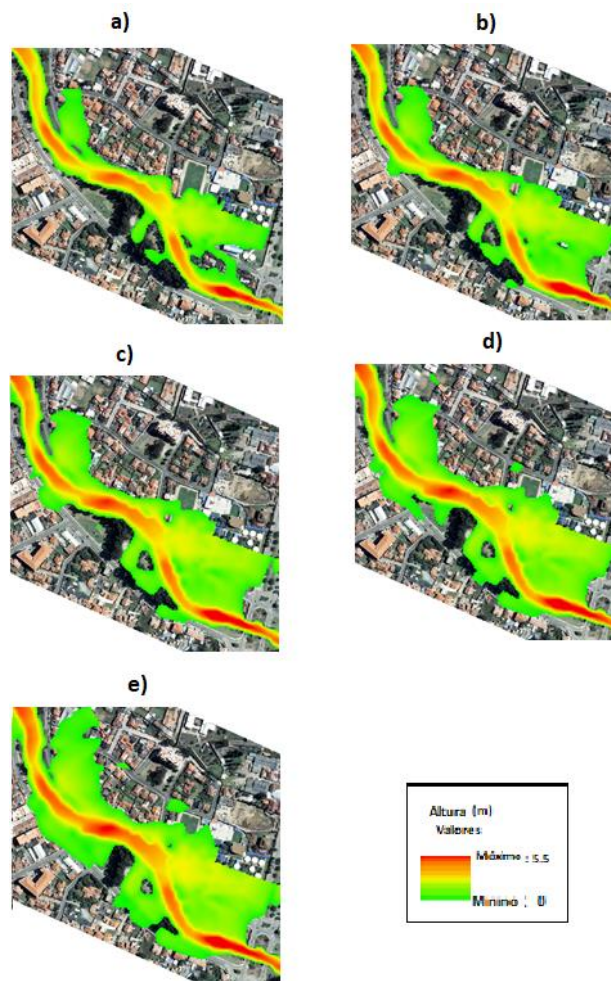
Ilustración 5.7 Manchas de inundación en el segundo tramo para los periodos de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años



Fuente (Autor)

En la Ilustración 5.7 se presenta la inundación en el segundo tramo, su forma de inundación es similar al primer tramo teniendo la inundación al margen derecho, la zona de mayor inundación se encuentra en el Salón de Recepciones Quinta Lucrecia y en la cercanía al puente Felipe II, las inundaciones en los márgenes son bajas ya que en su mayor parte no superan alturas de 0.10 metros salvo en el salón de recepciones.

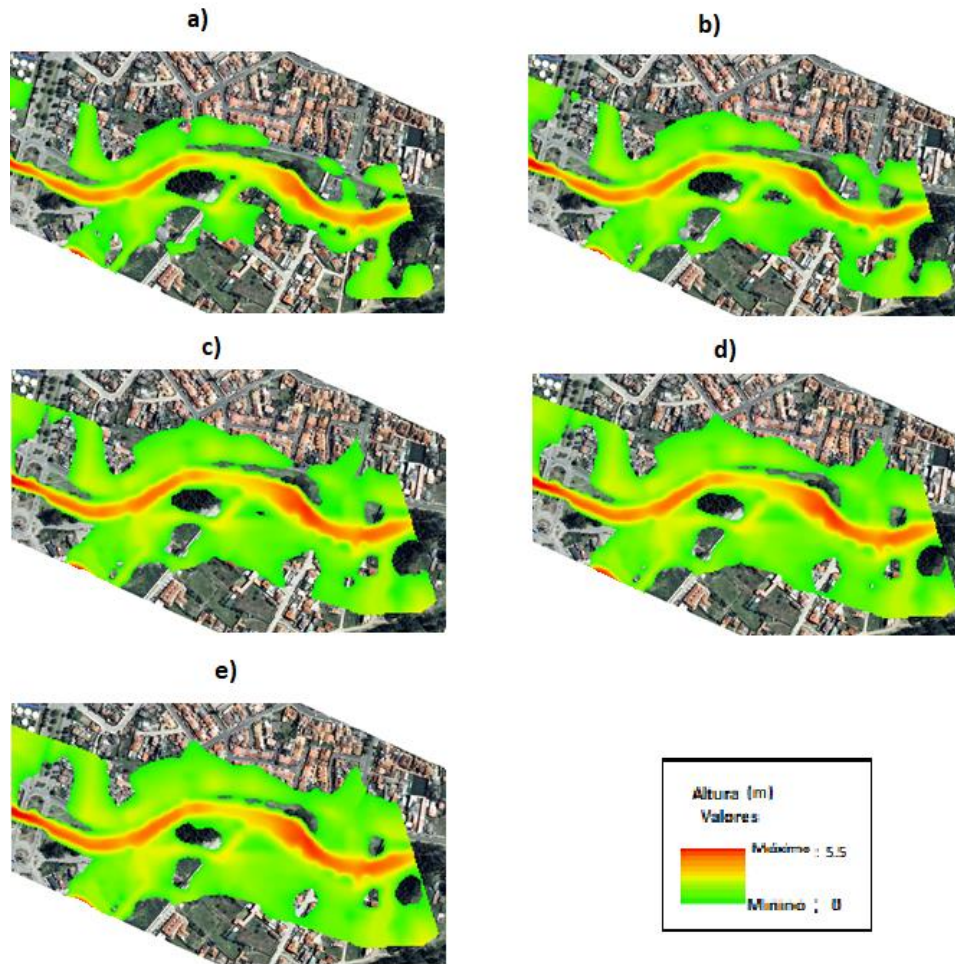
Ilustración 5. 8 Manchas de inundación en el tercer tramo para los periodos de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años



Fuente (Autor)

En la Ilustración 5.8 se encuentra el tercer tramo, existen manchas de inundación un poco más distribuidas, aunque en este tramo se tiene una zona de inundación más preponderante en el margen izquierdo, a pesar que tanto al margen izquierdo como en el derecho encontramos valores muy bajos de inundación, teniendo valores de 0 hasta 50 centímetros.

Ilustración 5. 9 Manchas de inundación en el cuarto tramo para los periodos de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años



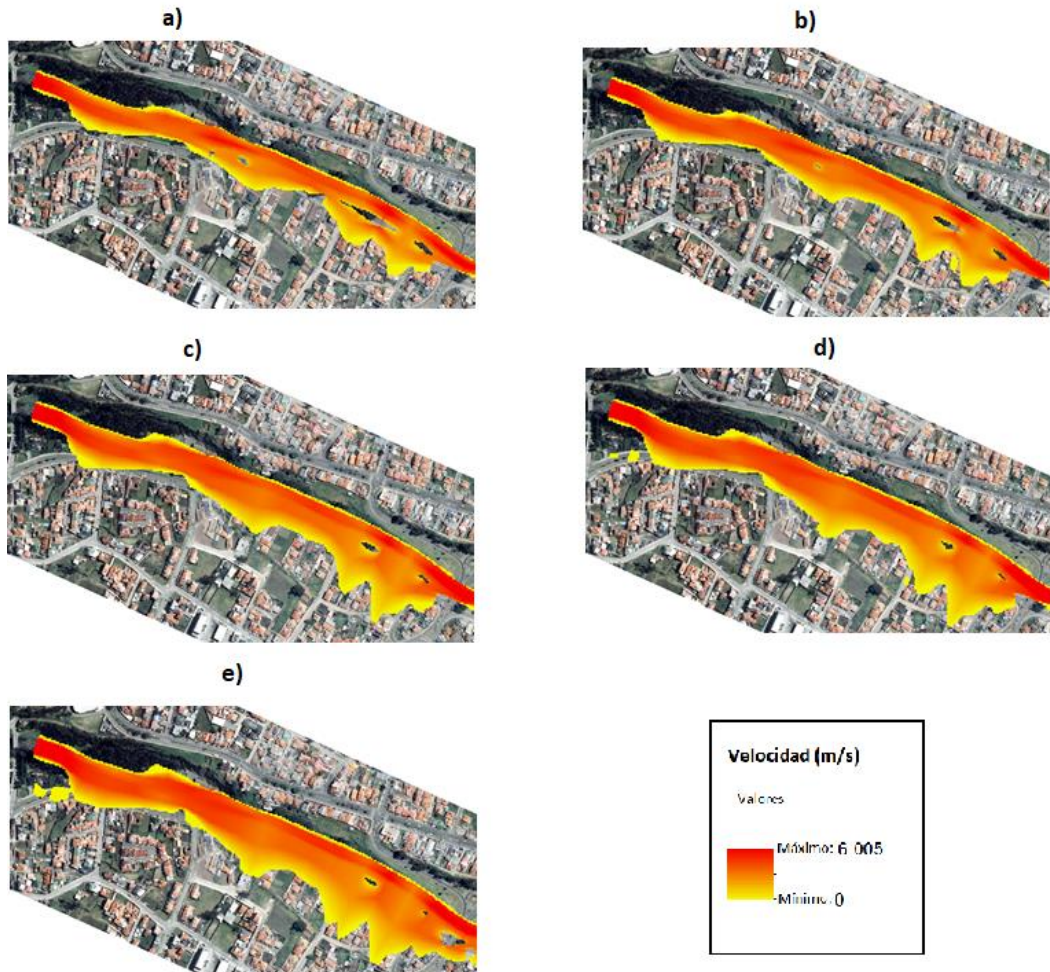
Fuente (Autor)

En la Ilustración 5.9 se tiene el último tramo, se puede observar el área de inundación más grande en ambos márgenes del río, aunque al igual que en los casos anteriores los valores de calado no superan el metro de altura, además en este tramo los valores de calado del cauce también son inferior en comparación de los otros tramos.

### 5.1.2 Velocidades Máximas

A continuación, se presentan las ilustraciones de las diferentes manchas generadas por la velocidad, cabe recalcar que las ilustraciones serán presentadas de la misma forma que en las manchas de inundación, esto quiere decir que se dividirá en los mismos 4 tramos de estudio.

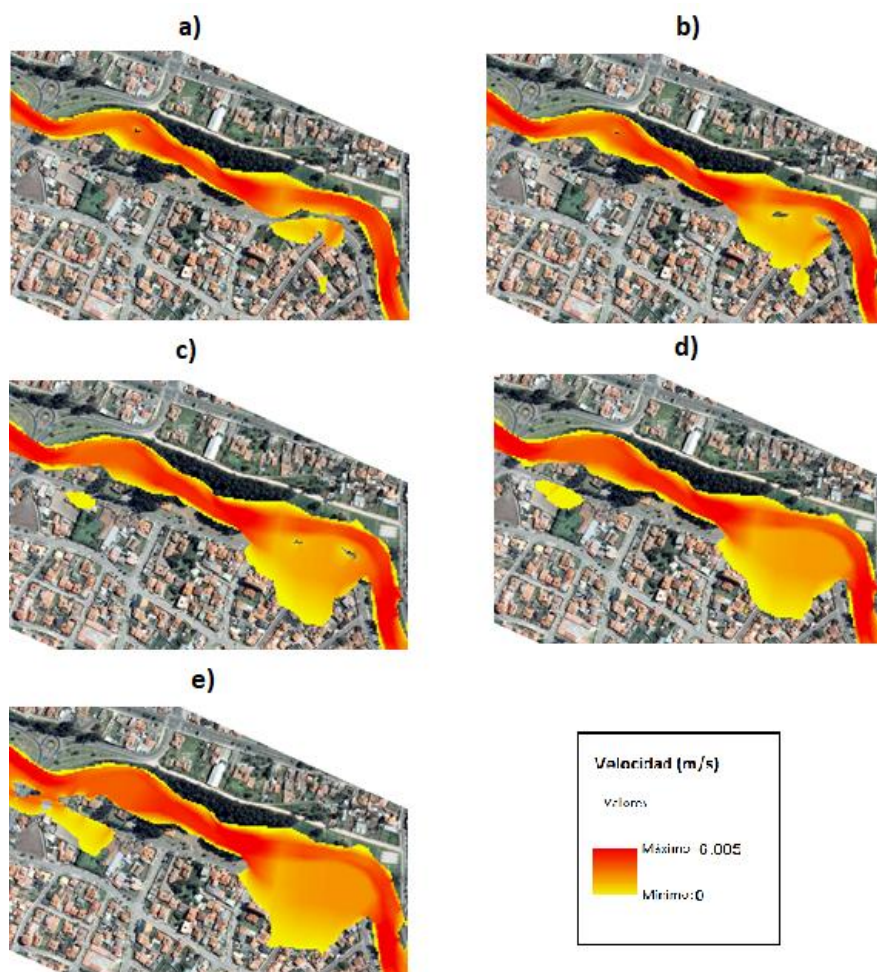
Ilustración 5.10. Manchas de velocidades en el primer tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.



Fuente (Autor)

En la Ilustración 5.10 se tienen las velocidades correspondientes al primer tramo de estudio, se puede observar que las velocidades en los márgenes varían desde los 0 m/s hasta los 3 m/s, en el cauce se encuentran valores más altos que llegan hasta los 5.62 m/s en las cercanías al puente Redondel Floral.

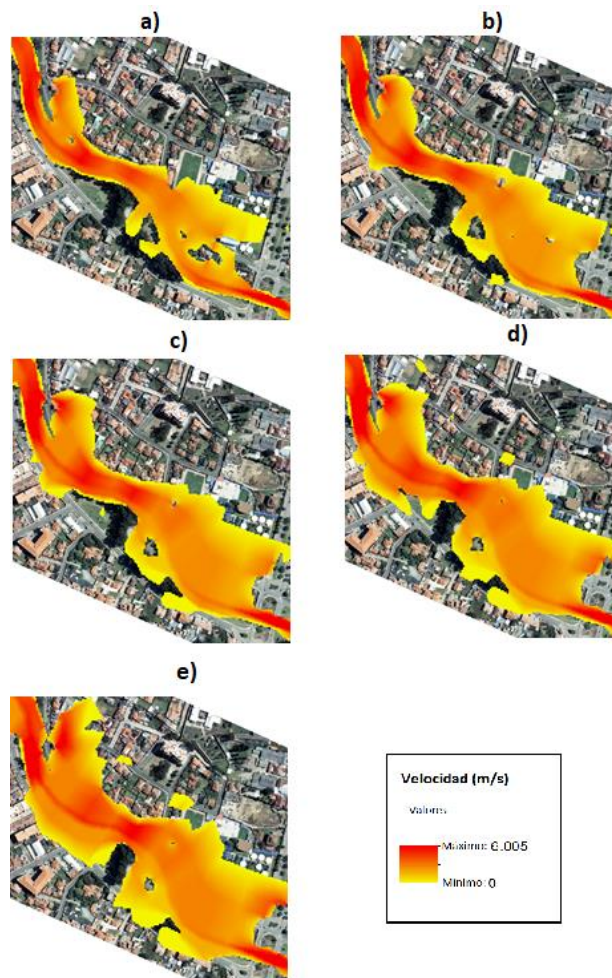
Ilustración 5. 11: Manchas de velocidades en el segundo tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.



Fuente (Autor)

En la Ilustración 5.11 se tiene las velocidades correspondientes al segundo tramo de estudio, en este tramo se tienen velocidades más bajas en los márgenes que en el primer tramo, teniendo velocidades de 0 m/s hasta los 2.5 m/s, en la zona de cauce se tiene velocidades que llegan hasta los 6 m/s, las velocidades más altas se encuentran en el salón de recepciones y antes del puente Felipe II.

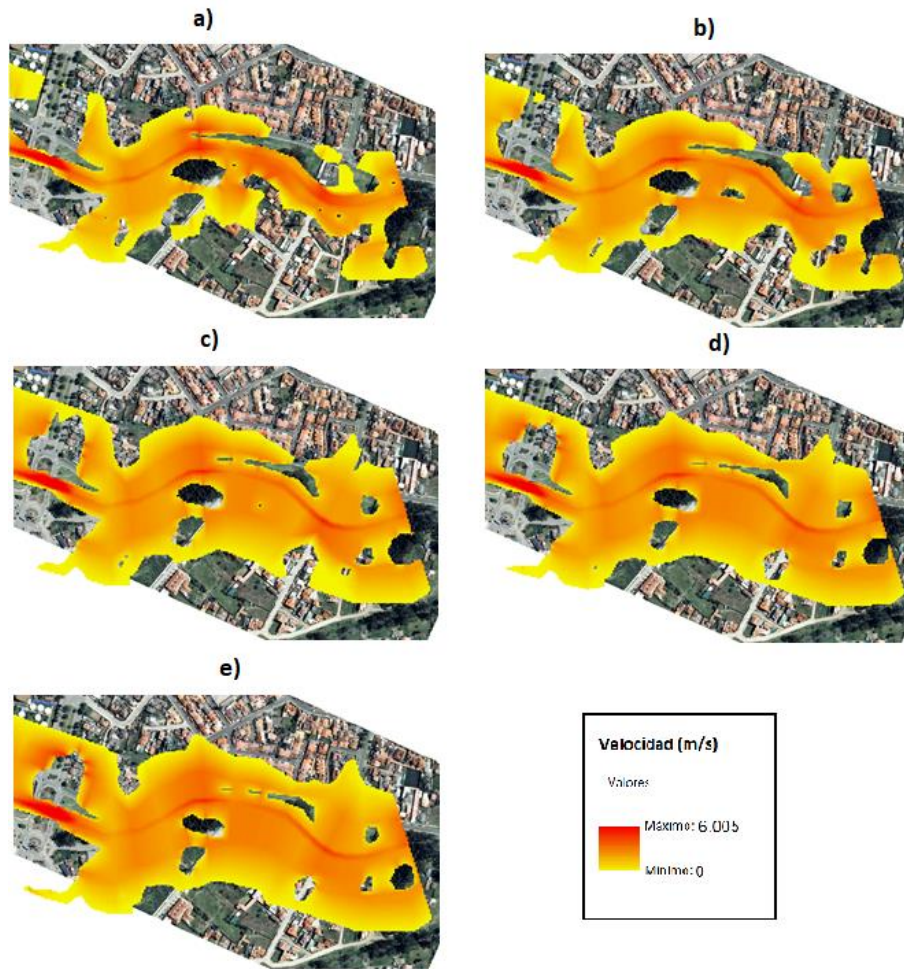
Ilustración 5. 12: Manchas de velocidades en el tercer tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.



Fuente (Autor)

En la Ilustración 5.12 se pueden observar las velocidades del tercer tramo, las velocidades en los márgenes son un poco más altas que en los tramos anteriores teniendo velocidades hasta de 4 m/s, en el cauce se tienen velocidades hasta de 5.5 m/s, las velocidades más altas se presentan en los puentes Felipe II y en el puente “Tres puentes”.

Ilustración 5. 13: Manchas de velocidades en el cuarto tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.



Fuente (Autor)

Por último, En la Ilustración 5.13 se observa las velocidades en el cuarto tramo, tanto en el margen como en el cauce se tiene las velocidades más bajas de la zona de estudio.

Tabla 5. 3: Valores máximos de la velocidad en los diferentes caudales máximo.

VELOCIDAD DE AGUA MAXIMA	
CAUDAL MAXIMO ( $m^3/s$ )	VELOCIDAD MAXIMA ( $m/s$ )
165.318	4.787
206.603	5.131
258.766	5.958
297.464	6.092
335.876	6.151

Fuente (Autor)

### **5.1.3 Análisis Zonas de Aceleración y Desaceleración del Modelo Unidimensional**

Para el análisis de las zonas de aceleración y Desaceleración se tomará los resultados obtenidos para el periodo de 100 años, al igual que en análisis anteriores se dividirá la zona de estudio en 3 tramos.

En el primer tramo comprende el puente de la Av. Loja y el puente del Redondel Floral al inicio del tramo se tiene una velocidad alta, pero la velocidad del cauce va disminuyendo conforme va avanzando hasta el puente del Redondel Floral, en donde su velocidad vuelve aumentar. Se puede evidenciar que antes de llegar al puente existe una zona en la cual en las partes marginales al cauce se tienen velocidades bajas las cuales pueden provocar zonas de estancamientos.

En el segundo tramo está comprendido entre el puente Redondel Floral y el puente Felipe II, en esta parte se inicia con una velocidad alta la cual disminuye de a poco conforme avanza, pero al llegar a la zona en la cual se encuentra el salón de recepciones Quinta Lucrecia, la velocidad aumenta y al pasar esta parte el cauce vuelve a desacelerar hasta llegar al puente Felipe II. Se tiene dos zonas de estancamiento las cuales son en el salón de recepciones y antes de llegar al puente Felipe II.

Por último, un tercer tramo que va desde el puente Felipe II hasta el Jardín Botánico, en esta parte del estudio se denota una desaceleración paulatina a lo largo del tramo teniendo como único punto de incremento de velocidad en el sector de los Tres Puentes. A lo largo de todo el tramo se observa la presencia de zonas de estancamiento en su mayoría al pasar los Tres Puentes.

## **5.2 Modelo Bidimensional**

Una vez cargada toda la información geométrica en el modelo matemático se carga los valores de los hidrogramas unitarios para los respectivos periodos de retorno, estos valores se especifican en la Tabla 5.4.

Tabla 5. 4: Hidrograma de salida para el todo el tramo de estudio del rio Yanuncay para diferentes periodos de retorno.

<b>TR CAUDAL BASE</b>					
<b>Tiempo (Horas)</b>	<b>5 años</b>	<b>10 años</b>	<b>25 años</b>	<b>50 años</b>	<b>100 años</b>
0	8.49	8.49	8.49	8.49	8.49
1	8.63	8.67	8.71	8.75	8.79
2	8.98	9.12	9.29	9.42	9.55
3	8.63	8.67	8.73	8.76	8.80
4	9.56	9.71	9.91	10.05	10.19
5	11.28	11.63	12.08	12.41	12.74
6	13.54	14.51	15.74	16.65	17.55
7	20.64	23.28	26.61	29.09	31.54
8	44.07	52.85	63.94	72.17	80.34
9	106.09	131.58	163.78	187.66	211.37
10	142.76	178.01	222.54	255.58	288.37
11	165.32	206.60	258.77	297.46	335.88
12	131.53	163.43	203.73	233.63	263.31
13	96.68	118.76	146.67	167.37	187.92
14	76.29	92.53	113.03	128.25	143.35
15	59.23	70.52	84.78	95.36	105.86
16	48.36	56.40	66.56	74.09	81.57
17	42.55	48.86	56.83	62.74	68.61
18	39.12	44.35	50.96	55.86	60.73
19	35.59	39.85	45.25	49.24	53.21
20	32.15	35.48	39.68	42.80	45.90
21	29.83	32.25	35.31	37.57	39.82
22	28.17	29.85	31.99	33.57	35.14
23	26.62	27.75	29.17	30.23	31.28
24	23.02	23.02	23.02	23.02	23.02

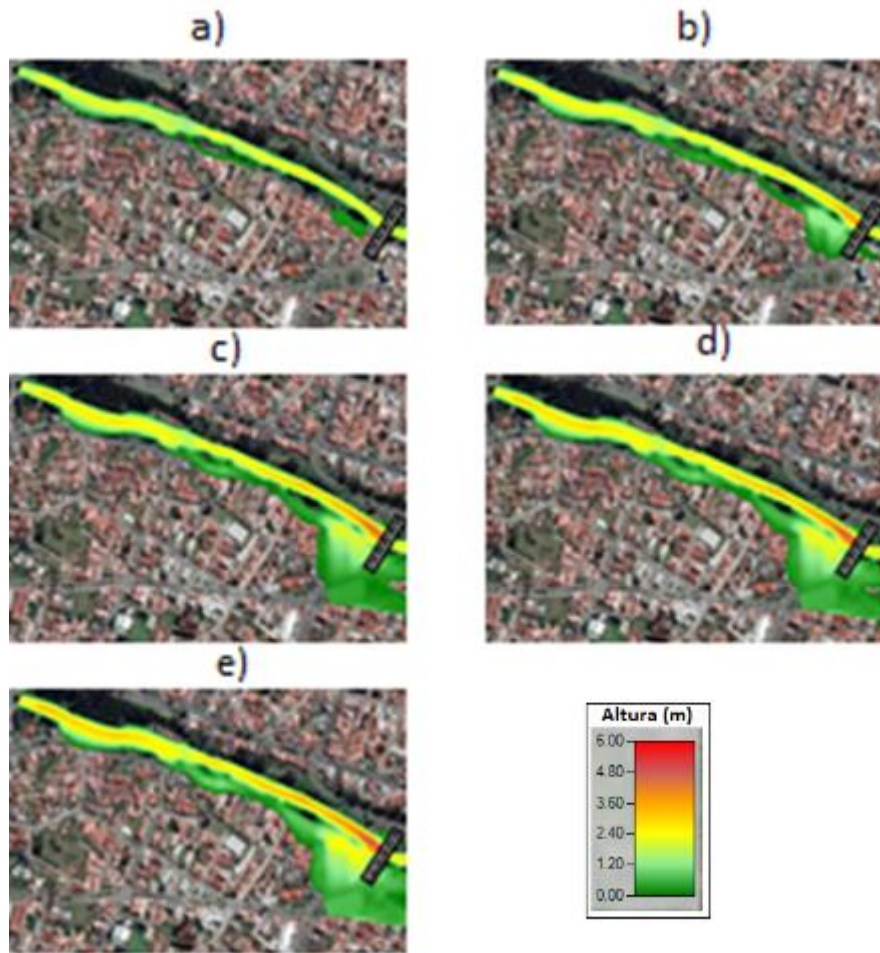
Fuente ( (Guaman Espejo & Serpa Torres, 2020))

Una vez ingresado los caudales se corre el programa y tenemos las siguientes manchas de inundación para sus respectivos periodos de retorno.

### 5.2.1 Análisis de Manchas de Inundación

Para el análisis de las manchas de inundación se realiza el mismo procedimiento que en el modelo unidimensional que consiste en dividir la zona de estudio en cuatro tramos y realizar el análisis en cada uno de ellos tomando en cuenta el periodo de retorno de 100 años.

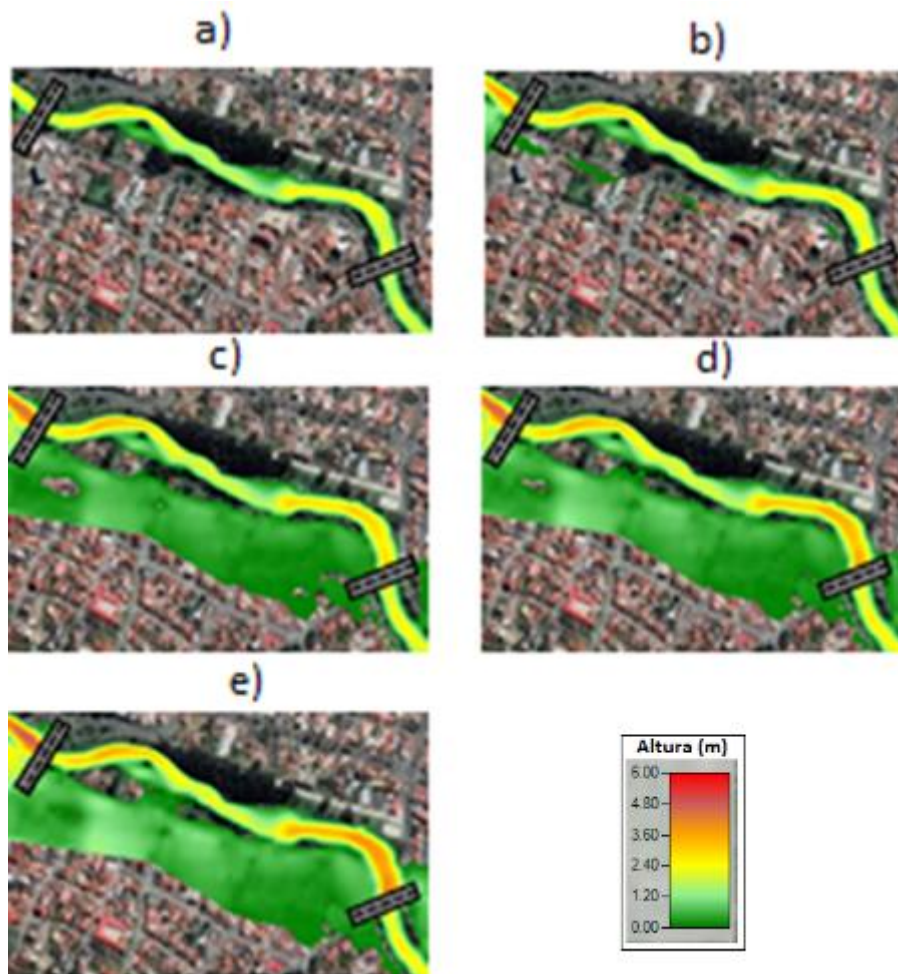
Ilustración 5. 14 Mancha de inundación del modelo bidimensional en el primer tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.



Fuente (Autor)

En la Ilustración 5.14 se tiene el primer tramo, en el cual la inundación solo se presenta en el margen derecho del río en el sector del puente Redondel Floral, ya que el margen izquierdo no se puede inundar por su alto talud, en cuanto a las alturas del agua, el margen derecho tiene alturas que van desde 0 a 1.50 metros, y dentro del cauce alturas de 2.50 a 5 metros.

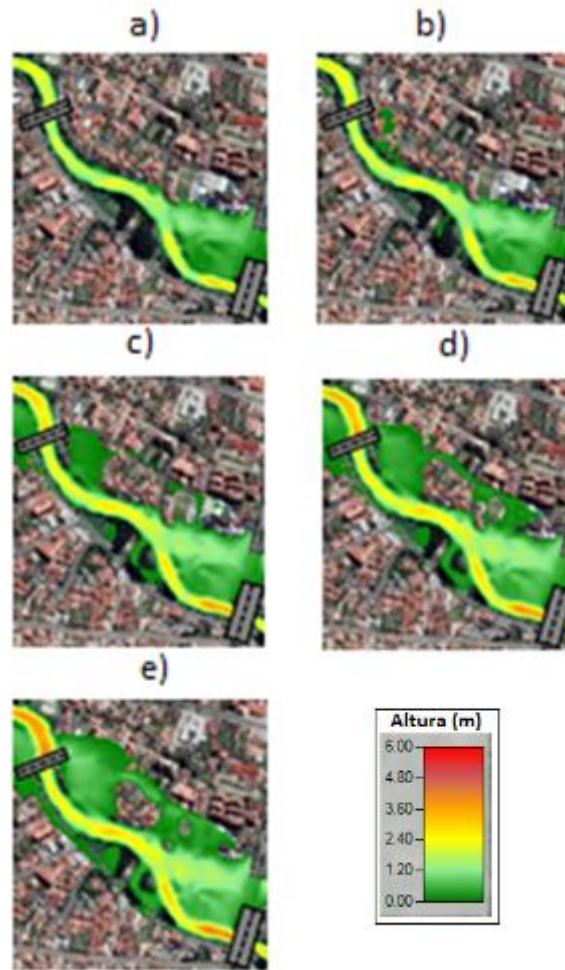
Ilustración 5.15 Mancha de inundación del modelo bidimensional en el segundo tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.



Fuente (Autor)

En la Ilustración 5.15 se observa el segundo tramo, en el cual se mantiene el mismo sentido de no inundarse en el margen izquierdo del río, aquí se puede observar una mayor área de inundación, sin embargo, las alturas de agua son muy bajas, en los márgenes van de 0 a 1.10 metros y en el cauce alturas que llegan casi hasta los 4.50 metros, la mayor zona de inundación corresponde al sector del salón de recepciones Quinta Lucrecia.

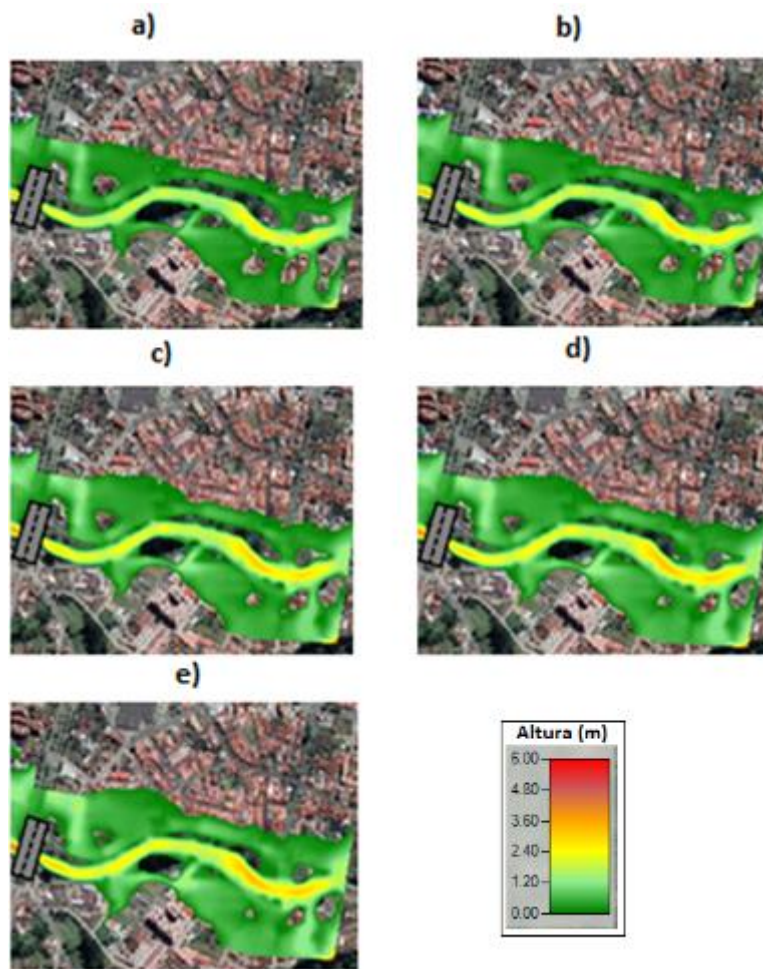
Ilustración 5. 16 Mancha de inundación del modelo bidimensional en el tercer tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.



Fuente (Autor)

La Ilustración 5.16 muestra al tercer tramo, en dicho tramo se tiene que las inundaciones se producen más en el costado izquierdo del río, con alturas que llegan hasta los 1.50 metros en los márgenes y en el cauce hasta los 4 metros.

Ilustración 5.17 Mancha de inundación del modelo bidimensional en el cuarto tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.



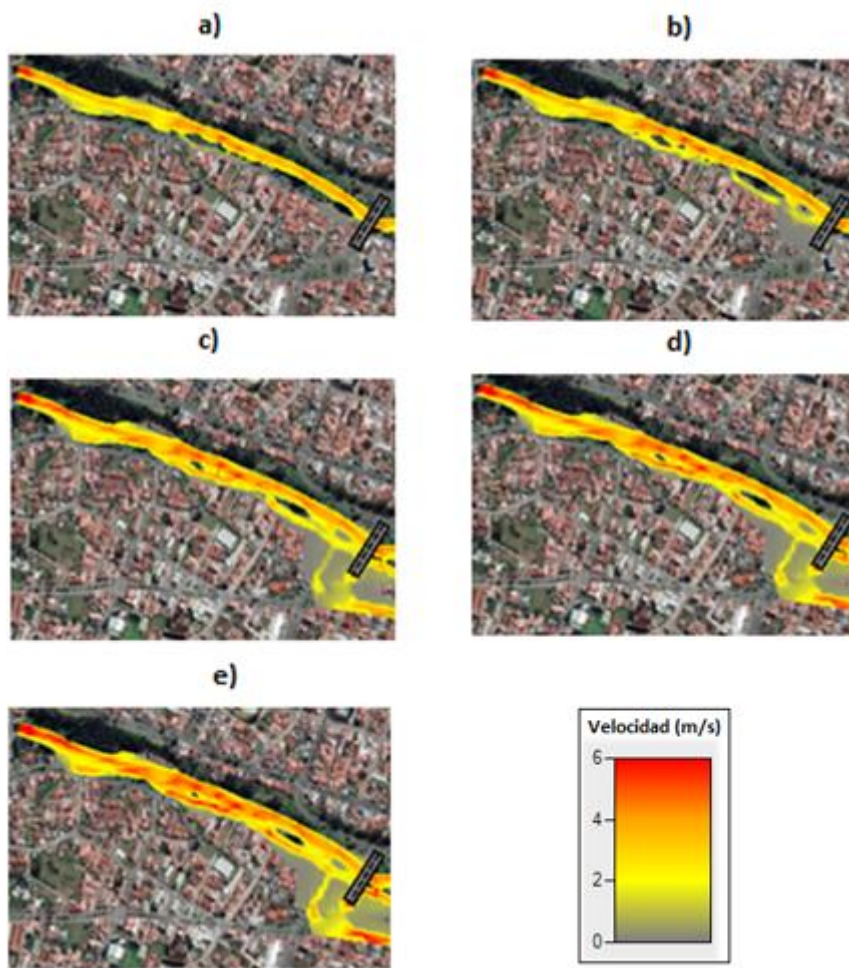
Fuente (Autor)

Por último, en la Ilustración 5.17 se tiene el cuarto tramo, en el cual se presenta inundaciones en ambos márgenes del río, sin embargo, las alturas de agua son las más bajas de la zona de estudio, ya que en los márgenes no superan el metro de altura y en el cauce llega hasta los 3 metros.

### 5.2.2 Análisis de Manchas de Velocidad

A continuación, se presenta las manchas producidas por la velocidad y su respectivo análisis.

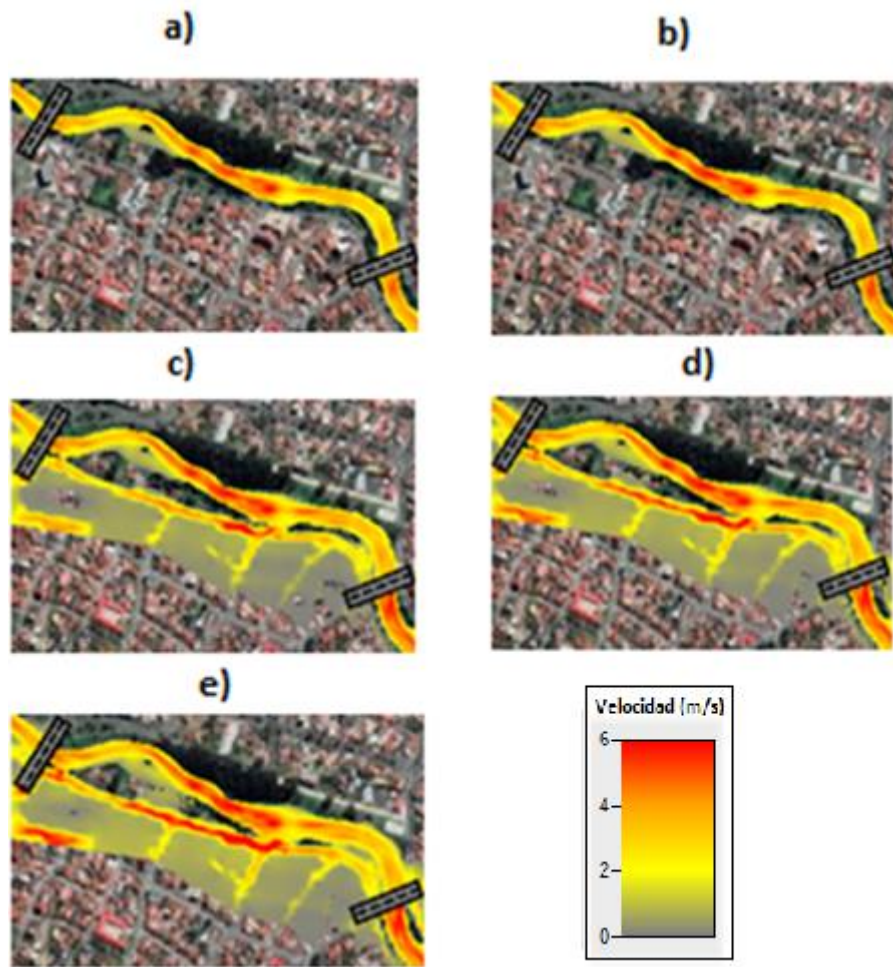
Ilustración 5. 18 Manchas de velocidad del modelo bidimensional en el primer tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.



Fuente (Autor)

En la Ilustración 5.18 se observa las velocidades en el primer tramo, se tiene velocidades que varían de 0 m/s a 4.50 m/s tanto en el margen como en el cauce del río.

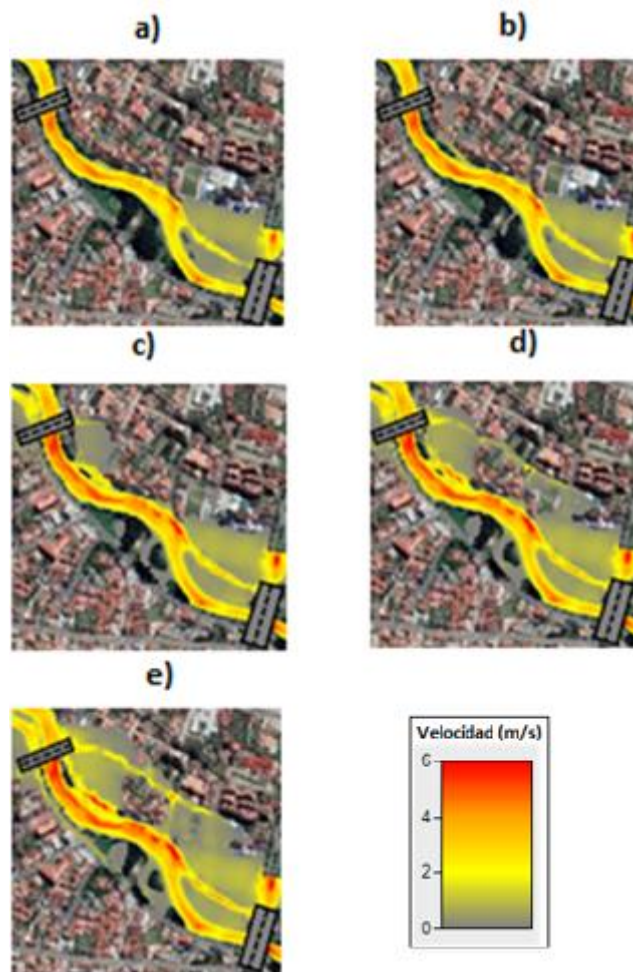
Ilustración 5.19 Manchas de velocidad del modelo bidimensional en el segundo tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.



Fuente (Autor)

En la Ilustración 5.19 se tiene que las velocidades más altas en este tramo se presentan en el sector del salón de recepciones tanto en el cauce como en el margen, teniendo valores que llegan hasta los 6 m/s

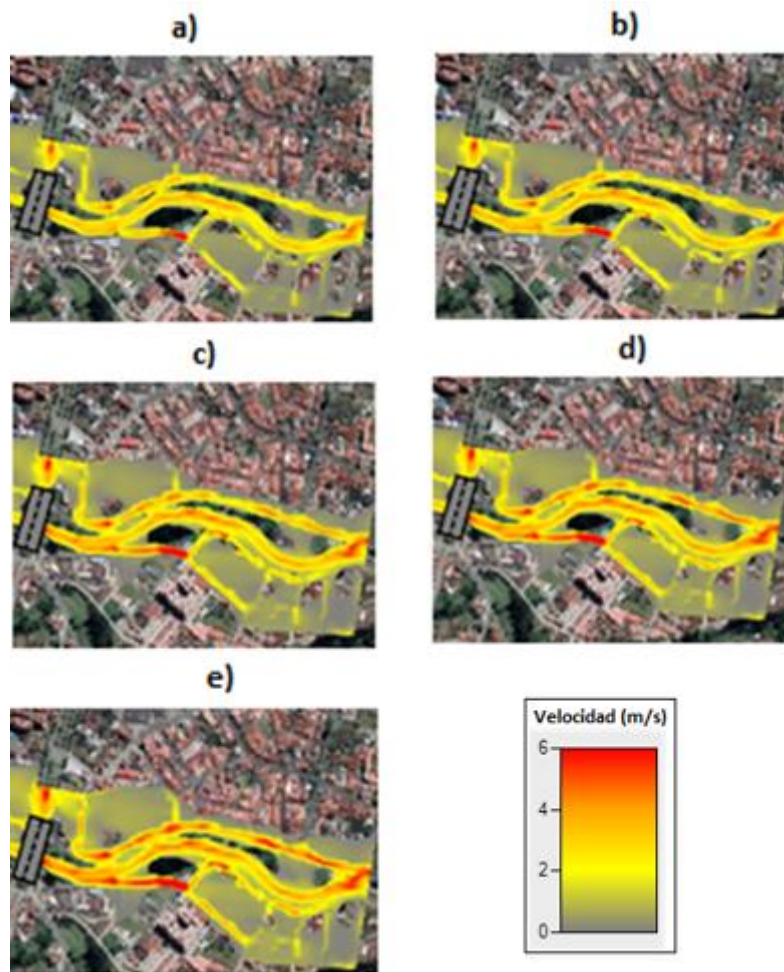
Ilustración 5. 20 Manchas de velocidad del modelo bidimensional en el tercer tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.



Fuente (Autor)

En la Ilustración 5.20 se evidencia que las velocidades disminuyen a diferencia de los tramos anteriores, en este tramo se tiene velocidades que llegan a los 2 m/s en los márgenes y 4.5 m/s en el cauce, teniendo la mayor velocidad aguas abajo del puente Felipe II.

Ilustración 5. 21 Manchas de velocidad del modelo bidimensional en el cuarto tramo para los periodos de retorno de: (a) 5 años, (b) 10 años, (c) 25 años, (d) 50 años y (e) 100 años.



Fuente (Autor)

Por último, en la Ilustración 5.21 se tienen las velocidades del cuarto tramo de estudio, el cual muestra que en los márgenes del río se tiene velocidades altas que llegan hasta los 5.5 m/s, esto se debe a la pendiente existente en las vías aledañas al cauce.

### 5.3 Análisis de Puentes

#### 5.3.1 Análisis de puentes en el modelo Unidimensional

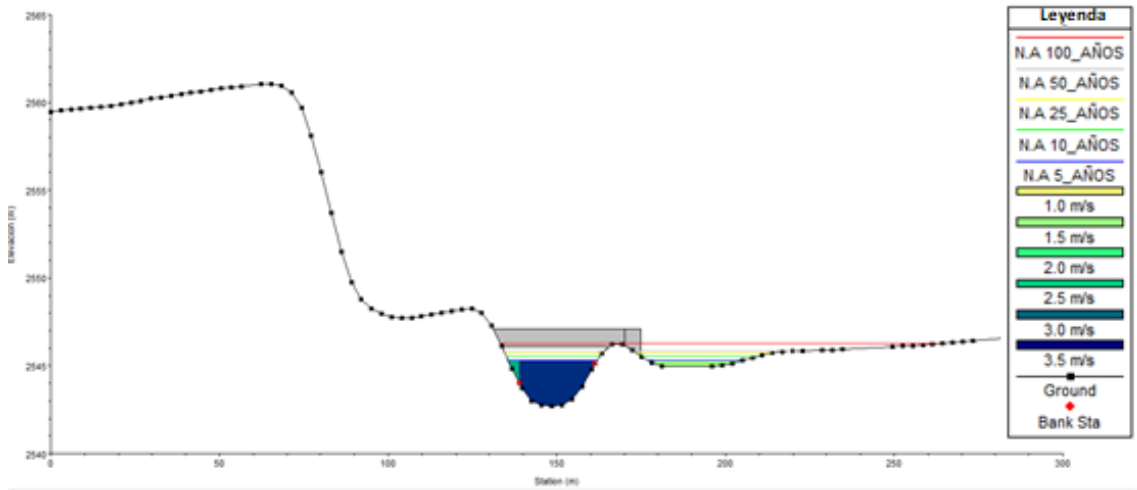
Rocha (2010) indica que prácticamente la mayoría de las fallas ocurridas en puentes se han dado por problemas Hidráulico-Fluviales y no por problemas estructurales, ahí la importancia de su estudio en un contexto más amplio y real.

La temática del análisis de los puentes consiste en realizar una comparativa entre lo que sucede aguas arriba y aguas abajo de cada uno de los puentes, dentro de los aspectos

que se compararan será el área de inundación, velocidades, ubicación de las velocidades, numero de Froude, altura de agua y la pendiente de la línea de energía.

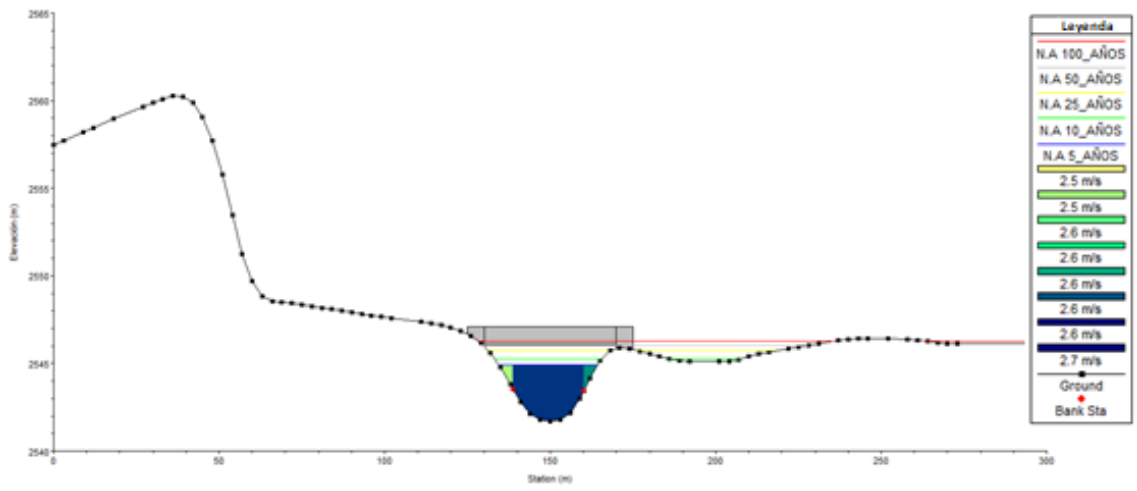
El primero de estos puentes analizar es el del Redondel Floral.

Ilustración 5. 22 Vista frontal del puente Redondel Floral aguas arriba



Fuente (Autor)

Ilustración 5. 23: Vista del puente Redondel Floral aguas abajo



Fuente (Autor)

En las Ilustraciones 5.22 y 5.23 se puede observar que para el periodo de retorno de 100 años la altura de agua llega hasta aproximadamente medio puente, lo cual produce un grave riesgo ya que este puede ser destruido en dichos eventos y más grave la pérdida de vidas humanas. También se puede apreciar la distribución de la velocidad del agua, la cual es mayor en la parte central que en los costados.

Tabla 5. 5 Diferentes valores aguas arriba y abajo del puente Redondel Floral.

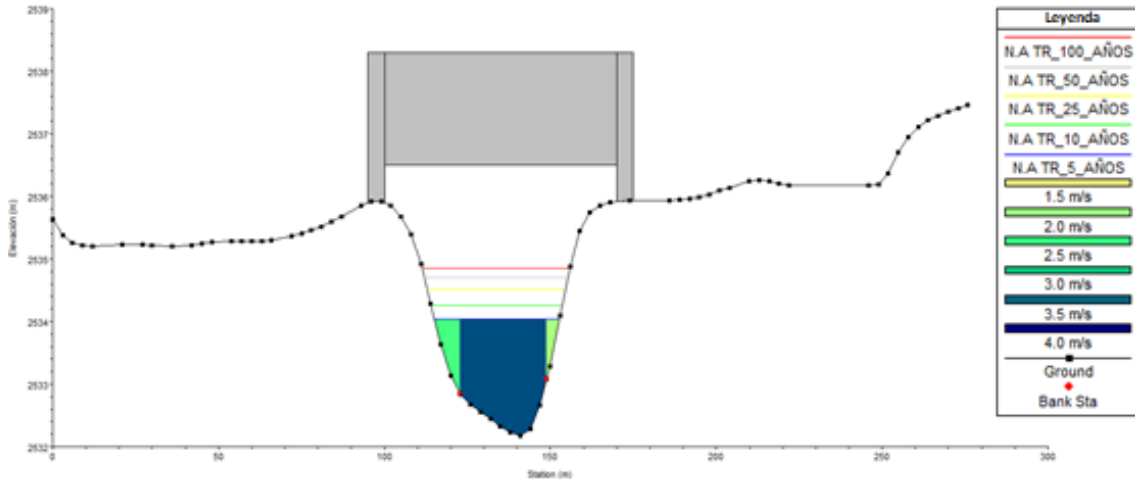
Cota	Periodo	Q Total	Elev. Min	Elev.	Elv.Crit	Línea Energía	Vel	Área inundación	Froude #
		(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	
2200	5_AÑOS	165.32	2542.7	2545.7	2545.3	0.0069	2.34	75.60	0.49
2200	10_AÑOS	206.60	2542.7	2545.9	2545.5	0.0065	2.43	94.16	0.48
2200	25_AÑOS	258.77	2542.7	2546.2	2545.7	0.0049	2.28	128.93	0.43
2200	50_AÑOS	297.46	2542.7	2546.5	2545.9	0.0037	2.07	161.02	0.37
2200	100_AÑOS	335.88	2542.7	2546.6	2546.1	0.0034	2.06	180.59	0.36
2124.2		Bridge							
2124.2	5_AÑOS	165.32	2541.67	2544.1	2544.1	0.0281	4.06	41.17	0.95
2124.2	10_AÑOS	206.60	2541.67	2544.4	2544.4	0.0258	4.29	48.87	0.93
2124.2	25_AÑOS	258.77	2541.67	2544.8	2544.8	0.0234	4.50	58.41	0.91
2124.2	50_AÑOS	297.46	2541.67	2545.0	2545.0	0.0224	4.66	64.88	0.90
2124.2	100_AÑOS	335.88	2541.67	2545.5	2545.5	0.0127	3.96	91.74	0.70

Fuente (Autor)

En la Tabla 5.5 se tiene diferentes valores que serán analizados. En cuanto al incremento de la altura del agua se tiene valores similares ya que en el periodo de retorno de 100 años se tiene un incremento de 3.89 metros en relación a la elevación mínima del cauce y la elevación en el evento, aguas abajo se tiene un valor de 3.85 metros. La pendiente de la línea de energía aguas abajo incrementa con respecto aguas arriba teniendo valores máximos de 0.006927 a 0.028122. con respecto a la velocidad también existe un incremento llegando a ser casi el doble para algunos periodos de retorno, variando de valores máximos de 2.43 m/s aguas arriba a valores máximos aguas abajo de 4.66 m/s, esto se debe a la reducción del área transversal que provoca el puente. El área de inundación a diferencia de los valores anteriores tiene una reducción aproximada a la mitad variando desde los 180.59 m<sup>2</sup> a los 91.74 m<sup>2</sup>, esto se debe a que el puente trabaja como una especie de embalse que retiene parte del agua. Por último, el número de Froude que tiene un incremento aguas abajo con respecto agua arriba, en estos oscilan valores máximos de 0.49 y 0.95 respectivamente, aunque existe incremento el flujo se sigue manteniendo como subcrítico tanto aguas arriba como aguas abajo del puente.

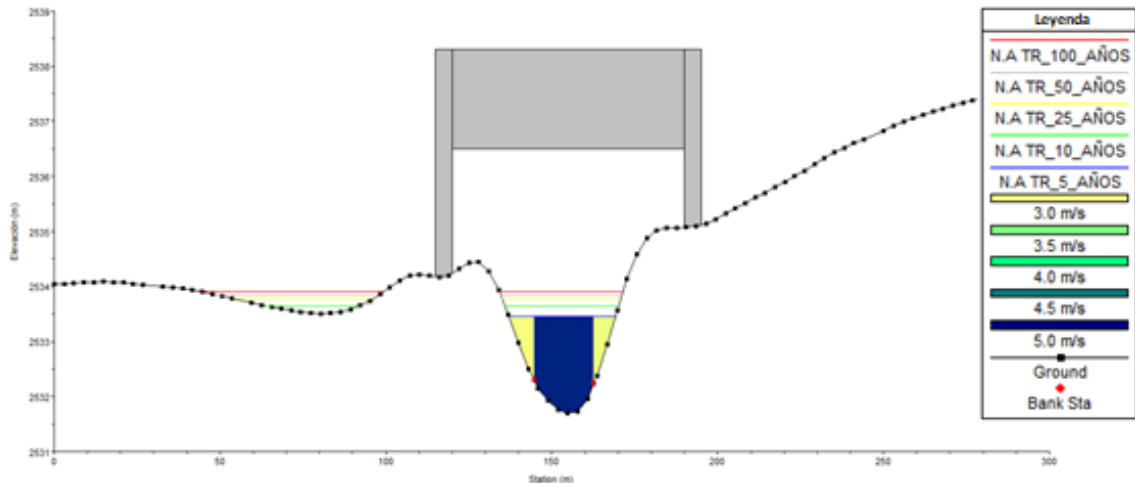
El segundo de los puentes ubicado en la zona de estudio es el Puente Felipe II, cuyos valores se los presenta a continuación.

Ilustración 5. 24: Vista del puente Felipe II aguas arriba



Fuente (Autor)

Ilustración 5. 25: Vista del puente Felipe II aguas abajo.



Fuente (Autor)

En las ilustraciones 5.24 y 5.25 se observa que el nivel del agua ni en su periodo de retorno más alto llega hasta la estructura de la calzada del puente, pero si se aproxima a las bases que se encuentra a los costados, lo que puede provocar socavaciones y erosiones los cuales podrían afectar al puente. La distribución de la velocidad en el cauce demuestra que la mayor velocidad va por el centro del mismo.

Tabla 5. 6: Diferentes valores aguas arriba y abajo del puente Felipe II.

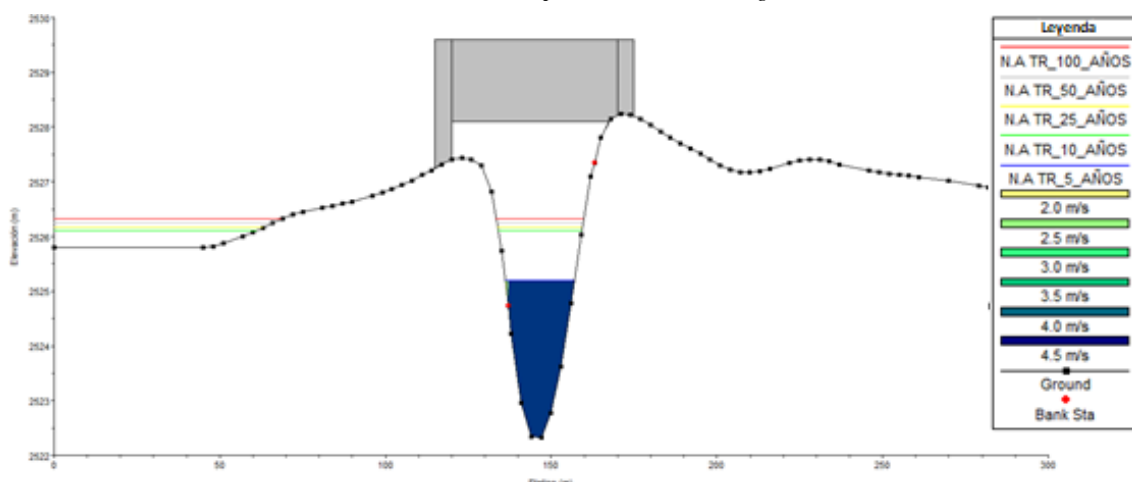
Cota	Periodo	Q Total	Elev. Min	Elev.	Elv.Crit	Línea Energía	Vel	Área inundación	Froude #
		(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	
1455	5_AÑOS	165.32	2532.18	2534.4	2534.7	0.0115	2.64	60.72	0.61
1455	10_AÑOS	206.60	2532.18	2534.6	2535.1	0.0109	2.79	71.21	0.61
1455	25_AÑOS	258.77	2532.18	2534.9	2535.4	0.0103	2.95	83.72	0.60
1455	50_AÑOS	297.46	2532.18	2535.1	2535.6	0.0099	3.05	93.04	0.60
1455	100_AÑOS	335.88	2532.18	2535.6	2535.9	0.0055	2.54	140.82	0.46
1408.2		Bridge							
1408.2	5_AÑOS	165.32	2531.69	2534.1	2534.3	0.0061	2.14	88.18	0.46
1408.2	10_AÑOS	206.60	2531.69	2534.3	2534.5	0.0043	1.92	122.45	0.39
1408.2	25_AÑOS	258.77	2531.69	2534.5	2534.7	0.0037	1.85	155.06	0.37
1408.2	50_AÑOS	297.46	2531.69	2534.6	2534.8	0.0035	1.85	172.51	0.36
1408.2	100_AÑOS	335.88	2531.69	2534.7	2534.9	0.0034	1.86	188.15	0.35

Fuente (Autor)

Con la Tabla 5.6 se realiza la siguiente comparación de valores para el puente Felipe II, en este puente a diferencia del anterior se puede observar que algunos de los valores aguas abajo del puente disminuyen con relación a los valores de agua arriba y estos son: el incremento de la altura de agua, la pendiente de la línea de energía, la velocidad y el número de Froude. Esto se debe a que estas estructuras ayudan a reducir la energía y la velocidad del cauce. En este puente se mantiene un flujo subcrítico tanto aguas arriba como aguas abajo.

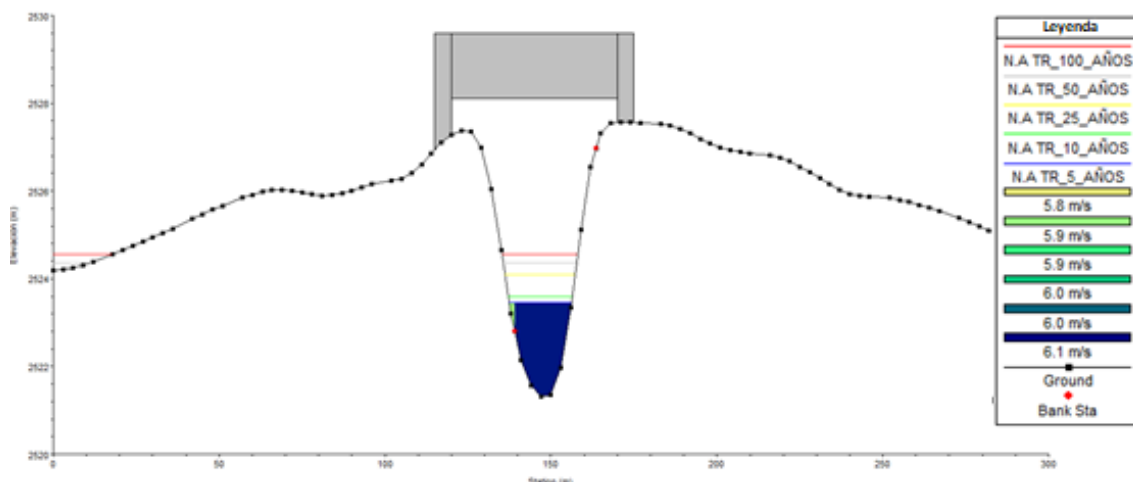
El ultimo puente a ser analizado es el considerado como Tres Puentes.

Ilustración 5. 26: Vista del puente Tres Puentes aguas arriba



Fuente (Autor)

Ilustración 5. 27: Vista del puente Tres Puentes aguas abajo



Fuente (Autor)

En el caso de los Tres Puentes el nivel del agua se encuentra muy por debajo de la estructura en todos los periodos de retorno analizados, esto supone que no existe ninguna probabilidad de daño o afección del puente por crecidas. Se puede observar que la velocidad del agua es igual en todo el ancho del cauce.

Tabla 5. 7: Diferentes valores aguas arriba y abajo del puente Tres Puentes.

Cota	Periodo	Q Total	Elev. Min	Elev.	Elv.Crit	Línea Energía	Vel	Área inundación	Froude #
		(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	
800	5_AÑOS	165.32	2522.32	2525.7	2526.2	0.0153	3.37	49.35	0.71
800	10_AÑOS	206.61	2522.32	2526.5	2526.7	0.0042	2.05	114.07	0.39
800	25_AÑOS	258.77	2522.32	2526.6	2526.9	0.0049	2.25	129.43	0.42
800	50_AÑOS	297.46	2522.32	2526.8	2527.1	0.0048	2.28	145.06	0.42
800	100_AÑOS	335.88	2522.32	2526.9	2527.1	0.0048	2.30	160.50	0.42
750.01	Bridge								
750	5_AÑOS	165.32	2521.32	2523.8	2525.1	0.0398	4.79	34.68	1.11
750	10_AÑOS	206.61	2521.32	2524.1	2525.4	0.0395	5.13	40.34	1.13
750	25_AÑOS	258.77	2521.32	2524.3	2526.1	0.0498	5.96	43.67	1.28
750	50_AÑOS	297.46	2521.32	2524.5	2526.3	0.0476	6.09	50.26	1.26
750	100_AÑOS	335.88	2521.32	2524.6	2526.4	0.0452	6.15	57.22	1.24

Fuente (Autor)

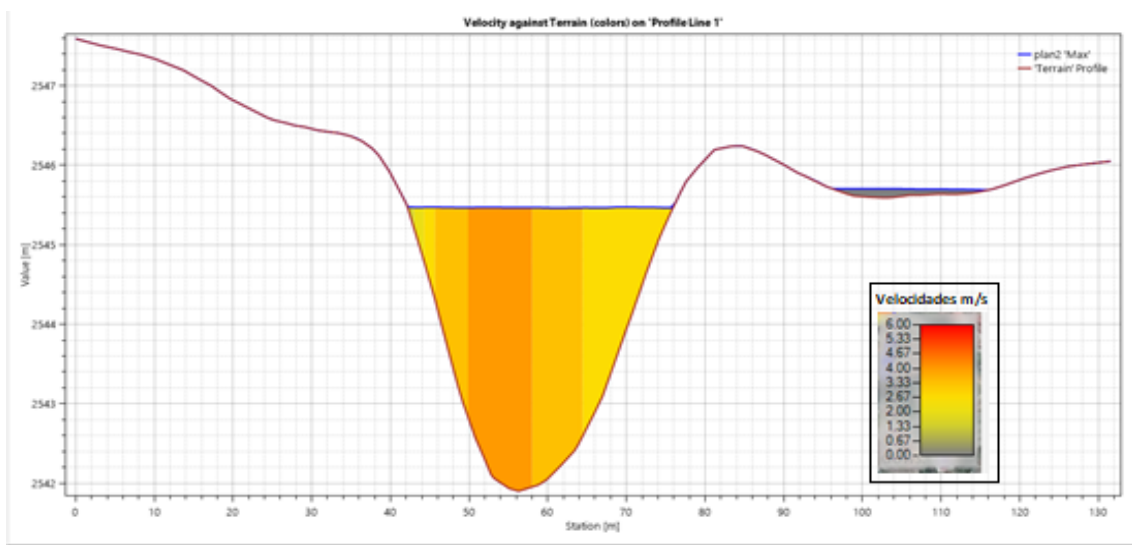
Con los resultados presentados en la Tabla 5.7 se puede observar que en este puente se produce un efecto de embudo tanto por la condición del puente como de la topografía, por este motivo se da un incremento significativo tanto en la pendiente de la línea de energía, la velocidad y el número de Froude, con el cambio de estos valores también se da un cambio del régimen del flujo que pasa de ser subcrítico a supercrítico.

### 5.3.2 Análisis de puentes en el modelo bidimensional

Al igual que en el modelo unidimensional se realizará un análisis de los datos hidráulicos aguas arriba y aguas abajo de cada puente, los datos a analizar serán las alturas de agua, pendiente de la línea de energía, velocidad y número de Froude. Para el respectivo análisis de las gráficas se utilizarán los valores pertenecientes al periodo de retorno de 100 años.

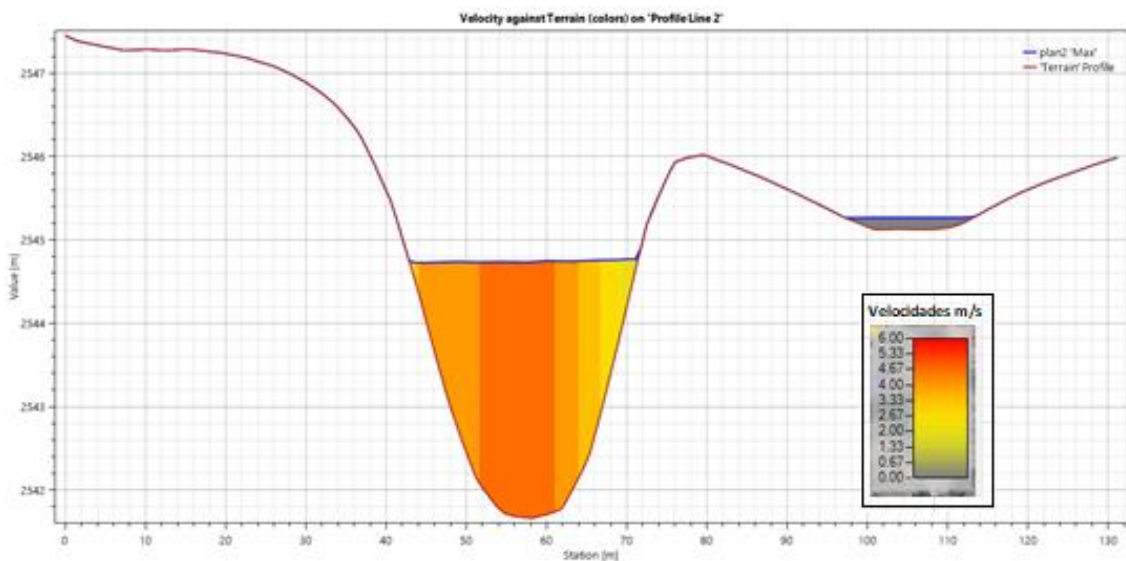
El primero de los puentes a analizar es el puente Redondel Floral.

Ilustración 5. 28. Altura de agua y distribución de velocidades en la sección aguas arriba puente Redondel Floral en el periodo de retorno de 100 años



Fuente (Autor)

Ilustración 5. 29. Altura de agua y distribución de velocidades en la sección aguas abajo puente Redondel Floral en el periodo de retorno de 100 años



Fuente (Autor)

En las Ilustraciones 5.28 y 5.29 refleja la altura del agua en la sección donde se ubica el puente Redondel Floral para el periodo de retorno de 100 años, se puede observar que la altura de agua en la sección aguas arriba llega a una cota aproximada de 2545.5 m.s.n.m, lo cual supone que para dicho periodo el nivel del agua es inferior a la parte baja del puente, ya que la cota de la parte alta del puente se ubica a los 2546.2 m.s.n.m. sin embargo el galibo es inferior a 2 metros con respecto a la altura del nivel de agua, lo cual puede ser perjudicial para el puente. En cuanto a la sección aguas abajo la cota en el lecho es de 2544.8 m.s.n.m.

También en dichas Ilustraciones se tiene la distribución de las velocidades a lo largo de la sección transversal del puente Redondel Floral, se evidencia que tanto aguas arriba como aguas abajo las mayores velocidades se presentan en el centro y al lado izquierdo del cauce.

Tabla 5. 8. Diferentes valores aguas arriba y abajo del puente Redondel Floral

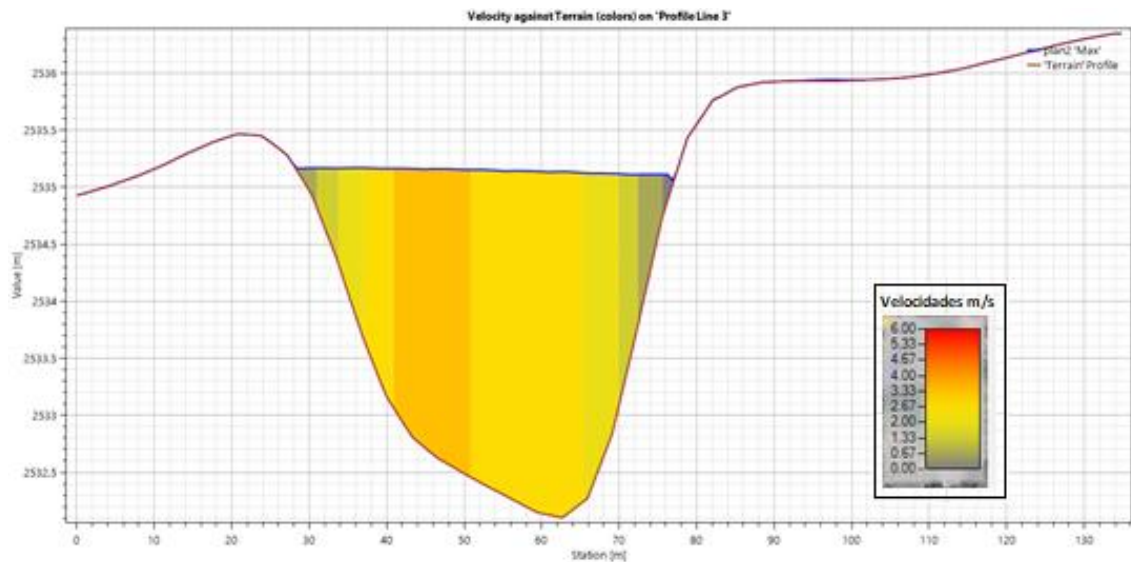
Periodo	Q Max	Altura Agua	Línea. Energía	Velocidad	Área. Inundación	Froude #
	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	
TR_5_AÑOS	165.32	2.85	0.01773	3.11	13.36	0.63
TR_10_AÑOS	206.60	3.71	0.01769	3.57	26.75	0.64
TR_25_AÑOS	258.77	3.95	0.01860	3.89	57.88	0.68
TR_50_AÑOS	297.46	4.49	0.01918	4.02	62.98	0.71
TR_100_AÑOS	335.88	5.33	0.01577	4.51	71.94	0.57
	Bridge					
TR_5_AÑOS	165.32	2.29	0.01859	4.08	11.04	0.95
TR_10_AÑOS	206.60	2.43	0.01709	4.33	28.80	0.94
TR_25_AÑOS	258.77	2.58	0.01577	4.58	58.19	0.92
TR_50_AÑOS	297.46	2.64	0.01503	4.74	64.92	0.91
TR_100_AÑOS	335.88	2.97	0.00883	5.09	70.85	0.72

Fuente (Autor)

En la tabla 5.8 se tienen los distintos valores de aguas arriba y aguas abajo del puente Redondel Floral, la tabla presenta los valores máximos de cada periodo. En cuanto a la altura se tiene una disminución de 1.50 metros en lo que corresponde aguas arriba que aguas abajo en el periodo de 100 años, las alturas para los diferentes periodos varían desde los 2.29 metros a los 5.33 metros; la pendiente de la línea de energía también tiene una disminución en aguas abajo pasando de un valor de 0.01577 a 0.00833; en la velocidad se da un incremento en la parte de aguas abajo ya que el agua pasa de una velocidad de

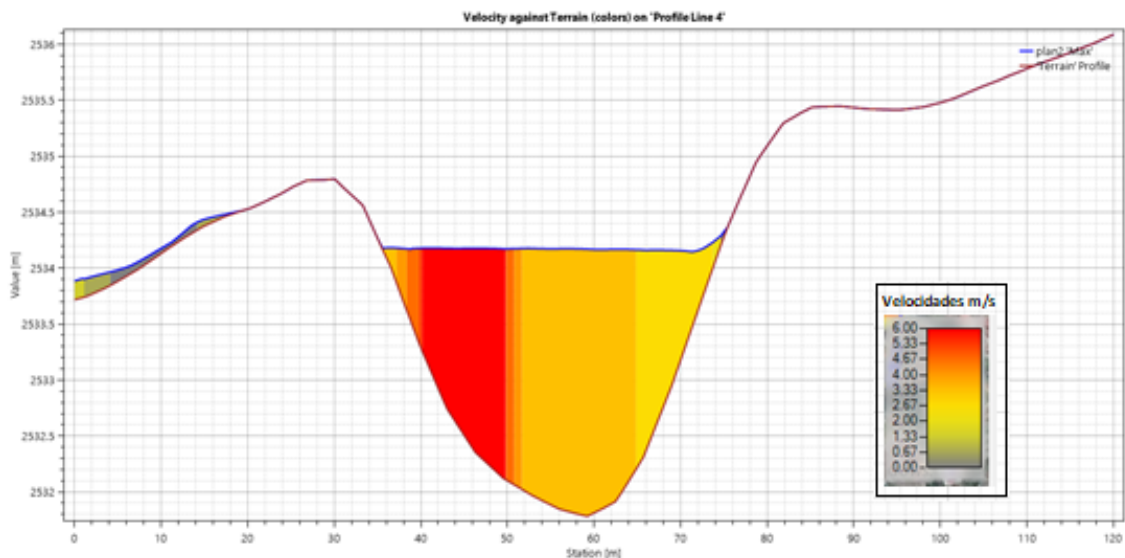
4.51m/s a 5.09 m/s; en cuanto a el área de inundación esta disminuye al pasar el puente teniendo un área de 71.94 m<sup>2</sup> a un área de 70.85 m<sup>2</sup>; por último el número de Froude se mantiene en todos los periodos de retorno con un valor inferior a 1 lo cual representa que se tiene un flujo subcrítico.

*Ilustración 5. 30. Altura de agua y distribución de velocidades en la sección aguas arriba puente Felipe II en el periodo de retorno de 100 años*



*Fuente (Autor)*

*Ilustración 5. 31. Altura de agua y distribución de velocidades en la sección aguas abajo puente Felipe II en el periodo de retorno de 100 años*



*Fuente (Autor)*

En las Ilustraciones 5.30 y 5.31 se tiene la línea de altura de agua de la sección a la que pertenece el puente Felipe II en el periodo de 100 años; se observa que la cota de la línea de la altura agua se mantiene alrededor de los 2535.1 m.s.n.m en la sección aguas

arriba del puente, la cota de la parte baja del puente es de 2536.6 m.s.n.m lo significa que el agua casi no se acerca a la parte inferior del puente, pero si podría provocar daños en las bases de la estructura; la cota máxima aguas abajo del puente en el cauce es de 2534.3 m.s.n.m

Las Ilustraciones presentan la distribución de velocidades en el puente Felipe II, se tiene que las velocidades de mayor magnitud se encuentran en el margen izquierdo del cauce.

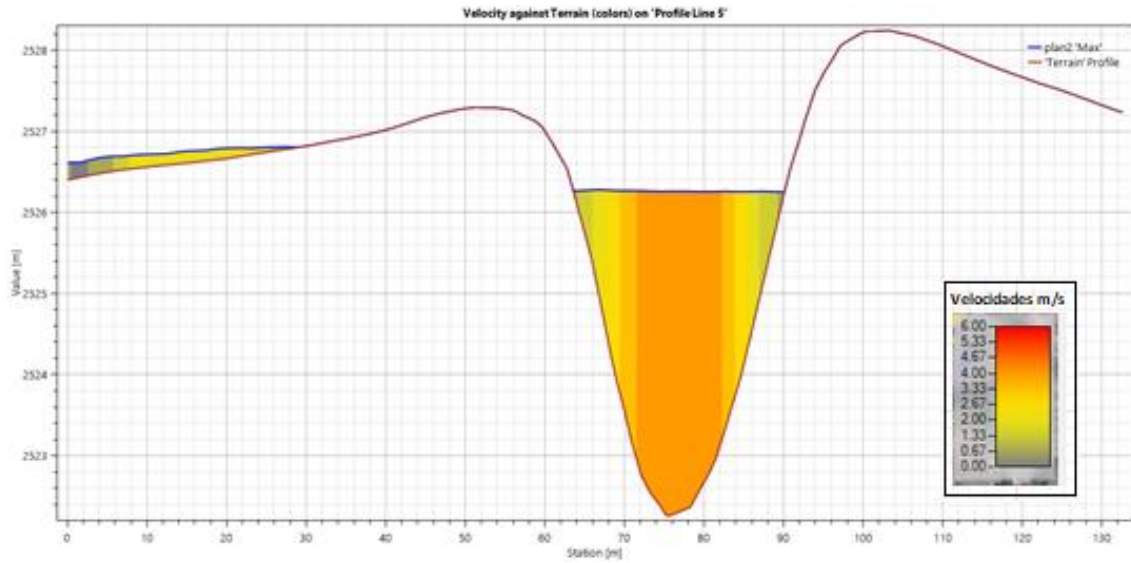
Tabla 5. 9. Diferentes valores aguas arriba y abajo del puente Felipe II

Periodo	Q Max	Altura Agua	Línea. Energía	Velocidad	Área. Inundación	Froude #
	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	
TR_5_AÑOS	165.32	2.33	0.01774	2.08	13.37	0.68
TR_10_AÑOS	206.60	2.74	0.01771	2.33	35.86	0.67
TR_25_AÑOS	258.77	3.06	0.01863	2.58	67.44	0.67
TR_50_AÑOS	297.46	3.88	0.01919	2.74	77.98	0.66
TR_100_AÑOS	335.88	4.41	0.01577	3.09	91.94	0.58
	Bridge					
TR_5_AÑOS	165.32	1.97	0.02859	4.32	11.04	1.05
TR_10_AÑOS	206.60	2.23	0.02709	4.67	23.18	1.10
TR_25_AÑOS	258.77	2.69	0.02577	5.21	38.19	1.20
TR_50_AÑOS	297.46	3.14	0.02503	5.44	64.92	1.27
TR_100_AÑOS	335.88	3.73	0.01883	5.89	82.85	1.33

Fuente (Autor)

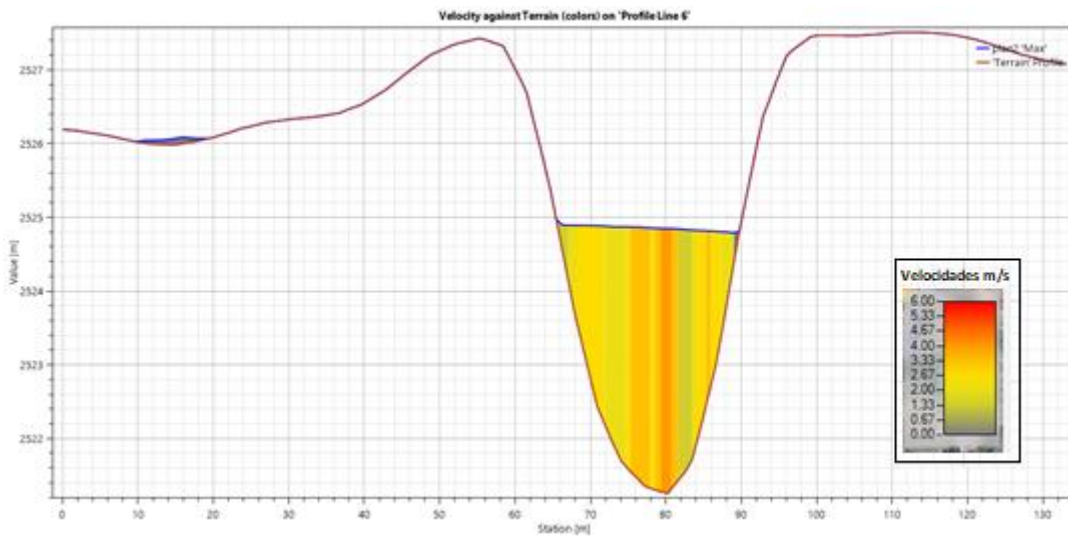
En la Tabla 5.9 se tiene los valores pertenecientes a aguas arriba y aguas abajo del puente Felipe II; con respecto a la altura de agua se tiene un decremento en los valores de aguas abajo con respecto a las de aguas arriba ya que se tiene un cambio de 0.7 metros aproximadamente en cada periodo de retorno; la pendiente de la línea de energía es superior en la parte de aguas abajo teniendo un cambio de valores de 0.01577 en aguas arriba a un 0.01883 aguas abajo; la velocidades son superiores en la parte de aguas abajo teniendo velocidades altas que llegan hasta los 5.89 m/s; las áreas de inundación son superiores en la parte de aguas arriba teniendo un área máxima a los 100 años de 91.94 m<sup>2</sup>; por último el número de Froude se da un cambio de flujo, ya que aguas arriba se tiene valores menores a 1 teniendo un flujo subcrítico y aguas abajo valores mayores a 1 teniendo un flujo supercrítico.

Ilustración 5. 32. Altura de agua y distribución de velocidades en la sección aguas arriba puente Tres Puentes en el periodo de retorno de 100 años



Fuente (Autor)

Ilustración 5. 33. Altura de agua y distribución de velocidades en la sección aguas abajo puente Tres Puentes en el periodo de retorno de 100 años



Fuente (Autor)

De las Ilustraciones 5.32 y 5.33 se puede observar que la cota de la línea de la altura de agua se encuentra a los 2526.2 m.s.n.m en la sección aguas arriba del puente, la cota de la parte baja del puente se encuentra a los 2528.1 m.s.n.m, el agua no llega hasta la parte inferior de puente, pero si puede afectar a las bases de la estructura; en la sección aguas abajo del puente se tiene una cota máxima en el cauce de 2524.9 m.s.n.m

En dichas Ilustraciones se evidencia que, tanto aguas arriba como aguas abajo del puente la mayor magnitud de velocidad se presenta en el centro del cauce.

Tabla 5. 10. Diferentes valores aguas arriba y abajo del puente Tres Puentes

Periodo	Q Max	Altura Agua	Línea. Energía	Velocidad	Área. Inundación	Froude #
	( $m^3/s$ )	(m)	(m/m)	(m/s)	( $m^2$ )	
TR_5_AÑOS	165.32	2.71	0.011277	2.32	87.33	0.43
TR_10_AÑOS	206.60	3.25	0.007246	2.44	89.02	0.44
TR_25_AÑOS	258.77	3.69	0.007451	2.78	91.44	0.48
TR_50_AÑOS	297.46	3.97	0.008027	3.06	93.46	0.51
TR_100_AÑOS	335.88	4.36	0.008359	3.18	95.41	0.57
	Bridge					
TR_5_AÑOS	165.32	2.28	0.040348	2.97	85.19	0.75
TR_10_AÑOS	206.60	2.77	0.052767	3.06	85.84	0.78
TR_25_AÑOS	258.77	3.03	0.035184	3.45	86.61	0.82
TR_50_AÑOS	297.46	3.14	0.030044	3.66	88.77	0.87
TR_100_AÑOS	335.88	3.48	0.027182	4.01	89.83	0.92

Fuente (Autor)

En la Tabla 5.10 se puede observar los valores de diferentes criterios a analizar tanto aguas arriba como aguas abajo del puente. Se tiene que la altura del agua disminuye cuando pasa el puente, ya que aguas arriba se tiene una altura de 4.36 metros y aguas abajo de 3.48 metros; la pendiente de la línea de energía aumenta en la parte de aguas abajo; en cuanto a la velocidad esta aumenta al pasar el puente teniendo un cambio de 3.18 m/s a 4.01 m/s; el área de inundación es mayor en la parte de arriba del puente sin embargo la diferencia no es muy alta, teniendo hasta 6  $m^2$  de diferencia; por último el número de Froude es superior aguas abajo, sin embargo se sigue manteniendo el flujo subcrítico tanto aguas arriba como aguas abajo.

### 5.3.3 Comparación de análisis de puentes entre modelo unidimensional y bidimensional

Una vez realizado el análisis de los puentes revisando tanto su inundabilidad como su comportamiento hidráulico aguas arriba y aguas abajo de cada puente se llega a la conclusión que cada modelo tiene sus ventajas y desventajas, ya que en los tramos en los que se encuentran los puentes sus valores de altura de agua, velocidades y numero de Froude son similares, pero el modelo bidimensional presenta valores más bajos los cuales se podría decir que son más reales, por lo cual se concluye que a lo largo de todo el tramo

de estudio los valores obtenidos en el modelo bidimensional son mejores; en cuanto a la discretización en las magnitudes de las velocidades en los puentes el modelo bidimensional presenta mejores resultados debido a que en este modelo se utiliza una malla para el análisis, además los valores de Manning también tienen una mejor discretización por área y todo esto influye a que el modelo bidimensional presente mejores resultados.

#### **5.4 Análisis comparativo entre el modelo unidimensional y bidimensional**

Una vez realizado todas las modelaciones en sus dos versiones tanto unidimensional como bidimensional y haber hecho un análisis de sus resultados se procede a realizar una comparación entre los dos modelos, esta comparación se dará entre los puntos más importantes o significativos al momento de modelar y observar los resultados.

##### **Ingreso de Información Geográfica**

El ingreso de información se realiza de manera similar, aunque para esta investigación el ingreso de la información en el modelo unidimensional se realiza con la ayuda del software ArcGIS y la herramienta Hec-GeoRas. Al ingresar la información mediante estas herramientas se vuelve un proceso más sencillo que en el modelo bidimensional, pero puede tardar un poco más ya que existen más pasos a seguir y se debe dar un intercambio de información entre programas.

##### **Valores de Manning**

En cuanto a los valores de Manning existe mucha diferencia entre los dos modelos, ya que en el modelo unidimensional se ingresan solo tres valores, que son para el centro del cauce y las riveras; en el modelo bidimensional los valores de Manning se los puede ingresar mediante una capa formada por áreas, caracterizadas por los diferentes valores de Manning para los tipos de usos de suelos a emplearse, lo que hace que en el modelo bidimensional exista una mejor discretización y la modelación sea más exacta; se recomienda calcular los valores de Manning y no solo colocarlos al ojo con eso se ahorraría mucho tiempo en lo que es la calibración.

##### **Tiempo de procesamiento de información**

El modelo bidimensional es menos satisfactorio en este punto ya que se trabaja con una malla formada por miles o millones de celdas, el programa se vuelve lento y al momento de presentar los resultados puede tardar varios minutos o incluso horas

dependiendo del tamaño del proyecto y la computadora en la que se trabaje, lo cual no sucede en el modelo unidimensional que presenta sus resultados de manera casi instantánea.

### **Ingreso de caudales**

En este punto existe mucha diferencia en los modelos, ya que en el modelo unidimensional solo se ingresa el caudal máximo del periodo a analizar, mientras que en el modelo bidimensional se ingresa todos los valores del flujo no permanente con los respectivos periodos de tiempo, lo cual hace que el modelo bidimensional no exista un sobredimensionamiento de los datos finales.

### **Ingreso de Puentes**

Este punto el ingreso de los puentes es de manera sencilla y similar, también al momento de presentar los resultados son similares, sin embargo, en el modelo unidimensional presenta una pequeña ventaja al exponer los resultados, esto se debe a que en el modelo bidimensional las estructuras están emplazadas en una malla con miles de celdas y el programa se vuelve más sensible.

### **Mapeo de las zonas de inundación**

En cuanto al momento de crear los mapas de inundaciones el modelo bidimensional es más exacto, asimila de mejor manera al terreno obtenido por el MDE, lo que evita la gran cantidad de áreas huecas que presenta el modelo unidimensional.

Los resultados podrían mejorar si se obtuviera un MDE con una mejor resolución en cuanto a los píxeles, el levantamiento también se podría realizar con un dron, sin embargo, esto dependería del lugar donde se trabaja ya que al tener un lugar con una gran cantidad de vegetación los resultados con el dron no van a ser muy óptimos

En las Tablas 5.11 y 5.12 se puede observar la diferencia entre las áreas de inundación y los porcentajes de inundación que representan cada versión, teniendo en cuenta que el área total de la zona de estudio es de 90.6 hectáreas.

Tabla 5. 11 Área de inundación para diferentes periodos de retorno en el modelo unidimensional.

AREA DE INUNDACION		
PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	AREA (ha)	% INUNDACION
5	22.87	25.24
10	27.60	30.46
25	33.01	36.44
50	36.12	39.87
100	40.31	44.49

Fuente (Autor)

Tabla 5. 12 Área y porcentaje de inundación en el modelo bidimensional.

AREA DE INUNDACION		
PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	AREA (ha)	% INUNDACION
5	19.12	21.10
10	25.68	28.34
25	30.21	33.34
50	32.12	35.45
100	35.97	39.70

Fuente (Autor)

La diferencia entre los dos modelos no es tan alta en cuanto a las áreas de inundación y sus porcentajes sobre todo en los primeros periodos de retorno.

Las fallas en el modelo unidimensional en el mapeo también se deben a que los mapas se generan en ArcGIS, para esto se debe exportar información del Hec-Ras y dado a esto en el proceso se pierde parte de la información. Lo aconsejable sería levantar con estación total todos los detalles de las secciones.

Tomando como una conclusión de la comparativa entre los dos modelos, se tiene que la versión bidimensional es la más recomendable para casi cualquier tipo de estudio, debido a la calidad y cantidad de información que se pueda ingresar en este, el modelo unidimensional es más recomendable para análisis pequeños o con tramos cortos, también es recomendable usarla cuando exista la presencia de puentes u otros tipos de estructuras.

## 5.5 Comparación de resultados

En el año 2017 se realizó un análisis de vulnerabilidad de inundaciones en el río Yanuncay desde el sector Barabón hasta el puente “Tres Puentes”, en la investigación se incorporaron los puentes comprendidos y el análisis se realizó mediante un modelo hidrodinámico unidimensional en el software HEC-RAS; dichos resultados servirán como punto de comparación para esta investigación. (Sacoto Figueroa, 2017)

Tomando como punto de comparación el análisis de puentes en las dos investigaciones los valores son similares, sin embargo, en esta investigación se tienen algunos valores más bajos en cuanto a la velocidad y a la altura del agua en los puentes, estas pequeñas diferencias se deben a que en esta investigación se utiliza un MDE con mejor resolución lo cual permite que los resultados sean más reales.

En el año 2020 se realizó una modelación hidrodinámica 2D en el programa IBER en un tramo de estudio comprendido entre el puente Felipe II y los Tres Puentes, en dicha investigación realizan la modelación para definir el impacto que produce la colocación de rellenos en el río. (Barrera, 2020)

Al comparar entre las dos investigaciones se puede observar que existen diferencias entre los resultados tanto en las velocidades como en los calados del agua; en cuanto a las velocidades dicha investigación presenta valores que llegan hasta los 8 m/s aplicando un caudal máximo de 300 m<sup>3</sup>/s y en la presente investigación son existen valores mayores a los 6 m/s con un caudal máximo de 335.88 m<sup>3</sup>/s; en cuanto a los calados presenta valores que llegan hasta los 6 metros de altura mientras que en esta investigación los calados no exceden los 4 metros de altura.

Las diferencias entre los resultados pueden darse porque en dicha investigación no incorporan los puentes y presentan valores de Manning más altos.

En el año 2020 se realizó una moderación hidrodinámica bidimensional en un tramo del río Yanuncay, el tramo comprendido va desde el puente de la Av. Loja hasta el Jardín Botánico de la ciudad de Cuenca, dicha investigación se realizó utilizando el software IBER con la finalidad de encontrar las zonas más vulnerables a inundaciones. (Guaman Espejo & Serpa Torres, 2020)

Comparando ambas investigaciones se tiene que las cotas del agua en el cauce son similares. Sin embargo en los márgenes no se puede comparar debido a el área de estudio muy pequeña de dicha investigación; en cuanto a las velocidades existe una gran diferencia, teniendo valores más altos en la presente investigación, la diferencia entre los valores de las velocidades se pueden dar por diversos motivos como la incorporación de puentes que se presenta en esta investigación, ya que los puentes reducen la sección del cauce lo cual provoca que las velocidades aumenten; otra de las razones por la cual los resultados varían es los diferentes valores de Manning empleados en ambas investigaciones.

## 5.6 Ventajas y desventajas de los modelos unidimensional y bidimensional

En la Tabla 5.13 se presentan las ventajas y desventajas más significativas del modelo unidimensional y bidimensional, estas pueden ser muy útiles al momento de decidirse entre que modelo escoger al momento de realizar una modelación hidrodinámica.

Tabla 5. 13 Ventajas y desventajas de los modelos unidimensional y bidimensional

Ventajas	Desventajas
<b>Modelo Unidimensional</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>-Facilidad para la creación del modelo</li> <li>-Facilidad de ingreso de datos</li> <li>-Rapidez en presentar resultados</li> <li>-Trabajabilidad con los puentes</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Abreviación de los valores de Manning</li> <li>-Mapas con muchos vacíos</li> <li>-Abreviación en el ingreso de caudales</li> </ul>
<b>Modelo Bidimensional</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>-Exactitud en los resultados</li> <li>-Mapas más exactos</li> <li>-Analiza infinidad de valores de Manning</li> <li>-Se ingresa Hidrogramas completos</li> <li>-Analiza de mejor manera las llanuras que se encuentran a los lados del cauce</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Las variables de flujo en las celdas cercanas a los puentes no son resueltas con la precisión adecuada</li> <li>-Problemas con las discretizaciones de las magnitudes de las velocidades</li> <li>-Lentitud al exponer los resultados para tramos grandes</li> </ul>

Fuente (Autor)

## CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1 Conclusiones

- Por medio de las modelaciones unidimensionales y bidimensionales en el software Hec-Ras, se obtuvieron los resultados de inundaciones a lo largo de todo el tramo comprendido entre el puente de la Av. Loja y el Jardín Botánico, siendo las zonas de mayor la inundación en los sectores del salón de recepciones Quinta Lucrecia, el sector del Colegio Bilingüe y el sector de la Isla, esto puede ser producto de la morfología del cauce y a la topografía del terreno, que no tiene suficiente sección hidráulica para eventos extraordinarios de creciente.
- En la mayor parte del tramo de estudio se encuentra en flujo de régimen subcrítico, lo cual describe que se tienen velocidades promedio que bordean entre 1.5 y 2.5 m/s.
- A lo largo del tramo de estudio existe una marcada tendencia a que se inunde en mayor parte el margen del lado derecho del cauce, ya que en mayor parte del tramo de estudio al lado izquierdo del cauce se encuentran taludes con pendientes pronunciadas lo que favorece que en esa parte no se produzca inundación, esto se puede observar desde el inicio del tramo de estudio hasta el puente Felipe II.
- El puente más afectado en el tramo de estudio es el del Redondel Floral ya que en el periodo de retorno 100 años el nivel de agua llega casi hasta la calzada, lo que vendría a provocar un daño severo en la estructura, por otro lado, los puentes se encuentran en riesgo ya que el puente estrecha el cauce y provoca un aumento de la velocidad lo que puede producir mayor erosión.
- La versión bidimensional del modelo Hec-Ras es más preciso para encontrar las manchas de inundación, ya que al cuadricular el área de estudio se crea de mejor manera el mapa y esto es una deficiencia que se encuentra con la versión unidimensional que genera los mapas con muchos vacíos o huecos.
- Los modelos bidimensionales son mucho más sensibles ya que trabajan sobre una malla con miles de celdas y se tiene una gran cantidad de puntos con información a ingresar, lo que puede provocar que al más mínimo error el programa no presente resultados reales.

- El modelo bidimensional es mejor presentando los resultados de inundaciones ya que asimila de mejor manera en las llanuras, también a lo largo del cauce presenta niveles de agua mas bajos con respecto al modelo unidimensional.

## **6.2 Recomendaciones**

- Al crear el modelo unidimensional no se recomienda tener una separación muy grande entre secciones ya que esto haría a que el programa no analice de manera adecuada los espacios comprendidos entre estos, al igual que en el modelo bidimensional no se recomienda crear celdas muy grandes porque se pierde precisión, ni muy pequeñas porque el programa puede llegar a tardar mucho en procesar los resultados; sin embargo, la precisión depende de la información topográfica con la que se cuenta
- Se debe utilizar una carta topográfica que posea una resolución no mayor a 3 metros a fin de que el software tenga una mejor lectura de la morfología del lecho, la topografía del terreno y se obtenga resultados más precisos.
- En el modelo bidimensional al momento de correr el programa se recomienda usar intervalos de 1-5 segundo para que los resultados sean más precisos, sin embargo, el programa puede tardar un poco más en presentar los resultados.
- Los gobiernos locales deberían generar planes estratégicos y un adecuado ordenamiento territorial, ya que el nivel en lo que afecta las inundaciones depende de la vulnerabilidad que tiene la misma.
- Para implementar un puente en cualquier lugar se debería realizar un adecuado estudio hidrológico e hidráulico para evitar a futuro que exista algún tipo de daño a la estructura.
- Para evitar estas inundaciones se podría implementar un embalse en la parte alta de la cuenca, más específicamente en la zona de Soldados, de esa manera se regula el agua antes de que llegue a la ciudad.
- Contar con mejor topografía manual o trabajar con un MDE que tenga un tamaño de pixel más pequeño

- Al construir estructuras con puentes se debe evitar estrechar el cauce para que no aumente la velocidad y por ende evitar la socavación.

## Anexo fotográfico

*Ilustración 1. Toma de puntos en Puente Redondel Floral*



*Fuente (Autor)*

*Ilustración 2. Toma de elevación del lecho Puente Redondel Floral*



*Fuente (Autor)*

*Ilustración 3. Toma de Secciones del Puente Felipe II*



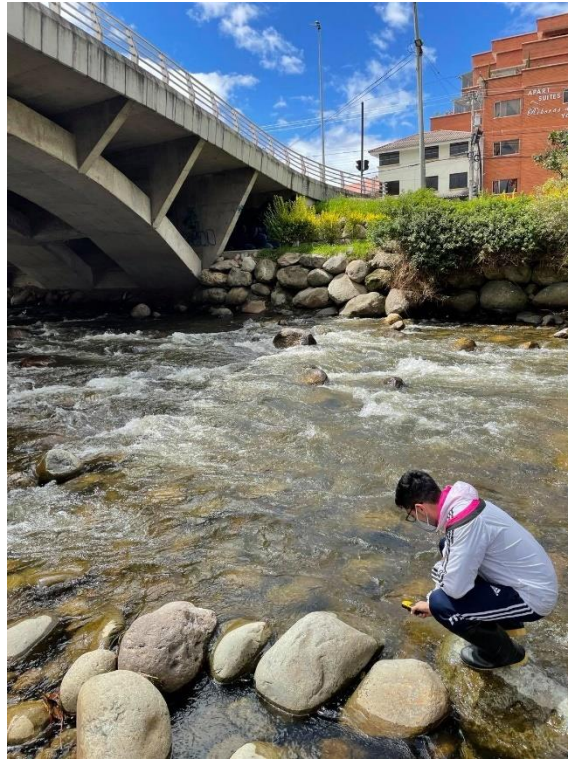
*Fuente (Autor)*

*Ilustración 4. Toma de coordenadas Puente Felipe II*



*Fuente (Autor)*

*Ilustración 5. Obtención de elevaciones del cauce Puente Felipe II*



*Fuente (Autor)*

## Bibliografía

- Ayala, J. A. (2019). *GUÍA METODOLÓGICA PARA EL ANÁLISIS DE LA GESTIÓN DE EMBALSES. CASO DE ESTUDIO EMBALSE LA COPA*. Bogotá.
- Barrera, M. (2020). *Modelación Hidráulica en 2D del tramo puente Av. Felipe II - Tres Puentes del río Yanuncay utilizando IBER*. Cuenca.
- Bladé, E., Cea, I., Corestein, G., Escolano, E., & Puertas, J. (2012). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *ELSEVIER DOYMA*.
- Burbano. (2015). *Análisis de caudales y precipitaciones de los ríos Tomebamba y Yanuncay*. Cuenca.
- Chereque Moran, W. (2003). Hidrología para estudiantes de ingeniería civil. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Chow, V. T. (1959). *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill.
- Chow, V. T. (2004). *Hidráulica de canales abiertos*. Santafé de Bogotá: McGraw Hill.
- Correa Pacheco, T. (2019). Análisis de las capacidades de HEC-RAS en la resolución de pilas de puentes.
- Cuervo Muñoz, A. (Febrero de 2012). Comparación de los modelos hidráulicos unidimensional (HEC-RAS) y bidimensional (IBER) en el análisis del rompimiento de presas de materiales resueltos. *Tesis de Máster en Recursos Hídricos*. Catalunya: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Francisco Nicolas, N., Turrent Fernandez, A., Flores Lopez, E., Martinez Menes, M. R., & Enriquez Quiroz, F. (2010). Estimación del escurrimiento superficial con el método SCS-CN en el trópico subhúmedo de México. *SCIELO Vol. 28 no.1*, 71-78.
- García Conde, A. J. (2013). Análisis de distribuciones estadísticas alternativas a las tradicionales para la optimización de los caudales de cálculo empleados en los estudios hidrológicos. Badajoz: Tesis doctoral, Departamento de Expresión Gráfica, Escuela de Ingenierías Industriales, Universidad de Extremadura.
- García Navarro, P., Brufau, P., Murillo, J., & Zorraquino, C. (s.f.). Estudio hidráulico del riesgo de inundación en el Meandro de Ranillas: Modelo de simulación numérica. *Ingeniería del agua*, 10 (2), 115-125.

- Goodell, C., & Warren, C. (2006). Flood inundation mapping using HEC-RAS. *Obras y Proyectos, vol 2*, 18-23.
- Guaman Espejo, B. S., & Serpa Torres, A. S. (2020). Aplicación de un modelo hidrodinámico bidimensional para evaluar zonas de inundación: Caso del río Yanuncay en la ciudad de Cuenca-Ecuador. Cuenca: Tesis de pregrado, Unidad Académica de Ingeniería, Industria y Construcción, Universidad Católica de Cuenca.
- Gutierrez. (2020). *Análisis del impacto de rellenos artificiales en eventos de inundación para el río Yanuncay, en el tramo Misicata - Av. De las Américas, empleando un modelo hidráulico 1D en régimen impermanente*. Cuenca.
- Gutierrez Caiza, C. (2014). Hidrología básica y aplicada. Quito: Editorial Universitaria ABYA YALA .
- Lopez Alonso, R. (2001). Consideraciones acerca de los límites de aplicación del método de curva del Soil Conservation Service. *Montes: revista de ámbito forestal. num 66*, 92-97.
- Maidana, M. (2007). *Desarrollo de un modelo numérico 3D en elementos finitos para las ecuaciones de Navier-Stokes. Aplicaciones Oceanográficas*.
- Martínez Marín, E., García Palacios, J., & Martínez González, I. (2016). *Hidráulica práctica*. Madrid: Dextra.
- Matellanes Ferreras, R. (1 de febrero de 2021). *Geo-Innova*. Obtenido de Diferencias entre Hec-RAS y Hec-GeoRAS: [https://geoinnova.org/blog-territorio/diferencias-hec-ras-hec-georas/?gclid=Cj0KCQiA6t6ABhDMARIsAONiYyys5YvIDroZoPCSVszNAAuWP-ZitWvG1XW\\_z2wEzzVMNwUe8otrH18aAjBBEALw\\_wcB](https://geoinnova.org/blog-territorio/diferencias-hec-ras-hec-georas/?gclid=Cj0KCQiA6t6ABhDMARIsAONiYyys5YvIDroZoPCSVszNAAuWP-ZitWvG1XW_z2wEzzVMNwUe8otrH18aAjBBEALw_wcB)
- Mott, R. L. (2006). *Mecánica de Fluido Ed. 6*. Pearson Education.
- Múnera Mesa, C. (2013). Análisis comparativo de los modelos HEC-RAS, CCHE2D, G-STARS y BRI-STARS para la modelación hidráulico-morfológica en un cauce aluvial. *Tesis de Master*. Medellín: Universidad Nacional de Colombia.
- Múnera Mesa, C. P. (2013). Análisis comparativo de los modelos HEC-RAS, CCHE2D, G-STARS y BRI-STARS, para la modelación hidráulico-morfológica en un cauce aluvial. Aplicación al río negro (Antioquia). Medellín: Tesis de pregrado, Facultad

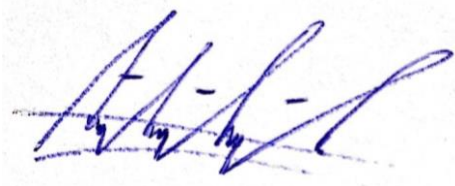
- de Minas, Departamento de Geociencias y Medio Ambiente, Universidad Nacional de Colombia.
- Murillo, Brufau, Garcia-Navarro, Rodriguez. (2008). *Aplicación del modelo bidimensional GUAD-2D para la determinación de zonas inundables en la TM de Faga (Huesca)*.
- Negron Baez, P. (2014). *REDES NEURONALES SIGMOIDAL CON ALGORITMO LM PARA PRONOSTICAR LA TENDENCIA DEL PRECIO DE LAS ACCIONES DEL IPSA*. Valparaiso.
- Ochoa, S. (2014). *Evaluación de modelos hidrodinámicos para representar flujos en cauces naturales*. Córdoba .
- Panton, R. (2013). *Incompressible Flow*. Wiley.
- Richmond, G. (2019). *Modelos de turbulencia introductorio*.
- Rincón, J. (2015). *Evaluación hidráulica de un puente sobre una quebrada con régimen mixto y lecho libre*.
- Rincon, J. C., & Perozo, M. (2014). Comportamiento hidraulico de la quebrada Atarigua en el cruce con el puente ubicado sobre la troncal. *INGENIERIA UC, vol 21, num 1, 77-86*.
- Rincon, J., Perez, M., Delfin, G., Freitez, C., & Martinez, F. (2017). Analisis comparativo entre los modelos HEC-RAS e IBER en la evaluacion hidraulica de puentes. *Revista Gaceta Tecnica Vol. 17, 9-28*.
- Rocha, A. (2010). *Introducción a la hidráulica de las obras viales*. Lima.
- Rodriguez Ruiz, P. (2008). *Hidraulica de canales*. Oaxaca.
- Rodriguez Ruiz, P. (2008). *Hidraulica de canales*. Oaxaca.
- Sacoto Figueroa, D. P. (2017). Analisis de vulnerabilidad de inundaciones del rio Yanuncay y evaluacion de estructuras en el tramo comprendido entre Barabón y los Tres Puentes . Cuenca: Tesis de pregrado, Facultad de ingenieria, Universidad de Cuenca.
- Salaheldin, T.M.,J. Imran & M.H.Chaudhry. (2000). *Modeling of Open-Chanel Flows with Steep Gradients*.

- Suarez Fiesco, R., & Almeida Rosero, O. F. (2017). Analisis de correlacion entre parametros morfometricos, precipitaciones maximas y caudales maximos asociados a diferentes periodos de reono en cuencas rurales. Bogota: Tesis de pregrado, Facultad de Ingenieria, Universidad Catolica de Colombia.
- US Army Corps of Engineers. (1 de Febrero de 2021). *HEC-GeoRAS*. Obtenido de Hydrologic Engineering Cente: <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-georas/>
- Vaschalde, Rico, Dasso. (2018). Calibración de modelo hidraulico HEC-RAS 2D en una cuenca no aforada de la provincia de Córdoba, Argentina.
- Vásquez, J. (03 de Febrero de 2021). *Modelación Numérica en Hidráulica*. Obtenido de <https://www.oocities.org/hidropiura/ModelNum.pdf>
- Vasquez, R. (2003). *Assessment of the performance of physically based distributed codes simulating medium size hydrological systems*.
- Vazquez, R. F. (2003). *Assessment of the performance of physically distributed codes simulating medium size hydrological systems*.
- Villon Bejar, M. (2004). Hidrología 1ra. Edicion. Cartago: Editorial tecnologica de Costa Rica.
- Villón Béjar, M. (febrero de 2016). Universidad Nacional Agraria La Molina Instituto de Ciencia y Tecnología del Agua. *Curso Internacionaal de Modelamiento Hidráulica de ríos con HEC-RAS*. Costa Rica: UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA.

**AUTORIZACION DE PUBLICACION EN EL REPOSITORIO  
INSTITUCIONAL**

Yo, **Jean Paul Palacios Domínguez** portador de la cédula de ciudadanía N.º **0105780712**. En calidad de autor y titular de los derechos patrimoniales del trabajo de titulación **“EVOLUCIÓN DE LOS MODELOS HIDRODINÁMICOS HEC-RAS 1D Y 2D EN UN TRAMO DEL RIO YANUNCAY DE LA CIUDAD DE CUENCA”** de conformidad a lo establecido en el artículo 114 Código Orgánico de la Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación, reconozco a favor de la Universidad Católica de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos, Así mismo; autorizo a la Universidad para que realice la publicación de éste trabajo de titulación en el Repositorio Institucional de conformidad a lo dispuesto en el artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, **07 de septiembre de 2021**



---

Jean Paul Palacios Domínguez

0105780712