

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



“INFLUENCIA DEL CAUDAL Y SECCIÓN DE UNA ALCANTARILLA CON RÁPIDA ESCALONADA PARA REDUCIR LA ACCIÓN EROSIVA MEDIANTE MODELACIÓN NUMÉRICA Km 41+900 CARRETERA TRUJILLO-OTUZCO”

TESIS PARA OPTAR

EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Área De Investigación: Hidráulica

AUTORES : Br. FLORES RISCO JOHAN MANUEL
Br. MELÉNDEZ SALDAÑA JOSÉ LUIS

ASESOR : Ms. NARVAEZ ARANDA, RICARDO

Nº de Registro: _____

TRUJILLO, FEBRERO 2019

**Tesis: “INFLUENCIA DEL CAUDAL Y SECCIÓN DE UNA
ALCANTARILLA CON RÁPIDA ESCALONADA PARA REDUCIR LA
ACCIÓN EROSIVA MEDIANTE MODELACIÓN NUMÉRICA Km 41+900
CARRETERA TRUJILLO-OTUZCO”**

Por: BR. Flores Risco Johan Manuel BR. Meléndez Saldaña José Luis

Jurado Evaluador

Presidente: Dr. Ing. Fidel Sagástegui Plasencia -----

CIP: 32720

Secretario: Dr. Ing. Guillermo Juan Cabanillas Quiroz -----

CIP: 17902

Vocal: Ing. Marcelo Edmundo Merino Martínez -----

CIP: 77111

Asesor: Ms. Ing. Narváez Aranda, Ricardo Andrés. -----

CIP 58776

PRESENTACION

Señores Miembros del Jurado:

Señores Miembros del jurado: De conformidad y en cumplimiento de los requisitos estipulados en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego y el Reglamento Interno de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, es grato poner a vuestra consideración, el presente trabajo de investigación titulado: “INFLUENCIA DEL CAUDAL Y SECCIÓN DE UNA ALCANTARILLA CON RÁPIDA ESCALONADA PARA REDUCIR LA ACCIÓN EROSIVA MEDIANTE MODELACIÓN NUMÉRICA Km 41+900 CARRETERA TRUJILLO-OTUZCO” con el propósito de obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil. El contenido del presente trabajo ha sido desarrollado tomando como marco de referencia los lineamientos establecidos en el Programa de apoyo al desarrollo de tesis asistida y los conocimientos adquiridos durante nuestra formación profesional, consulta de fuentes bibliográficas e información obtenida del área de Obras viales de la Municipalidad de Poroto.

Br Flores Risco Johan Manuel

Br. Meléndez Saldaña José Luis

Atentamente,

Trujillo, febrero de 2019

DEDICATORIA

A Dios, por darme la oportunidad de vivir y por estar conmigo en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

Mis Padres Manuel Flores Velásquez y Alcira Donatila Risco Mozo, por darme la vida, quererme mucho, creer en mí y porque siempre me apoyaron. Padres gracias por darme una carrera para mi futuro, todo esto se los debo a ustedes. A mis hermanas, Karín y Pilar, por estar conmigo y apoyarme siempre las quiero mucho.

Milagros, por haber estado conmigo incluso en los momentos más difíciles, ésta tesis no fue fácil, pero estuviste motivándome y ayudándome hasta donde tus alcances lo permitían. Te lo agradezco muchísimo, amor. A mi hijito Johan Adriel por ser mi fuente de motivación e inspiración para poder superarme cada día más. A mis sobrinos, José Manuel y Sonia Camila, para que vean en mi un ejemplo a seguir.

Bach. Flores Risco Johan Manuel

Dedico este proyecto a Dios, que me ha iluminado para no perecer y seguir luchando por conseguir mis objetivos. También se lo dedico a mis padres, que tienen más de treinta años de casados, siempre unidos y siempre han estado conmigo, por el apoyo moral, por las enseñanzas, por haberme criado, gracias a ellos soy lo que soy.

Dedicatoria especial a mi madre Martha Luz, por haberme apoyado en todo sentido, por estar pendiente de mis pasos, por haberme inculcado buenos modales, por estar pendiente de mí, por mostrarme el camino de Dios, éste paso más en mi vida profesional es parte tuya también. A mis hermanos, a mi tía madrina Alda, que es siempre han compartido momentos en familia conmigo.

Br. Meléndez Saldaña José Luis

AGRADECIMIENTO

Agradezco a toda mi linda familia Risco Mozo y Flores Velásquez; se han preocupado por mi desde el momento en que llegue a este mundo. A pesar de los años, sus enseñanzas no cesan, y aquí estoy, con un logro exitosamente conseguido, mi tesis.

Quiero agradecerlos por todo, no me alcanzan las palabras para expresar el orgullo y lo bien que me siento por tener una familia tan asombrosa.

Bach. Flores Risco Johan Manuel

Agradezco a Dios creador por darnos vida y salud en la tierra, agradezco a mis padres por brindarme abrigo, alimento y apoyo moral en el transcurso de mis estudios de ingeniería civil.

Agradezco a mis docentes que supieron inculcarme conocimiento y apoyar en la formación de un profesional en la ingeniería, a todos sin excepción los agradezco por ser parte de la culminación de la tesis.

Agradezco a todos mis compañeros con los que estuve en alguna clase, por haber compartido estos cinco largos años, llenos de emociones, esfuerzo, estudio y satisfacción por haber cumplido con los objetivos personales puestos a inicios de cada año.

Br. Meléndez Saldaña José Luis

RESUMEN

El presente proyecto se desarrolló en el sector de Shirán, la cual fue una de las zonas más afectadas por los malos diseños hidráulicos y la falta de disipadores de energía en la zona, que buscan cuidar y preservar la inversión pública, justamente en el año 2017 tuvimos la desavenencia climática del fenómeno del niño costero, al presentarse este tipo de desastres climatológicos dedujimos un planteamiento a dicho problema, el cual es determinar el diseño hidráulico bidimensional de las alcantarillas afectadas en el KM 41+900 de la carretera Trujillo-Otuzco.

La metodología presentada mediante el pre procesamiento y post procesamiento de datos obtenidos de campo y procesados mediante la integración del modelo hidráulico HEC-RAS es una alternativa confiable, técnicamente eficiente y económicamente razonable a nuestra realidad nacional y regional. De acuerdo a los resultados obtenidos del modelo podemos deducir que la alternativa planteada para la protección de las alcantarillas y por ende la carretera y áreas agrícolas aledañas viene siendo la más acertada. Adicionalmente debemos resaltar que de acuerdo a los valores observados podemos concluir que, con el flujo obtenido, no se producirán arenamientos, por ende, se evitará y/o controlará la erosión, ya que contaremos de 3 m/s a mayores, las cuales vienen a ser suficientes al acarreo de materiales suspendidos en la zona de alcantarillas. Con el planteamiento dado, podemos garantizar la protección adecuada de la zona del KM41+900 de la carretera Trujillo-Otuzco, las áreas agrícolas aledañas a los márgenes y también la misma infraestructura de protección empleada, ya que contaremos para evitar la erosión con disipadores de energía como la rápida

escalonada, de manera adecuada en puntos específicos del cauce. Por ello, en la actualidad es necesario que las autoridades locales y regionales, apliquen este método en los diferentes tramos del río Moche y otros ríos similares, de camino a la sierra, para cuantificar los daños en posibles inundaciones futuras y planificar las medidas correctivas necesarias.

ABSTRACT

This project was developed in the sector of Shirán, which was one of the areas most affected by poor hydraulic designs and the lack of energy dissipators in the area, which seek to preserve and preserve public investment, just in the year 2017 We had the climatic disagreement of the phenomenon of the coastal child, when presenting this type of climatological disasters we deduced an approach to this problem, which is to determine the two-dimensional hydraulic design of the affected culverts in the KM 41 + 900 of the Trujillo-Otuzco highway.

The methodology presented by the pre-processing and post-processing of data obtained from the field and processed through the integration of the HEC-RAS hydraulic model is a reliable, technically efficient and economically reasonable alternative to our national and regional reality. According to the results obtained from the model we can deduce that the alternative proposed for the protection of the sewers and therefore the road and surrounding agricultural areas has been the most successful. Additionally, we must emphasize that according to the observed values we can conclude that with the flow obtained, there will be no sandblasting, therefore erosion will be avoided and / or controlled, since we will have 3 m / s greater, which will be enough when hauling suspended materials in the sewer area. With the given approach, we can guarantee the adequate protection of the KM41 + 900 area of the Trujillo-Otuzco highway, the agricultural areas bordering the margins and also the same protection infrastructure used, since we will count to avoid erosion with heat sinks. energy as the rapid staggered, adequately in specific points of the channel. Therefore, at present it is necessary that the local and regional authorities, apply this method in the different

stretches of the river Moche and other similar rivers, on the way to the mountains, to quantify the damage in possible future floods and plan the necessary corrective measures.

INDICE

PRESENTACION	3
DEDICATORIA.....	4
AGRADECIMIENTO	5
RESUMEN.....	6
ABSTRACT	8
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN	13
1.1. Realidad Problemática	13
1.2. Enunciado del Problema	14
1.3. Antecedentes	14
1.3.1. Antecedente Internacional.....	14
1.3.2. Antecedente Nacional	15
1.4. Objetivos.....	17
1.4.1. Objetivo General	17
1.4.2. Objetivos Específicos	17
1.5. Justificación	18
1.5.1. Justificación Académica	18
1.5.2. Justificación Técnica	18
CAPITULO II: MARCO TEORICO.....	18
2.1. Fundamentación Teórica.....	18
2.1.1. Factores Hidrológicos	20
2.2. Consideraciones para el Diseño Hidráulico.....	23
2.2.1. Información Básica	23
2.2.2. Área del Proyecto	23
2.2.3. Modelos de distribución	23
2.2.4. Topografía.....	33
2.2.5. Avenida de Diseño o Caudal Máximo y Períodos de Retorno	34

2.2.6.	Galibo o altura libre	38
2.2.7.	Rugosidad (n) Manning.....	39
2.3.	Calculo hidráulico de la red de alcantarillado.....	40
2.4.	Hidrología Estadística.....	44
2.6.1.	Modelamiento Unidimensional.....	46
2.6.2.	Esquemas Unidimensionales.....	48
2.7.	HEC RAS 5.1.....	53
CAPITULO III: MATERIAL Y METODOS		54
3.1	GENERALIDADES DE LA ZONA DE ESTUDIO	54
3.2	TOPOGRAFIA	60
3.1.	Metodología.....	68
3.1.1.	Tipo de Investigación	68
3.1.2.	Variables de estudio y Operacionalización.....	69
3.1.3.	Instrumentos de recolección de datos.....	70
CAPITULO IV: PROCEDIMIENTOS Y ANÁLISIS DE DATOS		71
4.1.	ANALISIS HIDROLOGICO	71
4.2.	Análisis de confiabilidad de datos	74
4.3.	Análisis de Frecuencia	78
4.4.	Estructuras de Drenaje Propuestas.....	97
4.4.1.	Alcantarillas	97
4.4.2.	Estructuras de entrada y salida de alcantarillas.....	98
4.4.3.	Estructuras de Drenaje Propuestas.....	100
4.5.	Plano Topográfico de la alcantarilla	101
4.6.	Ilustración del software Hec Ras	101
CAPITULO V: RESULTADOS		107
5.2	Simulación con software Hec Ras en Terreno Natural.....	109
5.3	Simulación Software Hec Ras con Q= 5 m ³ /s.....	114

5.4	Simulación Software Hec Ras con $Q= 9.83 \text{ m}^3/\text{s}$	118
5.5	Simulación Software Hec Ras con $Q= 15.0 \text{ m}^3/\text{s}$	122
CAPITULO VI: DISCUSION DE RESULTADOS		128
CAPITULO VII: CONCLUSIONES		129
CAPITULO VII: RECOMENDACIONES		130
CAPITULO IX: REFERENCIAS		131
ANEXOS		132

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

En consideración a los problemas que actualmente observamos y a los desafíos que implica la Ingeniería Civil en la parte Hidráulica, que de manera paulatina van siendo mayores a medida que transcurre el tiempo, estructuras de vital importancia para el desarrollo de la población como son los puentes, van perdiendo sus propiedades hidráulicas a causa de los diseños hidrológicos poco adecuados para la realidad de la zona, lo cual facilita el deterioro de las subestructuras de los mismos. Causando estos, no solo daños económicos, sino también paralizando el desarrollo de comunidades que se desarrollan gracias al comercio externo que hacen trasladando sus bienes mediante los puentes.

En la presente investigación se realizará por medio del análisis de las características de la alcantarilla en Shiran del Km 41+900 de la carretera Trujillo a Otuzco, con la información que los tesisistas encuentren en el trabajo de campo, sean datos topográficos, realidad de escenario, entre otras, esto debido al daño común y frecuente que sufren las carreteras en la zona, esto debido a la erosión, para lo cual, con esta investigación, se busca disipar la erosión y mejorar la funcionabilidad del alcantarillado en la zona. Esta investigación de la a tendrá la colaboración del Ingeniero asesor, se va a investigar el caudal y sección de la alcantarilla en la zona de Shirán, carretera Trujillo-Otuzco, para lo cual se va a proponer un diseño de acuerdo a las dimensiones de la alcantarilla y rápida escalonada teniendo en cuenta el proceso de erosión. Este estudio se realizará de setiembre del 2018 a diciembre del mismo año.

1.1. Realidad Problemática

La erosión causa destrucción en las obras hidráulicas, malogra las calzadas, origina diversos problemas, como la sustracción de masa sólida al suelo o a la roca de la superficie llevado a cabo por un flujo de agua que circula por la misma. El agua tiene la capacidad de erosionar el sustrato por el que discurre.

1.2. Enunciado del Problema

¿En qué medida influencia el caudal y la sección de una alcantarilla con rápida escalonada en la salida para reducir la acción erosiva del flujo mediante modelación numérica bidimensional?

1.3. Antecedentes

1.3.1. Antecedente Internacional

Análisis Hidrológico e Hidráulico de las alcantarillas del tramo de la carretera Custodia Ouricum, Pernambuco, Brasil

Autor: Municipio Olinda Pernambuco

País: Guatemala

Año: Setiembre del 2011

Resumen:

Para la realización de este nuevo puente se evalúa hidrológica e hidráulicamente, tomando en cuenta los parámetros de diseño del mismo.

En el estudio hidrológico se hace una caracterización general de la cuenca en donde se ubica el puente. Las características hidrológicas son propias de la región de lluvia media, en la cual se encuentran claramente definidos los períodos lluviosos y no lluviosos dentro del año calendario. La región se localiza en la cabecera de la cuenca del río Cahabón y se caracteriza por no tener grandes diferencias en las elevaciones de su relieve, es decir el cauce del río tiene pendientes moderadas.

Caudales

Para el cálculo de caudales se utilizó el método de Análisis Regional.

Estabilidad del cauce

Para el análisis hidráulico del puente, se considera el tema geomorfológico porque lo que se hace una descripción de los aspectos geomorfológicos más relevantes del cauce, con relación a la estabilidad horizontal y vertical, así como

los riesgos de erosión tanto al cauce, a los bancos a las estructuras de soporte del puente.

Luego del análisis respectivo que, aunque el cauce presenta una sinuosidad importante, la dinámica del mismo en cuanto a su migración es relativamente poca, por lo que el cauce tiende a mantenerse en su posición en el sitio en el que se encuentra la estructura del puente.

Capacidad hidráulica

Para el cálculo de la capacidad hidráulica del puente, se definió la configuración topográfica del cauce, escogiéndose secciones transversales aguas arriba, aguas abajo y la sección del puente propuesto.

Con los volúmenes de los caudales calculados en el apartado de hidrología, se procedió a la simulación de los niveles del puente bajo estudio.

Para la modelación se utilizó el modelo hidráulico HEC-Ras. Este software realiza la simulación para obtener los parámetros hidráulicos de cauces naturales para flujo permanente y gradualmente variado.

Los siguientes parámetros hidráulicos corresponden a la sección topográfica del puente propuesto.

La elevación mostrada corresponde al tirante hidráulico como respuesta al volumen del caudal considerado.

La metodología, así como el desarrollo conteniendo las justificaciones y cálculos que sustentan los datos mostrados en cuadros anteriores se resumen a lo largo del informe que se presenta a continuación.

1.3.2. Antecedente Nacional

Dimensionamiento Hidráulico optimizado de puentes con terraplenes

Autor: Alisson Seaurz

País: Perú- Piura

Año: 2006

Resumen:

Las estadísticas mundiales de fallas de puentes sobre cursos de aguas, demuestran que la mayoría de puentes fallan por razones hidráulicas, generalmente erosión en pilares o estribos. Las fallas de puentes por razones meramente estructurales son raras en comparación con las fallas por erosión hidráulica. Este hecho ha llevado a muchos países a desarrollar manuales de diseño hidráulico para puentes. El primer manual de puentes fue *Guide to Bridge Hydraulics* (Guía de Hidráulica de Puentes) editado por Charlie Neill en 1973 en Canadá; seguido después por diversos manuales y libros publicados en varios países del mundo, entre los que destaca

HEC-18 *Evaluating Scour at Bridges* (Evaluación de Erosión en Puentes) publicado por la Administración Federal de Carreteras de Estados Unidos (última edición en 2001) y en nuestro idioma el libro *Hidráulica Fluvial* del profesor español Juan Pedro Martín Vide.

En el Perú, las fallas de puentes por razones hidráulicas son probablemente aún más altas que en otros lugares del mundo, por la ocurrencia del Fenómeno del Niño. Esto haría pensar que en nuestro país se debe prestar mucha atención al diseño hidráulico de puentes; sin embargo, este no es el caso. El Ministerio de Transportes y Comunicaciones publicó en el 2003 el *Manual de Diseño de Puentes*¹, que, si bien trata en detalle los aspectos estructurales del puente, solo hace una muy breve mención a los factores hidráulicos. En comparación con los manuales de otros países, el manual peruano no define claramente como establecer el caudal de diseño (su periodo de retorno), como calcular las profundidades de erosión, cuales son los requisitos topográficos para el cálculo hidráulico, ni mucho menos cuales deben ser las dimensiones hidráulicas (longitud, altura) del puente. Solo se mencionan sugerencias muy generales y puramente cualitativas que son de poca ayuda práctica. Este manual también sugiere la aplicación del modelo HEC-RAS para cálculo hidráulico del puente.

El modelo numérico HEC-RAS es reconocido como el modelo unidimensional más avanzado que existe para el cálculo hidráulico de puentes; las ecuaciones empíricas del cálculo de erosión que HEC-RAS emplea representan el estado del arte (aún muy imperfecto) en los conocimientos de erosión en puentes,

algunos de los cuales se muestran en el presente documento. Si bien ya existen actualmente modelos tri-dimensionales más sofisticados, ellos aún no son empleados en casos prácticos por las limitaciones actuales de cómputo.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

- Determinar la influencia del caudal y sección de una alcantarilla con rápida escalonada en la salida para reducir la acción erosiva del flujo mediante modelación numérica bidimensional de la carretera Trujillo-Otuzco.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Analizar y describir la problemática hidráulica de las alcantarillas de la carretera Trujillo-Otuzco.
- Determinar métodos de diseño de alcantarillas.
- Realizar estudios hidrológicos, topográficos y de mecánica de suelos de la zona de influencia.
- Diseñar la entrada y salida de la alcantarilla con rápida escalonada.
- Procesar la información con un software de modelamiento bidimensional para diferentes caudales y secciones de alcantarilla y rápida escalonada en la salida.

1.5. Justificación

1.5.1. Justificación Académica

El modelamiento matemático, al ser método más exacto de predicción del comportamiento hidráulico, podrá evitar gastos innecesarios de construcción de aliviaderos que en un futuro no funcionen o no cumplan con su objetivo como estabilizar el cauce fluvial, mantener los márgenes del río, mantener una adecuada dimensión de alcantarilla y prevenir su erosionabilidad. En este caso se utilizará el software HEC RAS.

1.5.2. Justificación Técnica

Se justifica técnicamente la investigación ya que por medio de la misma se busca comparar y validar los diseños que se continúan haciendo mediante fórmulas empíricas en muchos organismos de riego y agua en nuestro país. Al mismo tiempo que se estudia el comportamiento hidráulico de estas rápidas escalonadas con softwares de modelamiento numérico, se puede observar o comprobar el comportamiento hidráulico después de la construcción de la rápida escalonada. En caso de obtenerse resultados muy discordantes en comparación al modelamiento matemático bidimensional mediante software, se propondrá el uso de métodos más fiables como el que se trata en este proyecto.

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1. Fundamentación Teórica

La revisión bibliográfica efectuada en bibliotecas físicas y virtuales ha permitido identificar los siguientes antecedentes referidos al tema de investigación:

De Chan, E. (2015). *Bases de diseño hidráulico para los encauzamientos o canalizaciones de ríos* (tesis de licenciatura). Universidad Nacional Autónoma de México.

En algunos distritos de riego de México la infraestructura hidrológica agrícola y en especial la red mayor de sistemas de conducción, se opera a su máxima

capacidad e inclusive invadiendo el bordo libre, es decir en el periodo de mayor demanda se están requiriendo caudales mayores a los previstos en el proyecto de origen, entre otros factores, esto se puede deber a un incremento en la superficie bajo riego o a la implantación de cultivos con requerimientos hídricos superiores a los considerados durante la planeación de la zona de riego. A raíz de este incremento en la demanda en varios canales principales se han identificado deficiencias en su capacidad de conducción, ya que superan la capacidad de diseño.

De Cáceres, E. (2006). Modelación numérica del río Huancabamba en la zona Limón, utilizando River-2D. (Tesis de Licenciatura). Universidad de Piura, Perú.

El estudio basado en la modelación numérica concluye que hace sólo una década, el tiempo necesario para realizar algunas de las modelaciones, hubiera demandado meses o años en una PC ordinaria; sin mencionar el tiempo y esfuerzos necesarios para generar manualmente la geometría de mallas complicadas. Actualmente la velocidad de cómputo y los programas de pre y post-proceso gráfico, con capacidad de generación automática de mallas, hacen factible la modelación numérica en forma eficiente y competitiva contra otros métodos, como los modelos a escala.

De Guarniz, C. (2014). Comparación de los modelos hidráulicos unidimensional (HEC-RAS) y bidimensional (IBER) en el análisis de rotura en presas de materiales sueltos; y aplicación a la presa Palo Redondo. (Tesis de Licenciatura). Universidad Privada Antenor Orrego. Perú.

Tras la comparación de los modelamientos unidimensional vs bidimensional, el autor señala que el tratamiento del terreno como una malla de volúmenes finitos interconectados (modelo bidimensional) simula de manera más fiable el evento que el tratamiento de secciones unidas entre sí (modelo unidimensional). Sin embargo, si bien es cierto que los modelos bidimensionales tienen una gran capacidad de representación de los fenómenos reales frente a las limitaciones de los modelos unidimensionales, se debe tener en cuenta que hay situaciones en las que la simplicidad de un modelo unidimensional, nos puede aportar gran

economía y eficacia en la modelización, como puede ser el caso de un río con el cauce bien definido con un flujo apreciablemente unidimensional.

De D. Sánchez (2012) Determinación de la distribución de velocidades en un cuenco de disipación de energía de un vertedero de caída libre. (Tesis de Licenciatura). Universidad Politécnica de Cartagena Colombia.

Un resalto hidráulico es un fenómeno de variación rápida de la superficie libre del flujo, en la cual se produce una transición discontinua de flujo supercrítico a subcrítico en canales abiertos.

Generalmente, el resalto se forma cuando en una corriente rápida existe algún obstáculo o un cambio brusco de pendiente. Esto sucede al pie de estructuras hidráulicas tales como vertederos, rápidas, salidas de compuertas con descarga por el fondo, etc...

N. Del Toro (2013). BASES Y CRITERIOS DE DISEÑO DE CANALES CON FLUJO ESCALONADO Y SUJETOS A AIREACIÓN NATURAL. (Trabajo de graduación previo la obtención del título de Ingeniero Civil). Universidad Central del Ecuador.

Recomienda: "A pesar del incremento del uso de canales y vertederos escalonados con pendientes moderadas, a la fecha solo existen 2 criterios para su diseño: Los recomendados por Chanson (2002) y los de Ohtsu et al. (2004). A pesar de estos estudios, aún existen aspectos del flujo sobre canales escalonados con pendientes fuertes que no han sido totalmente comprendidos, por lo que los criterios de diseño también deben ser mejorados para aprovechar al máximo las propiedades disipadoras de estas estructuras, y reducir el tamaño y costo de otras estructuras al pie del canal".

2.1.1. Factores Hidrológicos

Los factores que influyen en la obtención de diseños adecuados que garanticen el buen funcionamiento del sistema de drenaje proyectado, acorde a las exigencias hidrológicas de la zona de estudio.

El primer factor a considerar se refiere al tamaño de la cuenca como factor hidrológico, donde el caudal aportado estará en función a las condiciones climáticas, fisiográficas, topográficas, tipo de cobertura vegetal, tipo de manejo de suelo y capacidad de almacenamiento.

Los factores geológicos e hidrológicos que influyen en el diseño se refieren a la presencia de aguas subterráneas, naturaleza y condiciones de las rocas permeables y de los suelos: su homogeneidad, estratificación, conductividad hidráulica, compresibilidad, etc. Y también a la presencia de zonas proclives de ser afectadas por fenómenos de geodinámica externa de origen hídrico.

Estudios de Campo: Los estudios de campo deben efectuarse con el propósito de identificar, obtener y evaluar la información referida; así mismo permite identificar y evaluar los sectores críticos actuales y potenciales de origen hídrico.

Evaluación de la Información Hidrológica: De acuerdo a la información más disponible se elegirá el método más adecuado para obtener estimaciones de la magnitud del caudal, el cual será verificado con las observaciones directas realizadas en el punto de interés, tales como medidas de marcas de agua de crecidas importantes y análisis del comportamiento de obras existentes.

Área del Proyecto – Estudio de las Cuencas Hidrográficas: El estudio de cuencas está orientado a determinar sus características hídricas y geomorfológicas respecto a su aporte y el comportamiento hidrológico. El mayor conocimiento de la dinámica de las cuencas permitirá tomar mejores decisiones respecto al establecimiento de las obras viales.

Selección del Periodo de Retorno: El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “T” años, se le denomina periodo de retorno “T”. Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de “n” años.

Determinación de la Tormenta de Diseño: Es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta

de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales.

Tiempo de Concentración: Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

Histograma de Diseño: Los métodos hidrológicos más modernos requieren no solo del valor de lluvia o intensidad de diseño, sino de una distribución temporal (tormenta), es decir el método estudia la distribución en el tiempo de las tormentas observadas.

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

Estimación de Caudales: Cuando existen datos de aforo en cantidad suficiente, se realiza un análisis estadístico de los caudales máximos instantáneos anuales para la estación más cercana al punto de interés. Se calculan los caudales para los periodos de retorno de interés.

Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal Q . Cuando ocurre la lluvia, la cuenca se humedece de manera progresiva, infiltrándose una parte en el subsuelo y luego de un tiempo, el flujo se convierte en flujo superficial.

Avenida de Diseño: Es el caudal que se escoge, mediante diversas consideraciones, para dimensionar un proyecto. Para su determinación se usa la información básica proporcionada por el estudio hidrológico y se incorporan los conceptos correspondientes a riesgo, vulnerabilidad, importancia, costo de obra, tipo de río y de puente.

La avenida de diseño debe escogerse de modo de garantizar la estabilidad del río y del puente teniendo en cuenta la evaluación de los daños potenciales involucrados en una potencial falla.

2.2. Consideraciones para el Diseño Hidráulico

2.2.1. Información Básica

Se establecerá recomendaciones generales para la ejecución de los estudios de hidráulica fluvial para puentes, que incluye, aspectos topográficos, ejecución de muestreos para la determinación de diámetros representativos del lecho y criterios para la estimación de la rugosidad del lecho.

2.2.2. Área del Proyecto

El estudio de cuencas está orientado a determinar sus características hídricas y geomorfológicas respecto a su aporte y el comportamiento hidrológico. El mayor conocimiento de la dinámica de las cuencas permitirá tomar mejores decisiones respecto al establecimiento de las obras viales.

Es importante determinar las características físicas de las cuencas como son: el área, forma de la cuenca, sistemas de drenaje, características del relieve, suelos, etc. Estas características dependen de la morfología (forma, relieve, red de drenaje, etc.), los tipos de suelos, la cobertura vegetal, la geología, las prácticas agrícolas, etc. Estos elementos físicos proporcionan la más conveniente posibilidad de conocer la variación en el espacio de los 23 elementos del régimen hidrológico. El estudio de cuencas hidrográficas deberá efectuarse en planos que cuenta el IGN en escala 1:100,000 y preferentemente a una escala de 1/25,000, con tal de obtener resultados esperados.

2.2.3. Modelos de distribución

La distribución normal tiene gran utilidad en hidrología, siendo algunas de sus principales aplicaciones:

En el ajuste de distribuciones empíricas de variables hidrológicas de intervalos de tiempos grandes tales como variables medias anuales, mensuales, estacionales, etc., que pueden ser caudales, precipitación, entre otros.

Análisis de los errores aleatorios en las observaciones o mediciones hidrológicas.

Como referencia para comparar varias distribuciones teóricas de ajuste en una distribución empírica.

Para hacer procesos de inferencia estadística.

Para generación de datos por el método de Monte Carlo. El inconveniente en la generación de datos, es que se obtienen valores negativos, lo cual físicamente no es justificado.

Ajuste

El ajuste puede realizarse gráficamente utilizando papel probabilístico normal o analíticamente, mediante los estadísticos Chi-cuadrado o Smirnov-Kolmogorov.

Distribución Normal

Distribución Log Normal 2 parámetros

Distribución Log Normal 3 parámetros

Distribución Gamma 2 parámetros

Distribución Gamma 3 parámetros

Distribución Log Pearson tipo III

Distribución Gumbel

Distribución Log Gumbel

Distribución log-normal

Las distribuciones logarítmicas más conocidas en hidrología son la log-normal, log-Pearson tipo III y log-Gumbel. Por ejemplo, si la variable aleatoria X , tiene una distribución log-normal, esto significa que $Y = \ln X$, tiene una distribución normal. Análogamente, si X es una variable aleatoria log-Pearson tipo III, $Y = \ln X$ es una variable aleatoria Pearson tipo III. También, si la variable aleatoria X , tiene una distribución log-Gumbel $Y = \ln X$, es una variable aleatoria Gumbel. Es

posible una generalización, en el caso que se introduzca un límite inferior x_0 , en cuyo caso los $\ln X$, anteriores, es sustituido por $\ln(X - x_0)$.

En este apartado, se estudian las distribuciones log-normal. Hay una distribución log-normal de 2 parámetros y otra de 3 parámetros, en la de 3 parámetros, el tercer parámetro es el límite inferior x_0 , denominado parámetro de posición.

Distribución log-normal 2 parámetros

Muchos procesos hidrológicos tienen sesgo positivo y no son normalmente distribuidos. Sin embargo, en muchos casos para variables aleatorias estrictamente positivas:

$X > 0$, su logaritmo $Y = \ln(X)$ es descrito por una distribución. Esto es particularmente cierto, si la variable hidrológica resulta de algunos procesos multiplicativos.

La variable aleatoria X , es positiva y el límite inferior x_0 no aparece.

La variable aleatoria $Y = \ln X$, es normalmente distribuida con media μ_y y varianza σ^2 y se usan estos parámetros para especificar que la distribución es logarítmica, puesto que también puede usarse la media y la varianza de X .

Función Densidad

Se dice que una variable aleatoria X , tiene una distribución log-normal de 2 parámetros, si su función densidad es:

$$f(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2} \dots(2.0)$$

Para $0 < x < \infty$

$$x \sim \log N(\mu_y, \sigma_y^2)$$

Donde μ_y, σ_y , son la media desviación estándar de los logaritmos naturales de x , es decir de $\ln x$, y representan respectivamente, el parámetro de escala y el parámetro de forma de la distribución.

Función de distribución en términos de $y = \ln x$

Puesto que $y = \ln x \Rightarrow dy = \frac{1}{x} dx \Rightarrow \frac{dx}{dy} = x \dots (2.1)$

También, por las distribuciones, se tiene:

$$f(y) dy = f(x) dx$$

O

$$f(y) = f(x) \frac{dx}{dy} \dots (2.2)$$

Sustituyendo (2.0) y (2.1), en (2.2), resulta:

$$f(y) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2} x$$

o también:

$$f(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2} \dots (2.3)$$

Finalmente, reemplazando $y = \ln x$, se tiene:

$$f(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{y - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2} \dots (2.4)$$

Para $-\infty < y < \infty$ y $y = \ln x$

$$y \sim N(\mu_y, \sigma_y^2)$$

Siendo:

μ_y = parámetro de escala

σ_y = parámetro de forma

Función de distribución acumulada

La función de distribución acumulada de la distribución log-normal de 2 parámetros, es la integral de las ecuaciones (2.1) o (2.2), es decir:

$$F(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} \int_0^x e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2} dx \dots (2.5)$$

o

$$F(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_y} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{y - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2} dy \dots (2.6)$$

$$\text{Si } F(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^Z e^{-\frac{Z^2}{2}} dZ \dots (2.7)$$

$Z \sim N(0,1)$

Nota. Para el cálculo de la distribución acumulada de la normal o la log-normal una vez conocido sus parámetros, hacer la transformación normal estándar y usar las tablas o ecuaciones de aproximación, elaboradas para su cálculo.

Estimación de parámetros, método de momentos

Utilizando el método de los momentos, las relaciones entre la media y la varianza de la variable X y los parámetros μ_y y σ_y^2 , que se obtiene, son:

$$\text{Media: } \bar{X} = E(x) = e^{\mu_y + \frac{\sigma_y^2}{2}} \dots (2.8)$$

$$\text{Varianza: } S^2 = E[x - E(x)]^2 = e^{2\mu_y + \sigma_y^2} (e^{\sigma_y^2} - 1) \dots (2.9)$$

$$\text{Desviación estándar: } S = e^{\mu_y + \frac{\sigma_y^2}{2}} (e^{\sigma_y^2} - 1)^{1/2} \dots (2.10)$$

$$\text{Coeficiente de variación: } C_v = \frac{S}{\bar{X}} = (e^{\sigma_y^2} - 1)^{1/2} \dots (2.11)$$

$$C_v^2 = e^{\sigma_y^2} - 1$$

$$1 + C_v^2 = e^{\sigma_y^2} \dots (2.12)$$

Tomando logaritmos a (2.12), se tiene:

$$\ln(1 + C_v^2) = \sigma_y^2 \dots (2.13)$$

$$\therefore \sigma_y^2 = \ln(1 + C_v^2) \dots (2.14)$$

$$\sigma_y = \sqrt{\ln(1 + C_v^2)} \dots (2.15)$$

Tomando logaritmos a (2.8), resulta:

$$\ln \bar{X} = \mu_Y + \frac{\sigma_y^2}{2}$$

$$\mu_Y = \ln \bar{X} - \frac{\sigma_y^2}{2} \dots (2.16)$$

Sustituye (2.15) en (2.16), se tiene:

$$\mu_Y = \ln \bar{X} - \frac{1}{2} \ln(1 + C_v^2)$$

$$\mu_Y = \frac{1}{2} \ln \bar{X}^2 - \frac{1}{2} \ln(1 + C_v^2)$$

$$\mu_Y = \frac{1}{2} (\ln \bar{X}^2 - \ln(1 + C_v^2))$$

$$\mu_Y = \frac{1}{2} \ln\left(\frac{\bar{X}^2}{1 + C_v^2}\right) \dots (2.16)$$

Luego, dado un conjunto de valores $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$, con parámetros $\bar{X}, S, S^2 C_v$, los parámetros μ_Y, σ_y^2 , de la distribución log-normal de 2 parámetros, obtenidos por el método de momentos, se calculan con las ecuaciones (2.12) y (2.143), respectivamente.

El coeficiente de sesgo, también se obtiene del método de momentos, con la siguiente ecuación:

$$C_S = g = \frac{\mu_3}{\mu_2^{3/2}} = [e^{\sigma_y^2} - 1]^{\frac{1}{2}} [e^{\sigma_y^2} + 2] \dots (2.17)$$

Para valores prácticos de σ_y^2 : $0.1 < \sigma_y^2 < 0.6$, la relación es casi lineal y puede ser aproximada por:

$$C_S = g = 0.53 + 4.85 \sigma_y^2 \dots (2.18)$$

Que es correcta dentro del 2%, en el rango mencionado.

Recordar que para datos muestrales, el coeficiente de sesgo es:

$$C_S = \frac{n^2 M_3}{(n-1)(n-2)S^2} \dots (2.19)$$

Siendo

$$M_3 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^3}{n} \dots (2.20)$$

Y la desviación estándar, es:

$$\mu_2 = S = \sqrt{\frac{1}{n-1} (\sum_{i=1}^n x_i^2 - n\bar{X}^2)} \dots (2.21)$$

Estimación de parámetros, método de máxima verosimilitud

Utilizando el método de máxima verosimilitud, los parámetros μ_y y σ^2 se obtienen, con las siguientes relaciones:

$$\mu_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \dots (2.22)$$

$$\sigma_y^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \mu_2)^2 \dots (2.23)$$

Estimación de parámetros, método de momentos lineales

Utilizando el método de momentos lineales μ_y y σ^2 , se obtienen, con las siguientes relaciones:

$$\mu_y = \lambda_1 \dots (2.24)$$

$$\sigma_y = \sqrt{\lambda_2} \dots (2.25)$$

Donde λ_1, λ_2 = primer y segundo momento lineal calculados con los $y_i = \ln x_i$

Nota. Muchos registros hidrometeorológicos, tienen como valores de sus variables un valor igual a 0 (ejemplo, si no llueve la precipitación será 0- Al utilizar la distribución log-normal, cuando se toma logaritmos a estos valores, el resultado es $-\infty$, Para dar solución a este problema, se pueden hacer cualquiera de los siguientes artificios:

1. Sumar 1 a todos los datos

2. Sumar un valor pequeño a todos los datos (por ejemplo: 0.1, 0.01, 0.001, etc.)

3. Sustituir los ceros por un 1

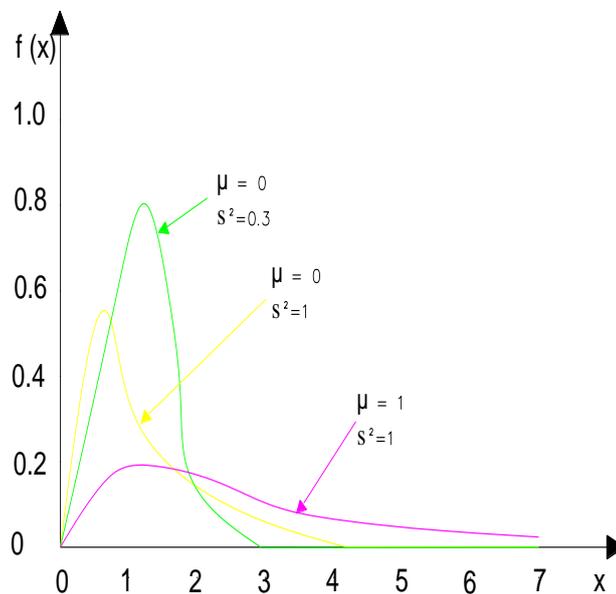
4. Sustituir los ceros por un valor positivos pequeño

5. Ignorar todos los ceros del registro

Todas estas soluciones, afectan los parámetros de la distribución log-normal; las soluciones 1 y 2 afecta el valor de μ_y , mientras que las soluciones 3,4 y 5, afectan a μ_y y σ^2 .

En la figura 1.0, se presenta la función densidad de la distribución log-normal de 2 parámetros, para varios valores de μ y σ^2 .

Ilustración 1: Distribución log-normal de 2 parámetros, con varios valores de μ y σ .



Fuente: Manual De Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC

Distribución log-normal de 3 parámetros

La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x-x_0)(2\pi)s_y} e^{-1/2((\ln x-x_0)-\mu_y s_y)^2} \dots (2.26)$$

Para $x > x_0$

Donde:

X0: parámetro de posición

μ_y : Parámetro de escala o media

sy^2 : Parámetro de forma o varianza

Distribución Gamma 2 Parámetros

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \dots (2.27)$$

Válido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < y < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Donde:

Y: parámetro de forma

β : Parámetro de escala

Distribución Gamma 3 Parámetros

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(x-x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \dots (2.28)$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < y < \infty$$

Donde

x_0 : Origen de la variable x , parámetro de posición

γ : parámetro de forma

β : Parámetro de escala

Distribución Log Pearson Tipo III

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x \beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \dots (2.29)$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

x_0 : Parámetro de posición

γ : parámetro de forma

β : Parámetro de escala

Distribución Gumbel

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

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \dots (2.30)$$

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

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

$$\beta = \mu - 0.45\sigma \dots(2.31)$$

Donde:

α : Parámetro de concentración

β : Parámetro de localización

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

$$x = x + k\sigma_x \dots(2.32)$$

Donde:

X: Valor con una probabilidad dada.

X: Media de la serie.

K: factor de frecuencia

Distribución Log Gumbel

La variable aleatoria reducida log Gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha} \dots(2.29)$$

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

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \dots(2.30)$$

2.2.4. Topografía

El levantamiento topográfico que se requiere, debe abarcar el tramo involucrado donde se proyectará el puente, recomendándose que dicho levantamiento topográfico debe comprender lo siguiente:

En ríos con amplias llanuras de inundación donde el puente produzca contracción del flujo de avenida el levantamiento abarcará 12 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 6 veces hacia aguas abajo.

En ríos donde el puente no produzca contracción del flujo de avenida y ofrezca una pendiente pronunciada el levantamiento topográfico abarcará 8 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 4 veces hacia aguas

abajo. El levantamiento topográfico no debe ser menor a 150 m aguas arriba y 150 m aguas abajo del eje del puente propuesto.

En caso que el eje del puente propuesto se ubique cerca de la desembocadura con un río principal, lago o mar el levantamiento topográfico deberá incluir la zona de confluencia.

Sin embargo, el requerimiento mínimo para el levantamiento topográfico puede extenderse o limitarse, sin perjudicar los objetivos del proyecto.

Entonces, se recomienda que el levantamiento topográfico debe incluir la estructura existente, niveles de agua actuales, marcas de agua en la estructura existente, toma del perfil longitudinal del curso natural, secciones transversales del curso natural espaciados no mayor a 0.5 veces el ancho del cauce principal del curso natural y otros aspectos y/o singularidades de relevancia para el estudio hidráulico, teniendo en cuenta además la forma irregular que generalmente presentan las secciones transversales de los cauces naturales, el levantamiento topográfico deberá representar la zona en estudio adecuadamente de tal manera que permita identificar puntos altos, bajos e irregularidades del lecho como islotes, zonas de depresión asociadas a socavación, etc.

Para estudios en regiones de selva de nuestro país, el levantamiento topográfico Batimétrico deberá abarcar las áreas de inundación asociadas a las crecidas de los cursos naturales muy comunes en esta zona, es decir el levantamiento topográfico deberá cubrir toda la zona afectada por este fenómeno relevante para el estudio.

2.2.5. Avenida de Diseño o Caudal Máximo y Períodos de Retorno

Hidrograma sintético triangular del SCS.

Con base en la revisión de un gran número de HU, el SCS sugiere este hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m³/s.cm.

El volumen generado por la separación de la lluvia en neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario.

Además de los Hidrograma naturales, existen Hidrograma sintéticos que son simulados, artificialmente y se obtienen usando las características fisiográficas y parámetros de la cuenca de interés. Su finalidad es representar o simular un Hidrograma representativo del fenómeno hidrológico de la cuenca, para determinar el caudal pico para diseñar.

Con base en la revisión de un gran número de HU, el SCS sugiere este Hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m³/s. El volumen generado por la separación de la lluvia neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del Hidrograma unitario.

En primer lugar, necesitamos conocer el tiempo de concentración en horas, para lo cual emplearemos los métodos de Kirpich y California Culverts Practice, los cuales nos dan el tiempo de concentración en minutos, y con una simple conversión los transformaremos a minutos.

Método de Kirpich (En min)

$$T_c = 0.01947 L^{0.77} S^{-0.385} \dots (2.31)$$

Donde:

L = Longitud del Curso de Agua más Largo, en m.

S= Pendiente de la cuenca, en m/m.

Método California Curverts Practice (En min)

$$T_c = 0.0195 (L^3/H)^{0.385} \dots (2.32)$$

Donde:

L = Longitud del Curso de Agua más Largo, en m.

H= Diferencia entre el nivel de divisorias de las aguas y la salida, en m.

Luego de obtener los tiempos de concentración, se calculará el tiempo de retraso mediante la siguiente expresión:

$$T_r = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \dots (2.33)$$

Donde:

Tr: Tiempo de retraso

L: Longitud en m.

El siguiente paso vendría a ser el cálculo del Tiempo Pico con los datos obtenidos anteriormente. Esto por motivos netamente propios será calculado con el tiempo de concentración de la fórmula de Kirpich. Y se calculará mediante la siguiente fórmula:

$$T_p = \sqrt{T_c} + T_r \dots(2.34)$$

Donde:

Tp: Tiempo Pico

Tc: Tiempo de concentración

Tr: Tiempo de retraso

El siguiente paso será calcular el Tiempo Base con la siguiente fórmula:

$$T_b = 2.67 * T_p \dots(2.35)$$

Donde:

Tb: Tiempo Base

Tp: Tiempo Pico

Luego de obtener el Tiempo base se procederá a calcular el Caudal Unitario q_p , el cual está dado por la siguiente expresión:

$$q_p = \frac{0.55 * A}{T_b} \dots(2.36)$$

Donde:

q_p : Caudal unitario (m^3/s)

A: Área de la cuenca (Km^2)

T_b: Tiempo Base

Después de haber obtenido el Caudal Unitario necesitamos hallar la Altura de Lluvia, que depende del caudal en función del tiempo de retorno que nos arroja el Software Hidroesta. Y está reflejado en la siguiente ecuación:

$$P = P_d * \left[\frac{T_c}{1440} \right]^{0.25} \dots(2.37)$$

Donde:

P: Altura de lluvia en mm

P_d : Caudal obtenido en el software para el tiempo de retorno proyectado.

T_c : Tiempo de concentración.

Una vez obtenida la altura de lluvia se procederá a calcular la Precipitación efectiva, que está en función de la altura de lluvia y del Número de escurrimiento, que nos proporciona el manual del MTC. Esta fórmula nos permite calcular la precipitación libre de escurrimiento que se filtra en las capas del suelo. Y está expresado de la siguiente manera:

$$P_e = \frac{P - \frac{5080}{N} + 50.80}{P + \frac{20320}{N} + 230.20} \dots (2.38)$$

Donde:

P_e : Precipitación Efectiva

P: Altura de lluvia en mm

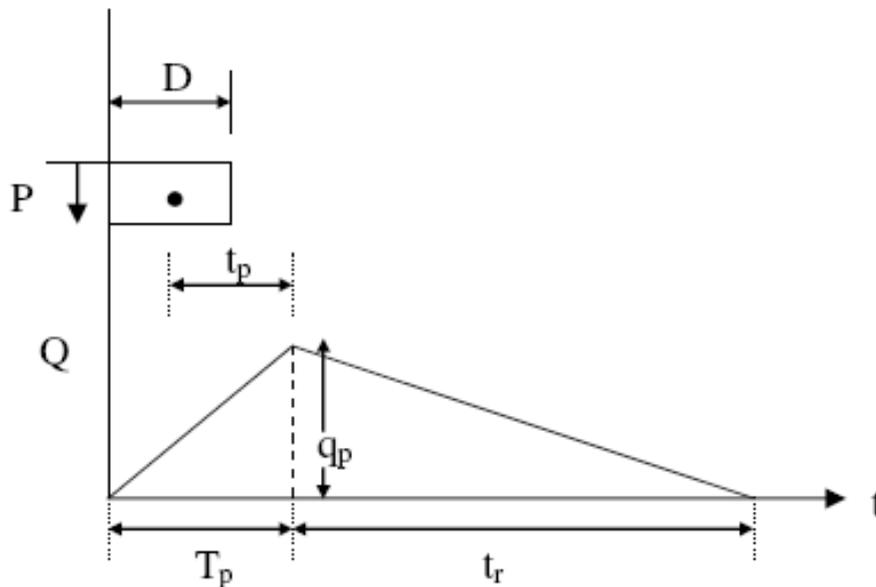
N: Número de escurrimiento

Tabla 1: Número de escurrimiento según el grupo hidrológico del suelo

DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación con tratamiento de conservación	72 62	81 71	88 78	91 81
Pastizales: condiciones pobres condiciones óptimas	68 39	79 61	86 74	89 80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas, cubierta buena ²	45 25	66 55	77 70	83 77
Área abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc. óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50 al 75%	39 49	61 69	74 79	80 84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos Industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial ³ :				
Tamaño promedio del lote Porcentaje promedio impermeable ⁴				
1/8 acre o menos 65	77	85	90	92
1/4 acre 38	61	75	83	87
1/3 acre 30	57	72	81	86
1/2 acre 25	54	70	80	85
1 acre 20	51	68	79	84
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁵	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje

Ilustración 2: Hidrograma Unitario Triangular del SCS.



Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow)

Finalmente, para hallar el caudal máximo mediante este método, multiplicaremos la Precipitación efectiva y el Caudal Unitario. Esto nos dará una cantidad expresada en m^3/s , cuya ecuación será:

$$Q_{max} = P_e * q_p \dots(2.39)$$

Donde:

Q_{max} : Caudal Máximo

P_e : Precipitación Efectiva

q_p : Caudal Unitario

2.2.6. Galibo o altura libre

Se define como el espacio libre entre el nivel máximo del flujo de crecida y el nivel inferior del tablero del puente proyectado.

El objetivo del galibo es dejar pasar las fluctuaciones de flujo cuando la corriente interactúa con la estructura proyectada producto de la sobre elevación del flujo, por efectos de remanso, transporte de materiales flotantes como ramas, palizadas, troncos e incluso árboles y otros materiales flotantes que transporta la corriente.

Cuando existe evidencia que la corriente transporta material sólido, troncos, palizada u otros objetos voluminosos, el galibo mínimo asociado al nivel de agua máximas deberá ser de 2.5m.

En el caso que la corriente sea relativamente limpia se considera un galibo de 2.0 m por encima del nivel de aguas máximas extraordinarias.

En el caso de ríos navegables, la altura del galibo se sujetará a lo establecido en el Manual de Diseño Geométrico – DG -2001.

Coeficiente de rugosidad de cauces naturales (n de Manning)

Para obtener el coeficiente de Manning, se requiere de la experiencia del especialista para realizar las estimaciones, que puede apoyarse en antecedentes de casos similares, tablas y publicaciones técnicas disponibles, sobre la base de datos recopiladas en la etapa de campo.

Evaluación de obras existentes e información adicional

Permite verificar que la obra proyectada no provoque alteraciones desde el punto de vista de la hidráulica fluvial sobre obras existentes o viceversa, como cambios bruscos de pendiente que produzcan erosión, sedimentación, efectos de remanso, formación de nuevos cauces. Etc.

Es imprescindible y necesario conocer, las características locales del cauce, como áreas inundables, puntos críticos de desborde, frecuencia de inundación, épocas donde incrementa su caudal, marcas de agua dejadas por avenidas anteriores, puntos críticos donde se presenta erosión y sedimentación, materia que acarrea la corriente, entre otras informaciones necesarias para el diseño, lo cual se puede conseguir a través de consultas a pobladores de más antigüedad en el diseño del proyecto.

2.2.7. Rugosidad (n) Manning

Conocido como el valor de rugosidad de Manning, es un componente muy importante porque su valor condiciona, el grado de resistencia o no al flujo del agua a través del cauce, un valor alto nos proporcionará resistencia que hará

que el nivel del agua sea más alto y a menor valor de rugosidad, los niveles serán menores.

Basados en la visita de campo y de la revisión de bibliografía y una inspección por tramos realizados en el mismo río, se está proponiendo valores en los tramos especificados en función al material del cauce y los bordes.

Tabla 2: Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material Involucrado	Tierra		0.02
	Corte en Roca	n ₀	0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	n ₁	0
	Menor		0.005
	Moderado		0.01
	Severo		0.02
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual		0
	Ocasionalmente Alternante	n ₂	0.05
	Frecuentemente Alternante		0.010-0.015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Insignificante		0
	Menor	n ₃	0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n ₄	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy Alta		0.050-0.100
Grado de los Efectos por Meandro	Menor		1
	Apreciable	n ₅	1.15
	Severo		1.3

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC

2.3. Cálculo hidráulico de la red de alcantarillado.

El método de cálculo de los caudales de cada tramo de la red de alcantarillado se realizará empleando la tasa de contribución por unidad de longitud, según el cual la tasa de contribución se calculará con las siguientes fórmulas:

Tasa de Contribución Inicial y Final: $TC_i = Q_{pi} / LTT$

$$TC_f = Q_{pf} / LTT_0$$

Donde:

TCI = Tasa Contribución máximo horario Inicial (lt/seg) TC f = Tasa Contribución máximo horario Final (lt/seg) Qpl = Caudal promedio Inicial (lt/seg)

QpF = Caudal promedio Final (lt/seg) LTT = Longitud Total de Tubería (m) LT = Longitud Tramo (m)

2.4.1 Caudal

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

El cálculo del caudal de paso a tubo lleno por las tuberías se efectuará con la fórmula de Manning. Dónde:

Q: caudal (m³/s)

A: área de corte transversal del cauce R: radio hidráulico (m)

S: pendiente de energía (m/m)

n: coeficiente de rugosidad de manning

2.4.2 Pendiente Mínima

De acuerdo al RNE, se utilizará la fórmula de cálculo de la pendiente mínima que se indica a continuación:

$$I_o = 0.0055 \cdot Q_i^{-0.47}$$

Dónde:

Q_i: Caudal Inicial (lps)

I_o: Pendiente mínima (m/m)

2.4.3 *Velocidad*

$$V = 0.397 \times 1/n \times D_i^{2/3} \times (S/1000)^{0.5}$$

Dónde:

D_i —>Diámetro interior (m) S_o —> Pendiente mínima (o/oo) n —>Coeficiente de Manning

2.4.4 *Relaciones hidráulicas*

Para el cálculo de las velocidades reales y tirantes de agua reales se emplearán las siguientes relaciones hidráulicas de conductos circulares:

$$fq = q_i \text{ ó } q_f / Q$$

Dónde: q_i ó q_f —> Caudal inicial ó final

Q —>Caudal (lt/seg)

2.4.5 *Velocidad Real:*

$$v = f_v \times V$$

Dónde: f_v —>Relación velocidad (de cuadro de relación de elementos hidráulicos, según fórmula de Manning) V —> Velocidad (mt/seg)

2.4.6 *Radio Hidráulico:*

$$R_H = (v \times n \times (S_o \text{ min} / 1000)^{0.5})^{1.5}$$

Dónde: v —> Velocidad Real (m/seg) S_o —>Pendiente mínima (o/oo) n —> Coeficiente de Manning.

2.4.7 Tirante:

$$y = f_d \times D_i$$

Dónde:

f_d —>Relación altura (de cuadro de relación de elementos hidráulicos, según fórmula de Manning)

D_i —> Diámetro interior (mt).

2.4.8 Tensión Tractiva:

$$\sigma = 1000 \times g \times R_H \times (S/1000)$$

Dónde:

σ —> Tensión tractiva en Pascal

g —>Aceleración de la gravedad (m/s²) R_H —>Radio hidráulico (m) S_o —>Pendiente mínima (o/oo)

2.4.9 Velocidad Crítica:

De acuerdo al RNE se verificará la velocidad de paso del agua por las tuberías, de manera que, si la Velocidad real es mayor que la Velocidad crítica el tirante máximo de agua será no mayor de 50% del diámetro del conducto, calculando la velocidad crítica con la fórmula:

$$V_c = 6 \cdot ((g \cdot R_H)^{1/2})$$

Dónde:

g —> Aceleración de la gravedad (m/s^2) RH —> Radio hidráulico (m).

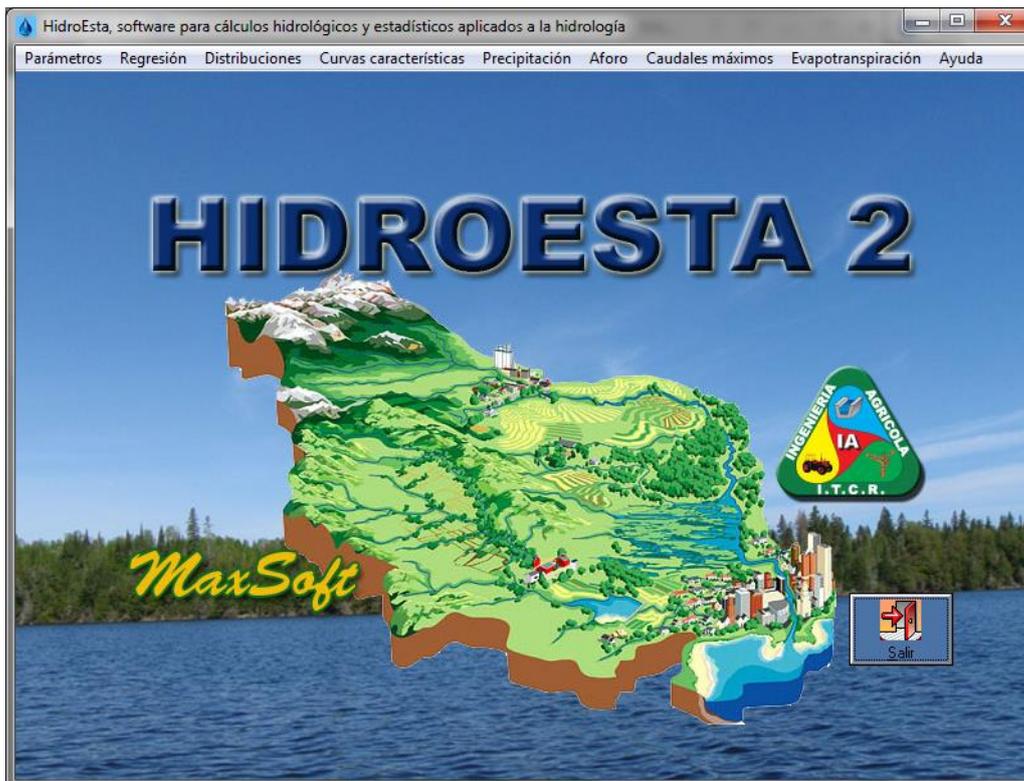
2.4. Hidrología Estadística

El análisis de frecuencias referido a precipitaciones máximas diarias, tiene la finalidad de estimar precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discontinuos o continuos, cuya estimación de parámetros se ha realizado mediante el Método de Momentos.

Hidroesta: Es una Herramienta computacional utilizando Visual Basic, para cálculos hidrológicos y estadísticos aplicados a la Hidrología. Este software facilita y simplifica los cálculos laboriosos, y el proceso del análisis de la abundante información que se deben realizar en los estudios hidrológicos. El software permite el cálculo de los parámetros estadísticos, cálculos de regresión lineal, no lineal, simple y múltiple así como regresión polinomial, evaluar si una serie de datos, si se ajustan a una serie de distribuciones, calcular a partir de la curva de variación estacional o la curva de duración, eventos de diseño con determinada probabilidad de ocurrencia, realizar el análisis de una tormenta y calcular intensidades máximas, a partir de datos de pluviogramas, los cálculos de aforos realizados con molinetes o correntómetros, el cálculo de caudales máximos, con métodos empíricos y estadísticos, cálculos de la evapotranspiración y cálculo del balance hídrico. Hidroesta proporciona una herramienta que permite realizar cálculos, simulaciones rápidas, y determinar los caudales o precipitaciones de diseño. Para nuestro caso de estudio lo utilizaremos en la generación de frecuencias, para la generación de periodos de retorno.

Periodo de Retorno: El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada "T" años, se le denomina Período de Retorno "T". Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años.

Ilustración 3: Pantalla de Inicio del Hidroesta



Fuente: Hidroesta2

2.6 Modelamiento del flujo en cauces naturales

Según las características del comportamiento del río, se puede aproximar a un tipo de flujo cercano a la realidad en base a los objetivos y herramientas que se dispone. En la grafico 2.4 se muestra la clasificación de flujos que pueden ser representados matemáticamente.

Ilustración 4: Clasificación de Flujos



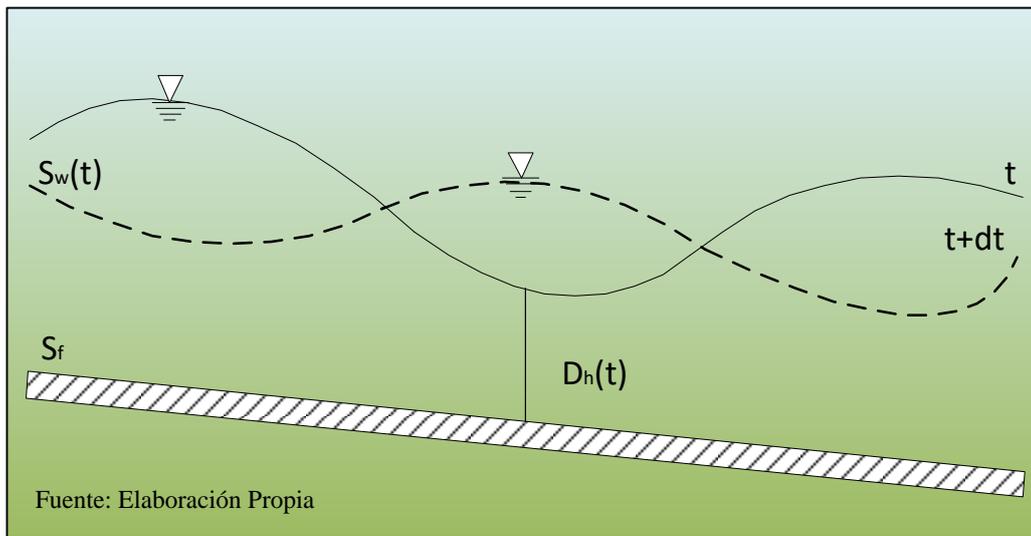
Fuente: Estudio para determinar las áreas de inundación de la sub cuenca del río Quesemayo.

2.6.1. Modelamiento Unidimensional

La forma general para la hipótesis y conceptos fundamentales usadas en la modelación matemática de ríos, son establecidas en las ecuaciones de flujo no permanente (unsteady) y no uniforme (non-uniform) para canales abiertos.

Grafico N° 1: Flujo no Permanente donde el Caudal varía en el tiempo

Ilustración 5: Flujo no Permanente donde el Caudal varía en el tiempo



Fuente: Elaboración propia

El análisis unidimensional del flujo no permanente tradicionalmente es representado por las ecuaciones de Saint Venant (1871), en las cuales se asume:

El agua es incompresible y homogénea.

La curvatura de la línea de flujo es pequeña y las aceleraciones verticales son omisibles, por lo tanto, la presión es hidrostática.

Los efectos de fricción de borde y turbulencia pueden ser calculados mediante las leyes de resistencia análogas a los usados para flujo permanente.

El ángulo de inclinación del fondo (lecho) es pequeño, tal que el coseno de dicho puede ser representado por la unidad.

Es suficiente solo dos variables dependientes para describir el flujo unidimensional, por ejemplo, el tirante de agua (y) y la descarga Q en cualquier sección transversal. Esas variables dependientes definen el estado del movimiento del flujo como función de dos variables independientes (" x " para el espacio y " t " para el tiempo).

A partir de la necesidad de dos variables dependientes, se requiere entonces dos ecuaciones, cada una representando una ley física. Sin embargo, podemos

formular tres leyes físicas en cada flujo: conservación de la masa, momentum, y energía.

Cuando el flujo variable no es continuo (saltos hidráulicos, ondas) son posibles dos representaciones: conservación de masa y momentum o conservación de masa y energía. Las dos representaciones no son equivalentes y solo una de ellas es correcta.

Cuando el flujo variable es continuo, cualquiera de las dos representaciones puede ser usada puesto que son equivalentes.

2.6.2. Esquemas Unidimensionales

Régimen Permanente

Para el estudio de los niveles y velocidades de agua en ríos, la aproximación que más se ha utilizado y utiliza hasta hoy es la del flujo unidimensional y régimen permanente gradualmente variado, las hipótesis fundamentales para esta forma de aproximación son el movimiento unidimensional, régimen permanente y fondo fijo. La ecuación fundamental es la conservación de la energía entre dos secciones de río, aunque también se utiliza la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento en zonas especiales (Ej.: puentes). Una ventaja de este tipo de análisis se debe a que estos esquemas de cálculo de curvas de remanso están del lado de la seguridad cuando el objetivo sea conocer los niveles máximos de una avenida. Se considera que el caudal utilizado en el cálculo en régimen permanente es la caudal punta de un hidrograma.

Régimen Variable

El régimen variable se puede subdividir en régimen gradualmente variado, cuando las variaciones en calado y caudal se producen en tiempos prolongados y distancias grandes (Ej.: propagación de una avenida en un gran río en régimen lento) y en régimen rápidamente variado cuando estas variaciones tienen lugar en tiempos cortos y distancias reducidas (Ej.: resaltos hidráulicos en ríos de alta pendiente, frente de onda producido por una rotura de presa).

Las ecuaciones que describen el régimen variable en lámina libre en una dimensión con las ecuaciones escritas por primera vez por Barre de Saint Venant en 1871 y que sirven para describir tanto en régimen gradualmente variable y rápidamente variable.

Desde 1871, se han desarrollado muchos esquemas numéricos de resolución de las ecuaciones completas de Saint Venant unidimensionales en lámina libre, los cuales se pueden clasificar en esquemas clásicos y los esquemas de alta resolución.

Esquemas Unidimensionales Clásicos

Estos se pueden dividir en tres grandes grupos: el método de las características, los métodos en diferencias finitas y métodos que usan elementos finitos.

El método de las características, pueden servir para canales prismáticos, pero su aplicación para canales no prismáticos y de geometría irregular es de una enorme complejidad y resultados de poca confiabilidad, por lo que no son adecuados, ni han sido utilizados en cauces fluviales.

Los métodos que emplean las diferencias finitas pueden clasificarse en diferencias finitas explícitas y diferencias finitas implícitas dependiendo del proceso de encontrar la solución a lo largo del tiempo, se realiza punto por punto en la malla de discretización espacial del dominio, o bien resolviendo conjuntamente todos los puntos de la malla en cada instante. Así mismo pueden tener distintos órdenes de aproximación según el término de error debido al truncamiento a la hora de expresar derivadas, y distintas posibilidades de discretización en cuanto a la localización de las variables de cálculo en la malla. Entre ellos el esquema de McCormack fue el más difundido; en un esquema de segundo orden de precisión en dos pasos que permite, en principio un tratamiento sencillo de los términos fuente. Los esquemas explícitos presentan el inconveniente de requerir incrementos de tiempo muy pequeños en el proceso de cálculo para cumplir la condición de estabilidad de Courant.

Entre los métodos en diferencias finitas implícitas destacan en primer lugar el esquema de Preissmann, también llamado esquema de los cuatro puntos, extensamente utilizado en ríos desde su formulación en los años 60

(Abbott,1979), (Chaudhry, 1993). Es un esquema que proporciona resultados muy precisos en régimen lento, con una gran velocidad de cálculo y que permite utilizar grandes incrementos de espacio y de tiempo. Otros esquemas en diferencias finitas implícitas son el esquema de Beam and Warming y el esquema de Vasiliev (Chaudhry, 1993). Los esquemas implícitos se han utilizado también para flujo rápidamente variado, aunque el incremento de tiempo debe reducirse hasta valores similares a los de los esquemas explícitos para representar las discontinuidades.

El método de los elementos finitos también se ha utilizado para la resolución de las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales. Este método, desarrollado y aplicado principalmente para problemas estructurales, da óptimos resultados para ecuaciones elípticas o parabólicas, mientras que las ecuaciones de Saint Venant forman un sistema hiperbólico. Necesita un elevado consumo de tiempo de cálculo y la integración temporal se debe hacer igualmente en diferencias finitas.

A la hora de representar fenómenos reales de propagación de avenidas en ríos, frecuentemente ocurre que se encuentran discontinuidades en la solución en forma de resaltos hidráulicas o frentes de onda, es decir, el flujo ya no es gradualmente variable sino rápidamente variable. Las mismas ecuaciones de Saint Venant pueden servir para representar el flujo rápidamente variable, si se escriben en forma conservativa, pero las aplicaciones sin más de los métodos mencionados pueden dar problemas de estabilidad y oscilaciones no reales de la solución.

Métodos de aislamiento de frente de onda (o Shock Fitting methods), consistentes en aislar la discontinuidad y tratarla como un contorno.

Métodos directos (Through methods o Shock Capturing methods). Este tipo de métodos son capaces de localizar, simular y propagar las soluciones discontinuas sin necesidad de ninguna técnica especial.

Esquemas Unidimensionales de Alta Resolución

A modo de referencia se hace una breve descripción de los esquemas unidimensionales de alta resolución, los cuales resuelven los problemas que se

presentan en el sub-ítem anterior, este tipo de esquemas se desarrollan en un principio para la resolución de problemas de dinámica de gases compresibles y se han utilizado luego para otros problemas como puede ser la resolución de las ecuaciones de Saint Venant. Aun así, la necesidad de obtener soluciones de calidad para las ecuaciones de Euler de dinámica de gases compresibles provocó un esfuerzo considerable hacia la obtención de esquemas de alta resolución para ellas, y en concreto para la resolución del problema de Riemann, los cuales son aquellos que cumplen:

La solución numérica es al menos de segundo orden de precisión en las regiones suaves de la solución.

Producen soluciones numéricas libres de oscilaciones espurias.

Las discontinuidades suavizadas se concretan en una zona estrecha de tan solo uno o dos incrementos de espacio de la malla.

Para la construcción de este tipo de esquemas es fundamental el concepto de Variación Total Decreciente (TVD, a partir de Total Variation Diminishing).

Hasta hace poco, casi todos los esquemas de alta resolución que se han utilizado para flujo en lámina libre en una dimensión se han aplicado únicamente para canal regular, aunque algunos utilizan las ecuaciones de Saint Venant para cauce de geometría irregular. Ello es debido a que para geometrías irregulares el papel del término independiente de las ecuaciones de Saint Venant y su tratamiento discreto es fundamental para representar correctamente el flujo, pero su inclusión en esquemas numéricos conservativos (los basados en el método de Godunov y todos los esquemas de alta resolución lo son) es complejo. El caso de régimen permanente es un caso particular del régimen variable y por lo tanto cualquier esquema numérico para la resolución del régimen variable, con unas condiciones de contorno constantes, debería ser capaz de reproducir correctamente el régimen permanente.

Los esquemas utilizados en los trabajos que se han mencionado no son capaces de converger a una solución correcta en régimen permanente que cumpla la ley de conservación de la energía para geometrías totalmente irregulares.

Modelos Comerciales Disponibles

Gracias al desarrollo de la modelación matemática y la creciente potencialidad de los ordenadores, el cálculo en régimen variable en una y dos dimensiones permite abordar con mayor detalle la solución de ciertos problemas de dinámica fluvial. Por otro lado, la existencia de estas herramientas ha provocado una mayor exigencia y competencia entre usuarios, por lo que cada vez es más necesario su conocimiento. La relación "modelo numérico - ordenador", abarca muchas áreas como la evolución histórica de la informática en paralelo a la modelación que se trata de resumir brevemente en la presente introducción a los softwares utilizados o modelos comerciales.

La evolución de la modelación numérica se suele describir dividiendo su estudio en base a generaciones de modelos. La primera generación en los años 50, consistió simplemente en utilizar primitivos ordenadores o calculadoras programables para la resolución de ecuaciones matemáticas.

La segunda generación (años 60) fueron modelos numéricos que se construían enteramente de principio a fin para un problema concreto, un ejemplo fue el modelo del delta del Río Mekong (China).

La tercera generación de modelos incluye los diversos esquemas de las ecuaciones planteadas en los primeros ítems, los cuales se hallan escritas en lenguajes de programación factibles para la modelación matemática, tal es el caso del lenguaje FORTRAN y se encuentran compilados en programas según metodologías de solución con variaciones adoptados por cada autor sin perder la esencia del modelo. Surgen así estos programas que resuelven diversos casos de la hidráulica fluvial, algunos se presentan en código libre (Ej.: archivos *. F) y en ejecutables (Ej.: archivos *.EXE) que pueden emplearse en Sistemas Operativos de la época y el lugar donde el ingreso de datos, procesamiento y la visualización de resultados se remitía a líneas de comandos sobre una pantalla monocroma.

La cuarta generación ocurrió gracias a la generalización de los ordenadores personales, estos también surgen ante la competencia comercial de la industria del software y hardware en los años ochenta dando origen al primer Interfaz

Gráfica de Usuario (GUI: Graphic User Interface) lanzado por la empresa Apple para su entorno MACINTOSH, el cual facilita la interacción del usuario con el ordenador a través de la utilización de un conjunto de imágenes, objetos pictóricos (iconos, ventanas) y un ratón (mouse). A esto se sumaron empresas como Microsoft para la creación del súper conocido WINDOWS, para el cual están diseñados la mayoría de programas de ingeniería utilizados en nuestro medio. Consecuentemente se logra dar un inmenso avance en la evolución del software para la simulación hidráulica de ríos con el empleo de modelos adaptados a interfaces graficas de usuario, resolviendo un problema para la toma de decisiones a nivel de diseño. Los modelos de cuarta generación son los que se usan en su mayoría actualmente.

Se comenta de una quinta generación, todavía a nivel de proyecto donde se incluye a los modelos hidráulicos dentro de sistemas informáticos más amplios junto con modelos complementarios (meteorológicos, hidrológicos, etc.) con actualizaciones y adquisición de datos automatizados (Ej.: sensores, imágenes satelitales, sistemas de información geográfica y otras bases de datos) los cuales representan verdaderos sistemas expertos, integrando el conocimiento en distintos campos. En esta generación se supone la unión entre la hidráulica computacional, la inteligencia artificial y los sistemas de apoyo a la toma de decisiones (DSS: Decision Support Systems). Con esta breve introducción, se describirá el modelo y software empleado para la presente investigación: El SEWER CAD que emplea un modelo unidimensional.

2.7. HEC RAS 5.1

HEC RAS es un programa que modela la hidráulica del flujo de agua a través de ríos naturales y otros canales.

CAPITULO III: MATERIAL Y METODOS

3.1 GENERALIDADES DE LA ZONA DE ESTUDIO

3.1.1 *Introducción*

En sistema de alcantarillado de la ciudad de Chota cuenta con cinco áreas de drenaje, se realizará el diseño del aérea de drenaje N°01

3.1.2 *Aspectos Físicos*

3.1.2.1 *Ubicación*

El distrito de Otuzco se encuentra ubicado en la parte central de la provincia, en la región andina norte del Perú. En el kilómetro 41 + 900 de la carretera Shiran - Otuzco.

Longitud: Teniendo en cuenta el meridiano base GREENWICH de 0°0'0" hacia el hemisferio occidental, está ubicado el Perú con su grado referencial, el que pasa por Lima es el de 75° de longitud occidental; más al oeste se ubica el departamento de La Libertad por cuya capital pasa el meridiano 78°30' más al occidente se ubica la capital de la provincia de Otuzco y distrito de Otuzco; por cuya plaza pasa el meridiano imaginario 78°39'29" de longitud occidental.

Latitud: De acuerdo al círculo máximo imaginario ecuatorial que marca 0°0'0" y divide la tierra en hemisferio norte y hemisferio sur. Nuestro país se localiza en el hemisferio sur, en cuanto nos referimos a Otuzco se encuentra más próximo a esta línea ecuatorial con una latitud de 7°12'05" y la ciudad de Otuzco se ubica más al norte de la capital departamental, por este lugar pasa el paralelo 6°33'48".

3.1.3 *Superficie*

El territorio de la Provincia de Otuzco es de 261.75 Km²; esto representa el 6.9% del total de la provincia, que se divide en 19 distritos que son:



3.1.4 Vías de comunicación y transporte

La provincia de Otuzco, cuenta con una infraestructura vial que cubre casi la totalidad de su territorio. Sus carreteras son principalmente caminos de herradura, que comunican a la ciudad capital con el resto de distritos y caseríos de las provincias.

A nivel local:

Se cuenta con una red de caminos de herradura. Tanto las carreteras secundarias, como las trochas y caminos de herradura

están en condiciones regulares, situación que se empeora durante el periodo lluvioso tornándose en intransitables.

3.1.5 Topografía

La topografía de la ciudad de Otuzco es un tanto accidentada con unas pendientes que van desde 5° al 15° en líneas generales.

3.1.6 Factores Climáticos

El clima constituye el estado atmosférico más frecuente o característico de la atmósfera, en una zona geográfica determinada y en un período largo de tiempo.

El clima es un recurso fundamental para el ser humano. Su conocimiento riguroso permite mitigar los impactos climáticos negativos, así como mejorar el aprovechamiento de sus efectos positivos. Está constituido por diversos factores o elementos como son la temperatura, la precipitación, la humedad relativa y la evapotranspiración, entre otros.

Todos estos factores permiten calcular el balance hídrico en una estación meteorológica y/o una zona geográfica. De igual forma, estos factores del clima, así como el balance hídrico permiten clasificar el clima de una zona determinada.

A) Promedios Climatológicos en Otuzco

El clima de Otuzco es templado en los valles y frío en las montañas y mesetas. En tres pisos ecológicos con distritos de ceja de costa, en sierra y los que están en ceja de selva, la temperatura general durante el día sobrepasa los 20°C y desciende a 0°C., por la noche, especialmente en los meses de invierno (Octubre – Marzo). La atmósfera es seca y las precipitaciones pluviales son escasas durante el verano (Mayo – Agosto).

Las precipitaciones pluviales, pueden convertirse en factores que ocasionen eventos adversos especialmente en viviendas ubicadas en las faldas de los cerros y en las vías de comunicación terrestre (Puentes, carreteras) o dañando terrenos de cultivo.

B) Temperatura

La temperatura del aire de estudio está determinada básicamente por su ubicación latitudinal, al no existir grandes diferencias altitudinales; en ese sentido se podría decir que la distribución de la temperatura del aire es casi homogénea.

La temperatura media anual máxima es 21,5°C (70,7°F) y la mínima 5,3°C (41,6°F). Las zonas altas son templadas y frías, según la altitud. La época de

lluvias es de enero a abril.

C) *Humedad Relativa*

Es la expresión porcentual del vapor de agua presente en la atmósfera a una temperatura determinada. Se dispone de varias estaciones meteorológicas que miden la humedad relativa en la zona.

La Humedad Relativa a nivel mensual varía entre el 71% a 76%, registrando los valores más altos los meses de enero a abril y a nivel anual se registra un promedio del 74%.

D) *Precipitaciones*

La precipitación mensual o estacional responde básicamente a la dinámica de la circulación general atmosférica y a las variaciones en latitud que experimentan los vientos durante el año.

3.1.7 *Suelos*

El suelo es un cuerpo natural, independiente, tridimensional y dinámico, que se ha generado debido a la interacción de sus factores de formación (clima, topografía, material parental, organismos y tiempo) y que ocupan un espacio pequeño y puntual en la superficie terrestre.

El suelo es clasificado basándose en su morfología y génesis, es decir, por sus características físico-químicas y biológicas, así como por la presencia de horizontes diagnóstico en el perfil.

El resumen de las características de los suelos de acuerdo a la capacidad de uso mayor de las tierras a nivel de subclase, se muestra en el siguiente cuadro:

TABLA N° 06: CLASIFICACION DE SUELOS DEL AREA DSE ESTUDIO

GRUPO	CLASE	SUB-CLASE	CARACTERISTICAS GENERALES PLAN DE MANEJO	ESPECIES RECOMENDABLES
A	A2	A2 (sc)	Tierras aptas para cultivos y limpias, con limitaciones ligeras edáficas (profundidad y físicas), así como climáticas. Se recomienda mejorar la fertilidad.	Complementando con el riego: maíz, pastos, frutales.
F	F3	F3c	Tierras aptas para producción forestal, con limitaciones climáticas. Requiere prácticas de manejo y explotación del bosque y una reforestación intensiva.	Las especies más recomendables: eucalipto, pino, ciprés.
P	P2	P2e	Tierras aptas para pastos, moderada calidad agrícola, con limitaciones por factores erosivos. Se recomienda pastoreo racional, potreros cercados, roturación del suelo y fertilización.	Festuca, Calamagrostis, tréboles.
X	X		Tierras protección, sus limitaciones son: Poca profundidad del suelo y topografía accidentada.	Se recomienda su uso: Recreación, protección y preservación de cuencas.

Fuente: Estudio del Proyecto agua y desagüe de la Ciudad de Otuzco.

3.1.8 Aspectos Socio-Económicos

La PEA en la Provincia de Otuzco corresponde al 55% de la población en edad de trabajar. La principal actividad económica en los distritos de la Red Chota es la agricultura, siendo los cultivos agrícolas más importantes como la papa, el maíz, la arveja, fríjol, yuca, olluco.

La actividad agropecuaria se orienta a la crianza de ganado vacuno, ovino,

porcino, aves de corral y cuyes; la carne de ganado vacuno, porcino y cuyes son los que se comercializa en los mercados.

3.1.8.1 Demografía

3.1.8.1.1 Población

De acuerdo a los datos del Censo 2017, elaborado por el INEI, demográficamente, la zona del Provincia se caracteriza por:

- **Población por grupos de edad.** - El 30.7% de la población total del distrito está conformada por menores de 14 años, el 61.4% por personas de edades que fluctúan entre 15 y 64 años y el 7.9% son mayores de 64 años. La edad promedio es de 28.9 años.
- **Menor población masculina respecto de la femenina.** - El índice de masculinidad (que expresa el número de hombres por cada 100 mujeres) es de 85.9. Es decir, existe un mayor número de mujeres que de hombres.
- **Tasas de natalidad y fecundidad.** - El promedio de hijos por mujer en la zona urbana es de 1.4 y en la zona rural es de 1.7, y el índice de fecundidad, medido por el promedio de embarazos por mujer en edad fértil (12-49 años), es de 0.96. La diferencia entre el promedio de hijos y el índice de fecundidad indica que existe un gran porcentaje de mujeres sin hijos y que las que tienen hijos son prolíficas.
- **Diferenciación espacial demográfica en función a la concentración de servicios.** - La tendencia de densificación de la zona no es uniforme. Los sectores de mayor crecimiento poblacional son principalmente aquellos en los que el Estado ha implementado de manera más completa la infraestructura de servicios sociales (Colegios, Centros de Salud, electrificación entre otros) y aquellos ubicados en las zonas de encuentro de la carretera con otras vías de conexión hacia distintos centros poblados o cuencas.
La tendencia en el ordenamiento demográfico actual es hacia una densificación

del área adyacente a la carretera Chota – Lajas en sus tramos más próximos a Chota, evidenciándose un incremento vertiginoso de áreas deforestadas con fines agropecuarios y de asentamiento en estos sectores. La dotación de servicios sociales como energía eléctrica, teléfonos públicos, así como los servicios

educativos y de salud también siguen este mismo patrón de densificación.

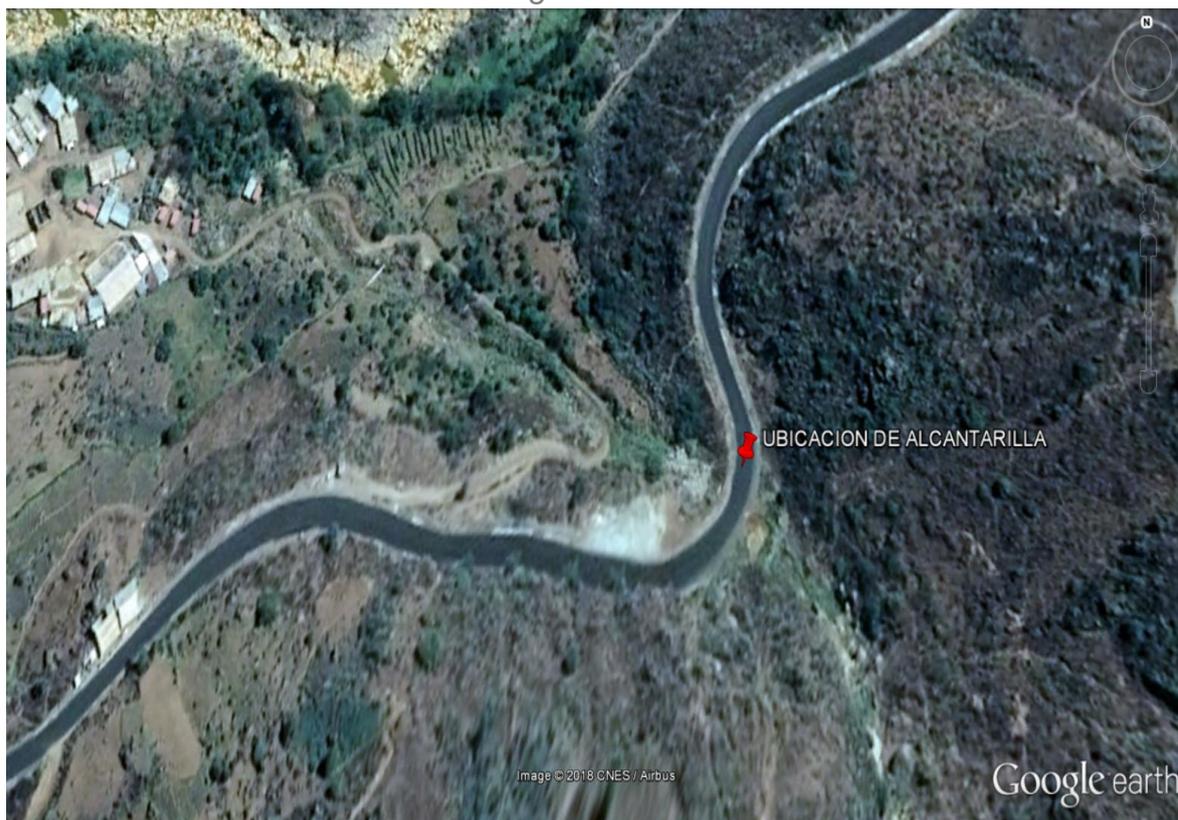
Respecto al uso actual de la tierra y el desarrollo de las diversas actividades económicas en la zona, se distinguen dos grandes espacios: el área de las partes altas poco intervenido, caracterizada por terrenos de cultivo usados para la agricultura; y, el área, localizada principalmente en áreas adyacentes a las vías de acceso carretero y fluvial. Las áreas deforestadas son usadas, para: las actividades agropecuarias que son las de mayor extensión espacial; la localización de diversos asentamientos rurales; la prestación de servicios de recreación y/o turismo local en ciertos sectores; y, para la extracción de arena y/o arcilla, entre otros.

3.2 TOPOGRAFIA

3.2.1. TRABAJO DE CAMPO

Para realizar el trabajo de campo se hizo un levantamiento topográfico, por tener un área extensa se realizaron varias poligonales abiertas, pero siempre dejando puntos de referencia para poder corroborar los puntos topográficos entre las diferentes poligonales para reducir el error. Se usó una estación total, un nivel de ingeniero, wincha, cordel, estacas, pintura y cámara fotográfica.

Ubicación mediante Google Earth de la alcantarilla en estudio



322 Estructura de Drenaje Existente

La estructura de drenaje existente es una alcantarilla de TMC 36" con cabezales de concreto, que colapso como consecuencia de las lluvias extraordinarias que produjeron erosión en las quebradas aguas arriba y abajo y la pérdida de la alcantarilla como se observa en las fotos adjuntas.



Fotografía 1. Salida de la alcantarilla, se observa le pérdida del cabezal.



Fotografía 2. Vista de con dirección aguas arriba, se observa la pérdida del tubo de la alcantarilla TMC



Fotografía 3. Vista de la salida de la alcantarilla, se observa la pérdida del cabezal de salida.

En las fotos compartidas se presentan las características la alcantarilla que existió.

Tabla 2. Alcantarilla Existente

N°	ESTRUCTURA	PROGRESIVA TOPOGRÁFICA (Km.)	FUNCION	TIPO ESTRUCTURA	CELDAS	OJOS	SENTIDO DEL FLUJO	ESVIAJE	CONDICIONES FÍSICAS DE LAS ESTRUCTURAS EXISTENTES			
									CONDUCTO - DIMENSIONES			
									L (m)	Ø (Pulg)	b (m)	h (m)
1	ALCANTARILLA	42+245.00	F5. RIEGO	TMC	-	1	DER-IZQ	90°	14.0	36	-	-

32.3 RECONOCIMIENTO DE ZONA DE ESTUDIO

Se hizo un reconocimiento de toda la zona de estudio, donde se pudo observar que el sistema de alcantarillado que tiene ahora la zona de estudio está muy deteriorado, también se pudo verificar que en ciertas zonas las calles cuentan con pavimento rígido y otras no, son solo de tierra. También cabe mencionar que hay cunetas y alcantarillas en las calles que están con pavimento rígido y esto hay que tomarlas en cuenta al momento de ejecución del proyecto.

CARACTERIZACIÓN DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

El funcionamiento de una cuenca se asemeja al de un colector que recibe la precipitación y la convierte en escurrimiento. Esta transformación depende de

las condiciones climáticas y las características físicas de la cuenca.

La superficie de la cuenca del km 42+245 es de 1.30 km². En el plano de Cuenca Hidrográficas de drenaje (Anexo Planos) se observa el detalle de la delimitación de la cuenca que incide en la vía.



Ilustración 6. Cuenca km 41+900

A continuación, se describen las características fisiográficas de la cuenca de drenaje, las cuales pueden ser expresadas a partir de ciertos parámetros o constantes que se obtienen del procesamiento de la información cartográfica y conocimiento de la topografía de la zona de estudio.

Parámetros geomorfológicos

La morfología de una cuenca queda definida por su forma, relieve y drenaje, para lo cual se han establecido una serie de parámetros, que a través de ecuaciones matemáticas, sirven de referencia para la clasificación y comparación de cuencas.

Área de la cuenca (A)

El área de la cuenca o área de drenaje es el área plana (proyección horizontal) comprendido dentro del límite o divisoria de aguas. El área de la cuenca es el elemento básico para el cálculo de las otras características físicas y se ha expresado en km². Es importante mencionar que cuencas hidrográficas con la

misma área pueden tener comportamientos hidrológicos completamente distintos en función de los otros factores que intervienen.

Perímetro de la cuenca (P)

El límite de una cuenca está definido por una línea formada por los puntos de mayor nivel topográfico, llamada divisoria (divortio aquarum), que divide las precipitaciones que caen en cuencas vecinas y que encamina la escorrentía superficial resultante para el cauce o quebrada principal. La divisoria sigue una línea rígida alrededor de la cuenca, atravesando el curso de agua solamente en el punto de salida y uniendo los puntos de cota máxima entre cuencas o sub-cuencas, lo que no impide que en el interior de la sub-cuenca existan picos aislados con cotas superiores a algunos puntos de la divisoria.

Longitud de cauce principal (L)

Es la longitud mayor de recorrido que realiza el río o quebrada, desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades, hasta el punto más bajo del colector común, conocido como punto emisor. Este parámetro tiene relación directa con el tiempo de concentración de la cuenca, el mismo que depende de la geometría de la cuenca, de la pendiente del recorrido y de la cobertura vegetal.

Factor de forma (Kf)

Es la relación entre el área (A) de la cuenca y el cuadrado del máximo recorrido (L). Este parámetro mide la tendencia de la cuenca hacia las crecidas, rápidas y muy intensas a lentas y sostenidas, según que su factor de forma tienda hacia valores extremos grandes o pequeños, respectivamente. Es un parámetro adimensional que denota la forma redondeada o alargada de la cuenca.

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

Donde:

K_f = Factor de forma []

A = Área de la cuenca [Km²]

L = Longitud del cauce principal [km]

Una cuenca con un factor de forma bajo está menos sujeta a inundaciones que otra del mismo tamaño, pero con mayor factor de forma. Esto se debe al hecho de que, en una cuenca estrecha y larga, con factor de forma bajo, hay menos posibilidad de ocurrencia de lluvias intensas cubriendo simultáneamente toda su extensión; y también la contribución de los tributarios alcanza el curso de agua principal en varios puntos a lo largo del mismo, alejándose, por lo tanto, de la condición ideal de la cuenca circular donde la concentración de todo el flujo de la cuenca se da en un solo punto.

Coeficiente de compacidad o índice de Gravelius (K_c)

Parámetro adimensional que relaciona el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área que el de la cuenca. Este parámetro, al igual que el anterior, describe la geometría de la cuenca y está estrechamente relacionado con el tiempo de concentración del sistema hidrológico.

Las cuencas redondeadas tienen tiempos de concentración cortos con gastos pico muy fuerte y recesiones rápidas, mientras que las alargadas tienen gastos pico más atenuado y recesiones más prolongadas.

$$K_c = \frac{P}{2\pi R} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

K_c = Coeficiente de compacidad []

P = Perímetro de la cuenca [Km]

A = Área de la cuenca [Km²]

De la expresión se desprende que K_c siempre es mayor o igual a 1, y se incrementa con la irregularidad de la forma de la cuenca. Este factor

adimensional constituye un índice indicativo de la tendencia de avenida en una cuenca.

Pendiente media del cauce principal de la cuenca (S_o)

Es el promedio de las pendientes del cauce principal. Este parámetro se relaciona directamente con la magnitud del socavamiento o erosión en profundidad y con la capacidad de transporte de sedimentos en suspensión y de arrastre. Dependiendo de la pendiente, existirán tramos críticos de erosión y tramos críticos de sedimentación, los primeros relacionados con las mayores pendientes y la segunda con las mínimas.

La metodología más recomendada para determinar la pendiente promedio del cauce principal está basada en el uso del perfil longitudinal y mediante la expresión siguiente:

$$S_o = \left[\frac{\sum_{i=1}^n l_i}{\sum_{i=1}^n \frac{l_i}{(S_i)^{1/2}}} \right]^2$$

Donde:

S_o = Pendiente del cauce principal [m/m]

l_i = Longitud de cada tramo de pendiente S_i [Km]

n = Número de tramos de similar pendiente

Tiempo de concentración (T_c)

El tiempo de concentración de las cuencas se define como el tiempo que una gota de agua, caída en el punto más lejano, emplea para llegar a la sección de salida de la cuenca. Existen varias fórmulas para calcular este parámetro, en el presente estudio se ha empleado la fórmula de Kirpich la cual es ampliamente utilizada en hidrología.

Fórmula de Kirpich:

$$T_c = 0.066 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración [hr]

L = Longitud del curso principal [Km]

S = Pendiente a lo largo del cauce [m/m]

En el cuadro N° 05 se muestran las características de la cuenca de drenaje como área, longitud de cauce principal, elevación, desnivel, pendiente del cauce principal y tiempo de concentración calculada por los métodos indicados anteriormente.

3.2.4. TRABAJO DE GABINETE

En gabinete primero se tenía que trabajar toda la lluvia de puntos que se obtuvo mediante el levantamiento topográfico de la zona del proyecto, y para esto se utilizó el software AUTOCAD CIVIL 3D 2014 para crear el modelamiento digital del terreno natural para poder realizar los cálculos de la red de alcantarillado.

Se utilizó el software HEC RAS v 5.1 para el cálculo y modelamiento hidráulico de las redes de alcantarillado.

3.1. Metodología

3.1.1. Tipo de Investigación

El presente trabajo es un estudio de tipo descriptivo, ya que se orientará a especificar las características y las propiedades del lugar y del fenómeno que se está analizando, de manera que se pueda hacer una interpretación lo más correcta posible. Esto se logrará a través de la recolección de datos ya existentes

y el análisis sobre diversos aspectos como cartografía y datos hidrológicos entre otros.

La investigación aplicada, guarda íntima relación con la básica, pues depende de los descubrimientos y avances de la investigación básica y se enriquece con ellos, pero se caracteriza por su interés en la aplicación, utilización y consecuencias prácticas de los conocimientos. La investigación aplicada busca el conocer para hacer, para actuar, para construir, para modificar.

La investigación descriptiva, según se mencionó, trabaja sobre realidades de hecho y su característica fundamental es la de presentar una interpretación correcta. Esta puede incluir los siguientes tipos de estudios: casos exploratorios, causales de desarrollo, predictivos, de conjuntos, de correlación.

3.1.2. Variables de estudio y Operacionalización.

Variable Independiente (V1) : Caudal y Sección de la alcantarilla.

Variables Dependientes (V2) : Dimensiones de la alcantarilla y rápida escalonada; proceso de erosión.

Tabla 3: Variables

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	TIPO DE VARIABLE
VARIABLE INDEPENDIENTE: -Caudal y sección de alcantarilla	Caudal es cantidad de agua que lleva una corriente o que fluye de un manantial o fuente. Sección de alcantarilla es un parte de la obra en arte en diseño, se estudia dependiendo d la ubicación y los recursos que presenta. Es independiente uso de disipadores hidráulicos, de ello depende el soporte del diseño.	Caudal depende de diversos factores geográficos de la zona donde se encuentran los ríos sabemos que en el país son diversas. Y las dimensiones, determinaran el diseño que se aplique para reducir la problemática en la investigación.	Velocidad caudal en m ³ /seg.	Análisis de caudal.	Ordinal
			Dimensionamiento de la alcantarilla en m.	Tipo de estructura existente	
			AREA m ² Longitud m	-Estudio de Suelos. -Topografía.	
VARIABLES DEPENDIENTES: -Dimensiones de la alcantarilla y rápida escalonada. -Proceso de erosión.	La erosión es el desgaste o denudación de suelos y rocas que producen distintos procesos en la superficie de la Tierra.1 La erosión implica movimiento, transporte del material, en contraste con la alteración y disgregación de las rocas, fenómeno conocido como meteorización y es uno de los principales factores del ciclo geográfico	Según la dimensión de la alcantarilla, dependerá el tamaño del disipador, en este caso rápida escalonada, para así no redimir ante el proceso de erosión o mitigador mediante el disipador el mal que aqueja en este caso a las carreteras.	Velocidad caudal en m ³ /seg.	Análisis de caudal.	
			Control periódico del proceso erosivo	Capacidad de Respuesta del terreno.	
			Longitud (m)	Elementos estructurales de la alcantarilla.	

Fuente: Elaboración propia

3.1.3. Instrumentos de recolección de datos

Instrumentos metodológicos

Carta Nacional

Datos Senamhi

Instrumentos ingenieriles

Materiales de campo

Wincha de 50 mts.

2 prismas

Equipos

Estación Total TOPCON 3000

Nivel automático Pentax AL-270

Eclímetros

Cámara fotográfica digital

Software

Microsoft Office (Ms. Excel, Ms. Word, Ms. Power Point)

AutoCAD 2010

Global Mapper V.12

HEC-RAS V. 5.1.0

ARCHYDRO e Hidroesta

Instrumentos de escritorio

Cuaderno de apuntes.

Lapicero, regla y plumón indeleble.

Papel bond A4 de 80gr.

CAPITULO IV: PROCEDIMIENTOS Y ANÁLISIS DE DATOS

4.1. ANALISIS HIDROLOGICO

El análisis de Hidrológico tiene por finalidad determinar las descargas máximas probables para diferentes periodos de retorno que servirán en el diseño de las diferentes estructuras de drenaje. La descarga que se utilice se define como la mayor crecida que cabe esperar en un lugar, teniendo en cuenta todos los factores pertinentes de emplazamiento, meteorología, hidrología y terreno.

La mayoría de los factores que intervienen en el ciclo Hidrológico son de carácter aleatorio, por lo que muchos de los métodos de estudio apelan a las probabilidades y estadísticas. En zonas en las cuales no se dispone de mediciones como es el caso de pequeñas cuencas, el empleo de fórmulas empíricas aún es de mucha importancia para el cálculo de las descargas máximas.

Información Pluviométrica

En el tramo en estudio no existen datos de aforo que permitan estimar directamente los caudales de descargas máxima, por lo que este parámetro será estimado en base a la información de lluvias máximas (Precipitación Máxima en 24 horas) registradas en la estación ubicada en el ámbito de la zona de estudio.

En el Cuadro N° 06 se presentan la serie de valores de precipitación extremos anuales de la estación Salpo y en las Figura N° 01 el hidrograma de registros anuales que expresan la variación de la precipitación máxima en función del tiempo.

Tabla 4. Serie de valores máximos anuales - Salpo

N°	AÑO	Pp. max. 24 horas (mm)
1	1991	27
2	1992	28
3	1993	29
4	1994	29
5	1995	29
6	1996	20
7	1997	22
8	1998	33
9	1999	20.4
10	2000	18.4
11	2001	18
12	2002	24.9
13	2003	18.8
14	2004	22.8
15	2005	28.5
16	2006	18.7
17	2007	15.2
18	2008	43
19	2009	21.5
20	2010	20.6
21	2011	20
22	2012	25
23	2013	26.5
24	2014	30.5
25	2015	35.5
26	2016	31
27	2017	38

Fuente: SENAMHI

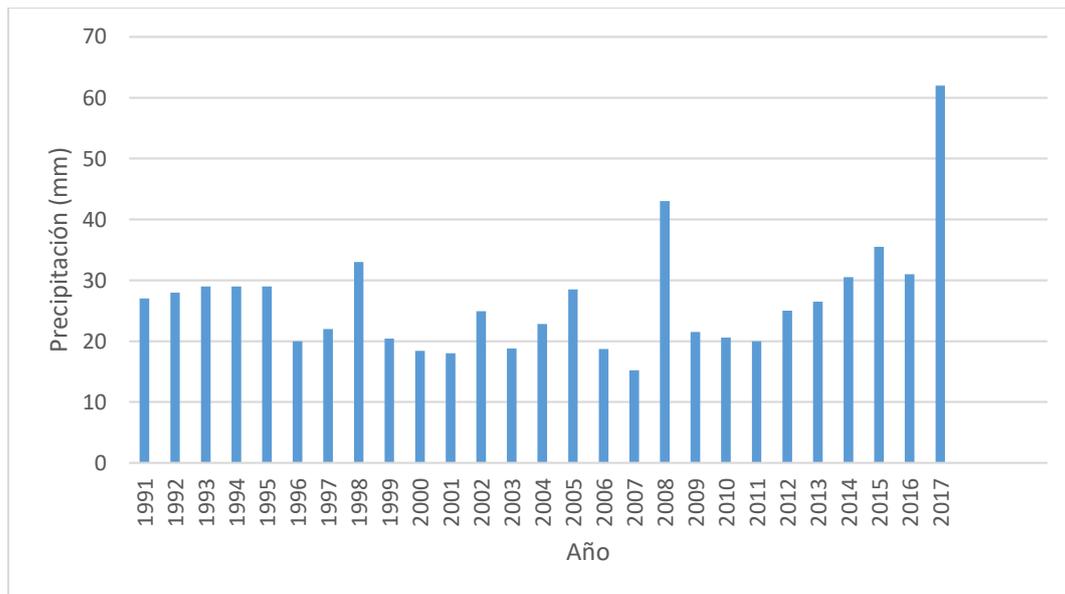


Gráfico 1. Hidrograma de registros anuales – Salpo

4.2. **Análisis de confiabilidad de datos**

Previo a usar la información recogida de la estación Salpo, estas deben ser examinadas por posibles errores. Si tales errores son apreciables, ellos serán analizados y corregidos antes de que el análisis de frecuencia sea realizado.

Para este análisis se utilizó el Método del “Bulletin 17B” (Interagency Advisory Committee on Water Data, 1982) para la detección de “outliers” en series anuales. Aunque esta metodología fue desarrollada originalmente para el análisis de frecuencia de avenidas en Estados Unidos, puede también utilizarse para el análisis de frecuencia de precipitación. Los “outliers” son datos que se alejan significativamente de la tendencia de la información de la muestra y que dan lugar a cuestionar su procedencia en términos de que pueden pertenecer a una población diferente. Esta metodología consiste en calcular umbrales que definan “outliers” altos y bajos mediante la siguiente ecuación:

$$Y_L = \bar{Y} \pm K_n S_Y$$

Donde Y_L es el límite del logaritmo del valor atípico más alto o bajo, \bar{Y} y S_Y son el promedio y desviación estándar de los logaritmos base 10 de la serie anual. K_n es un valor crítico para la muestra de tamaño n , que se usa para detectar

“outliers” con un 10% de nivel de significancia en datos normalmente distribuidos. Valores de K_n para $5 \leq n \leq 100$ pueden ser calculados usando el logaritmo base 10 del tamaño de la muestra:

$$K_n = -0.9043 + 3.345\sqrt{\log(n)} - 0.4046 \log(n)$$

Mediante la metodología mencionada se verificó que los datos de las series anuales en la estación Salpo cayeran dentro de la banda de confianza (Ver Gráfico 2), dentro de la cual puede suponerse la no existencia de “outliers”. Sin embargo, un dato correspondiente a una máxima del año 2017 el límite superior.

Al respecto el colapso de la alcantarilla del km 42+245 es producto de un evento extraordinario ocurrido en el marzo del 2017, de características semejantes al evento de setiembre del 2013; por lo expresado vamos a considerar dicho dato en el análisis de nuestro proyecto. Adjunto se presenta el nivel de alerta de lluvia en la sierra del país, en el caso de La Libertad el nivel de peligro fue de Nivel 3.

Fecha de emisión: Viernes , 24 de Marzo de 2017

LLUVIA EN LA SIERRA

El SENAMHI, organismo adscrito al Ministerio del Ambiente, informa que se intensificarán las lluvias en la sierra entre la madrugada del sábado 25 y la noche del martes 28 de marzo.

Las lluvias más abundantes e intensas se registrarán en la sierra de La Libertad y Cajamarca, así como en las zonas altas de Huancavelica, Junín y Ayacucho, donde se pueden presentar acumulados sobre los 30 mm/día. Además, se prevé la ocurrencia de tormentas eléctricas generalizadas y posibilidad de granizadas. En zonas por encima de los 4500 msnm de la sierra central y sobre los 4200 msnm en la sierra sur, podrán presentarse nevadas.

Durante el período del Aviso, podrán presentarse lluvias ligeras en la costa de los departamentos de La Libertad y Áncash.

Departamentos alertados: [ANCASH](#), [APURIMAC](#), [AREQUIPA](#), [AYACUCHO](#), [CAJAMARCA](#), [CUSCO](#), [HUANCAVELICA](#), [HUANUCO](#), [ICA](#), [JUNIN](#), [LA LIBERTAD](#), [LIMA](#), [MOQUEGUA](#), [PASCO](#), [PIURA](#), [PUNO](#), [TACNA](#),

Inicio del evento: Sábado , 25 de Marzo de 2017 00:00 (hora local)

Fin del evento: Miércoles, 29 de Marzo 00:00 hora local (hora local)

Periodo de vigencia del aviso: **96 horas**



NIVELES DE PELIGRO

NIVEL 1

No es necesario tomar precauciones especiales.

NIVEL 2

Sea prudente si realiza actividades al aire libre que puedan acarrear riesgos en caso de mal tiempo, pueden ocurrir fenómenos meteorológicos peligrosos que sin embargo son normales en esta región. Manténgase al corriente del desarrollo de la situación meteorológica.

NIVEL 3

Se predicen fenómenos meteorológicos peligrosos. Manténgase al corriente del desarrollo de la situación y cumpla los consejos e instrucciones dados por las autoridades.

NIVEL 4

Sea extremadamente precavido; se predicen fenómenos meteorológicos de gran magnitud. Este al corriente en todo momento del desarrollo de la situación y cumpla los consejos e instrucciones dados por las autoridades.

[Descargar shape](#)

Ilustración 7. Reporte lluvias en la sierra. Fuente SENAMHI

Tabla 5. Estadística de la serie anual de los logaritmos de precipitaciones máximas

ESTACIÓN SALPO	
Media	1.410
Desviación Estandar	0.1324
n	27
Kn	2.519
Yl (superior)	1.74
Yl (inferior)	1.08
Limite Superior	55.38
Limite Inferior	11.91

Fuente: Elaboración propia

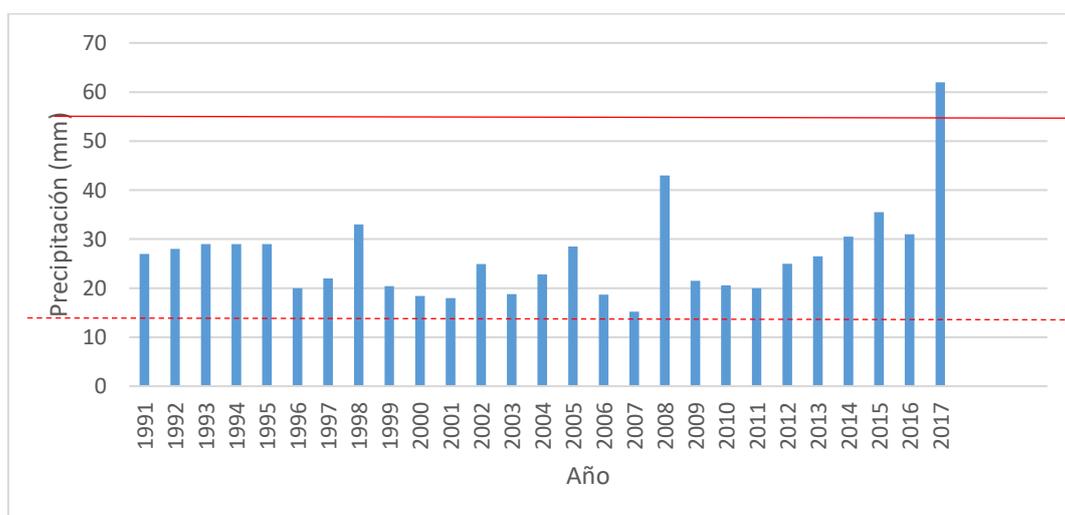


Gráfico 2. Análisis de confiabilidad de datos - Estación Salpo

Fuente: Elaboración propia.

Precipitación	Salpo	
Limite Superior	55.38	
Limite Inferior	11.91	

4.3. Análisis de Frecuencia

Con los valores de precipitación máxima en 24 horas (serie anual máxima) de la estación Salpo, previo análisis de confiabilidad y corrección de datos, se procedió a calcular las alturas de precipitación extrema probable correspondiente a diferentes períodos de retorno, sobre cuya base se estimará la descarga máxima para el diseño de las obras de drenaje que requiere la vía en estudio.

El análisis de frecuencia consiste en determinar los parámetros de las distribuciones de probabilidad y determinar con el factor de frecuencia la magnitud del evento para un período de retorno dado.

Para realizar el análisis de frecuencia se ha utilizado el software de cómputo HidroEsta mediante el cual se han determinado diferentes funciones de distribución de probabilidad teórica, seleccionando las distribuciones de probabilidad Log-Normal, Log-Pearson Tipo III y Gumbel por ser las más usadas en Hidrología para caso de eventos máximos.

A continuación en los Tabla 7, Tabla 8,

Tabla 9, Tabla 10, Tabla 11,

Tabla 12 y Tabla 13, se presentan el análisis de frecuencia de las precipitaciones máximas para las distribuciones seleccionadas.

Tabla 6. Serie de valores máximos anuales - Salpo

N°	AÑO	Pp. max. 24 horas (mm)			
1	1991	32.77	15	2005	17.18
2	1992	32.77	16	2006	29.95
3	1993	32.77	17	2007	24.3
4	1994	22.6	18	2008	23.28
5	1995	34.86	19	2009	22.6
6	1996	37.29	20	2010	28.25
7	1997	28.14	21	2011	48.59
8	1998	21.24	22	2012	34.47
9	1999	37.06	23	2013	40.12
10	2000	32.21	24	2014	29.38
11	2001	21.13	25	2015	32.21
12	2002	24.9	26	2016	34.35
13	2003	18.8	27	2017	71.19
14	2004	22.8			

Tabla 7. Ajuste de una serie de datos a la distribución normal

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	15.2	0.0357	0.1108	0.0835	0.0751
2	18.0	0.0714	0.1758	0.1462	0.1044
3	18.4	0.1071	0.1868	0.1572	0.0796
4	18.7	0.1429	0.1953	0.1658	0.0524
5	18.8	0.1786	0.1981	0.1688	0.0196
6	20.0	0.2143	0.2346	0.2066	0.0203
7	20.0	0.2500	0.2346	0.2066	0.0154
8	20.4	0.2857	0.2476	0.2203	0.0381
9	20.6	0.3214	0.2542	0.2273	0.0673
10	21.5	0.3571	0.2850	0.2604	0.0721
11	22.0	0.3929	0.3029	0.2798	0.0899
12	24.9	0.4286	0.4149	0.4040	0.0137
13	25.0	0.4643	0.4190	0.4085	0.0453
14	26.0	0.5000	0.4599	0.4547	0.0401
15	26.5	0.5357	0.4805	0.4780	0.0552
16	28.5	0.5714	0.5631	0.5712	0.0083
17	28.5	0.6071	0.5631	0.5712	0.0441
18	29.0	0.6429	0.5834	0.5942	0.0594
19	29.0	0.6786	0.5834	0.5942	0.0951
20	29.0	0.7143	0.5834	0.5942	0.1308
21	30.4	0.7500	0.6391	0.6564	0.1109
22	30.5	0.7857	0.6430	0.6607	0.1427
23	32.8	0.8214	0.7275	0.7531	0.0939
24	33.0	0.8571	0.7344	0.7605	0.1228
25	35.5	0.8929	0.8121	0.8416	0.0808
26	43.0	0.9286	0.9520	0.9701	0.0234
27	63.0	0.9643	0.9999	1.0000	0.0356

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1427, es menor que el delta tabular 0.2617. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución normal:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (X_m)= 26.9704

Parámetro de escala (S)= 9.6316

Con momentos lineales:

Media lineal (X_l)= 26.9704

Desviación estándar lineal (S_l)= 8.5194

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de años, es

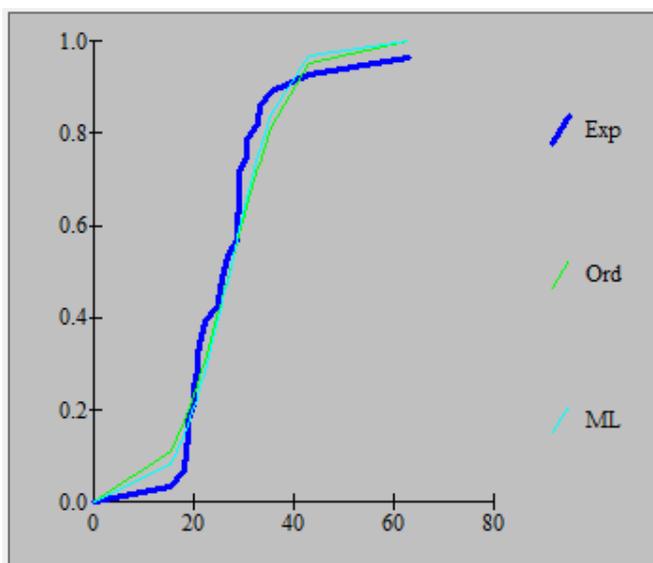


Tabla 8. Ajuste de una serie de datos a la distribución lognormal de 2 parámetros

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	15.2	0.0357	0.0427	0.0398	0.0070
2	18.0	0.0714	0.1218	0.1174	0.0504
3	18.4	0.1071	0.1370	0.1325	0.0298
4	18.7	0.1429	0.1489	0.1445	0.0061
5	18.8	0.1786	0.1530	0.1486	0.0255
6	20.0	0.2143	0.2059	0.2016	0.0083
7	20.0	0.2500	0.2059	0.2016	0.0441
8	20.4	0.2857	0.2249	0.2207	0.0608
9	20.6	0.3214	0.2346	0.2305	0.0868
10	21.5	0.3571	0.2798	0.2761	0.0773
11	22.0	0.3929	0.3057	0.3024	0.0872
12	24.9	0.4286	0.4594	0.4586	0.0308
13	25.0	0.4643	0.4646	0.4639	0.0003
14	26.0	0.5000	0.5158	0.5161	0.0158
15	26.5	0.5357	0.5407	0.5415	0.0050
16	28.5	0.5714	0.6334	0.6358	0.0619
17	28.5	0.6071	0.6334	0.6358	0.0262
18	29.0	0.6429	0.6546	0.6574	0.0118
19	29.0	0.6786	0.6546	0.6574	0.0240
20	29.0	0.7143	0.6546	0.6574	0.0597
21	30.4	0.7500	0.7097	0.7132	0.0403
22	30.5	0.7857	0.7133	0.7169	0.0724
23	32.8	0.8214	0.7886	0.7929	0.0328
24	33.0	0.8571	0.7943	0.7987	0.0628
25	35.5	0.8929	0.8557	0.8601	0.0372
26	43.0	0.9286	0.9544	0.9574	0.0259
27	63.0	0.9643	0.9984	0.9986	0.0341

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0872, es menor que el delta tabular 0.2617. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución logNormal:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de escala (μ_y)= 3.246

Parámetro de forma (S_y)= 0.305

Con momentos lineales:

Parámetro de escala (μ_{yl})= 3.246

Parámetro de forma (S_{yl})= 0.2994

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de años, es

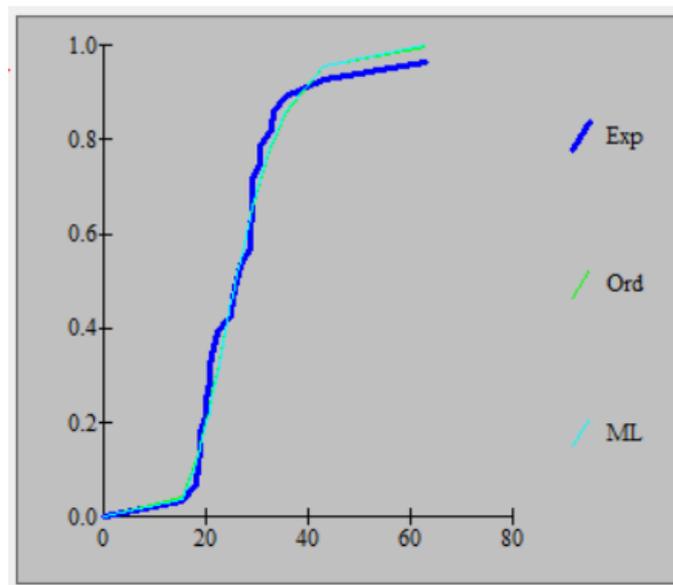


Tabla 9. Ajuste de una serie de datos a la distribución lognormal de 3 parámetros

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	Z	F(Z)	Delta
1	15.2	0.0357	-2.2358	0.0127	0.0230
2	18.0	0.0714	-1.2917	0.0982	0.0268
3	18.4	0.1071	-1.1878	0.1174	0.0103
4	18.7	0.1429	-1.1134	0.1328	0.0101
5	18.8	0.1786	-1.0892	0.1380	0.0405
6	20.0	0.2143	-0.8204	0.2060	0.0083
7	20.0	0.2500	-0.8204	0.2060	0.0440
8	20.4	0.2857	-0.7385	0.2301	0.0556
9	20.6	0.3214	-0.6989	0.2423	0.0791
10	21.5	0.3571	-0.5297	0.2982	0.0590
11	22.0	0.3929	-0.4418	0.3293	0.0635
12	24.9	0.4286	0.0019	0.5008	0.0722
13	25.0	0.4643	0.0156	0.5062	0.0419
14	26.0	0.5000	0.1468	0.5583	0.0583
15	26.5	0.5357	0.2092	0.5828	0.0471
16	28.5	0.5714	0.4405	0.6702	0.0988
17	28.5	0.6071	0.4405	0.6702	0.0631
18	29.0	0.6429	0.4942	0.6894	0.0466
19	29.0	0.6786	0.4942	0.6894	0.0109
20	29.0	0.7143	0.4942	0.6894	0.0249
21	30.4	0.7500	0.6372	0.7380	0.0120
22	30.5	0.7857	0.6470	0.7412	0.0445
23	32.8	0.8214	0.8602	0.8051	0.0163
24	33.0	0.8571	0.8776	0.8099	0.0472
25	35.5	0.8929	1.0836	0.8607	0.0321
26	43.0	0.9286	1.5958	0.9447	0.0162
27	63.0	0.9643	2.5294	0.9943	0.0300

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0988, es menor que el delta tabular 0.2617. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución lognormal:

Parámetro de posición (x_0)= 10.7481
 Parámetro de escala (μy)= 2.6489
 Parámetro de forma (Sy)= 0.5168

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de años, es

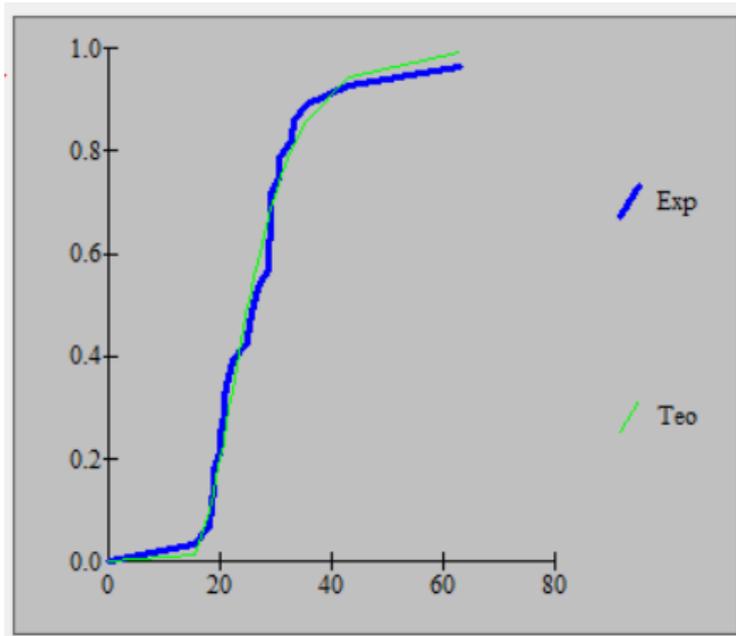


Tabla 10. Ajuste de una serie de datos a la distribución Gamma de 2 parámetros

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	15.2	0.0357	0.0568	0.1554	0.0211
2	18.0	0.0714	0.1322	0.2444	0.0607
3	18.4	0.1071	0.1460	0.2582	0.0388
4	18.7	0.1429	0.1568	0.2686	0.0139
5	18.8	0.1786	0.1605	0.2720	0.0181
6	20.0	0.2143	0.2080	0.3145	0.0063
7	20.0	0.2500	0.2080	0.3145	0.0420
8	20.4	0.2857	0.2250	0.3289	0.0607
9	20.6	0.3214	0.2337	0.3361	0.0877
10	21.5	0.3571	0.2743	0.3686	0.0828
11	22.0	0.3929	0.2978	0.3867	0.0951
12	24.9	0.4286	0.4403	0.4899	0.0117
13	25.0	0.4643	0.4452	0.4934	0.0190
14	26.0	0.5000	0.4945	0.5275	0.0055
15	26.5	0.5357	0.5188	0.5441	0.0170
16	28.5	0.5714	0.6113	0.6078	0.0399
17	28.5	0.6071	0.6113	0.6078	0.0042
18	29.0	0.6429	0.6330	0.6229	0.0098
19	29.0	0.6786	0.6330	0.6229	0.0455
20	29.0	0.7143	0.6330	0.6229	0.0812
21	30.4	0.7500	0.6903	0.6632	0.0597
22	30.5	0.7857	0.6942	0.6660	0.0915
23	32.8	0.8214	0.7748	0.7255	0.0466
24	33.0	0.8571	0.7810	0.7303	0.0761
25	35.5	0.8929	0.8486	0.7852	0.0442
26	43.0	0.9286	0.9583	0.8986	0.0298
27	63.0	0.9643	0.9995	0.9905	0.0352

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0951, es menor que el delta tabular 0.2617. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Los 2 parámetros de la distribución Gamma:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de forma (gamma)= 10.4184

Parámetro de escala (beta)= 2.5887

Con momentos lineales:

Parámetro de forma (gammal)= 4.9916

Parámetro de escala (betal)= 5.4031

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de años, es

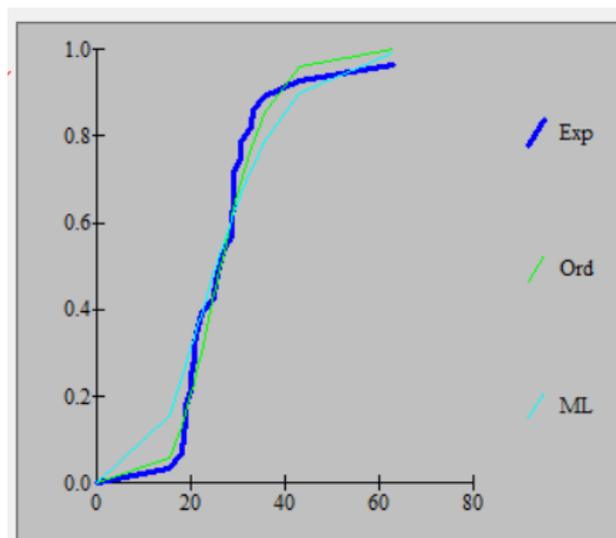


Tabla 11. Ajuste de una serie de datos a la distribución Log-Pearson tipo III

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	15.2	0.0357	0.0080	0.0153	0.0277
2	18.0	0.0714	0.0968	0.1037	0.0253
3	18.4	0.1071	0.1176	0.1231	0.0105
4	18.7	0.1429	0.1343	0.1385	0.0086
5	18.8	0.1786	0.1400	0.1438	0.0386
6	20.0	0.2143	0.2133	0.2120	0.0010
7	20.0	0.2500	0.2133	0.2120	0.0367
8	20.4	0.2857	0.2390	0.2361	0.0467
9	20.6	0.3214	0.2520	0.2484	0.0694
10	21.5	0.3571	0.3107	0.3040	0.0464
11	22.0	0.3929	0.3432	0.3351	0.0497
12	24.9	0.4286	0.5164	0.5050	0.0878
13	25.0	0.4643	0.5217	0.5103	0.0574
14	26.0	0.5000	0.5728	0.5617	0.0728
15	26.5	0.5357	0.5965	0.5858	0.0608
16	28.5	0.5714	0.6801	0.6715	0.1086
17	28.5	0.6071	0.6801	0.6715	0.0729
18	29.0	0.6429	0.6982	0.6903	0.0554
19	29.0	0.6786	0.6982	0.6903	0.0197
20	29.0	0.7143	0.6982	0.6903	0.0161
21	30.4	0.7500	0.7439	0.7377	0.0061
22	30.5	0.7857	0.7469	0.7409	0.0389
23	32.8	0.8214	0.8064	0.8032	0.0150
24	33.0	0.8571	0.8109	0.8079	0.0463
25	35.5	0.8929	0.8581	0.8575	0.0348
26	43.0	0.9286	0.9374	0.9402	0.0089
27	63.0	0.9643	0.9902	0.9921	0.0259

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.10863, es menor que el delta tabular 0.2617. Los datos se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3, con un nivel de significación del 5%

Los 3 parámetros de la distribución Log-Pearson tipo 3:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (X_0)= 2.5376

Parámetro de forma (γ)= 5.3952

Parámetro de escala (β)= 0.1313

Con momentos lineales:

Parámetro de localización (X_0)= 2.3682

Parámetro de forma (γ)= 8.3445

Parámetro de escala (β)= 0.1052

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de años, es

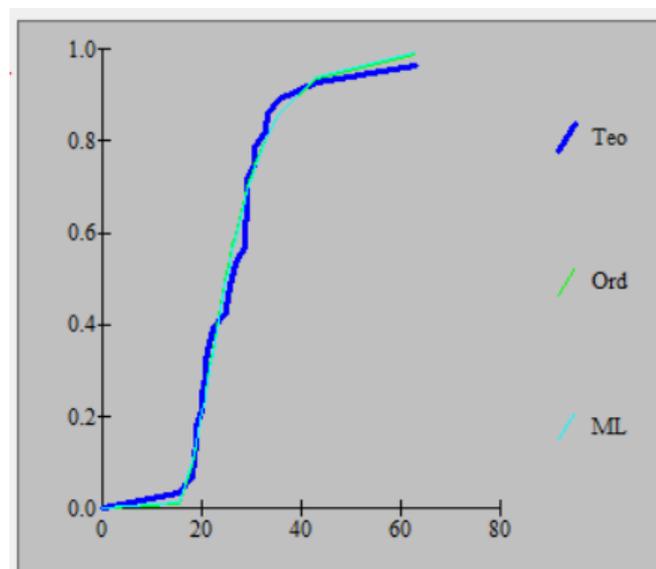


Tabla 12. Ajuste de una serie de datos a la distribución Gumbel

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	15.2	0.0357	0.0678	0.0466	0.0321
2	18.0	0.0714	0.1566	0.1291	0.0852
3	18.4	0.1071	0.1724	0.1448	0.0653
4	18.7	0.1429	0.1847	0.1572	0.0419
5	18.8	0.1786	0.1889	0.1614	0.0103
6	20.0	0.2143	0.2416	0.2156	0.0273
7	20.0	0.2500	0.2416	0.2156	0.0084
8	20.4	0.2857	0.2601	0.2350	0.0256
9	20.6	0.3214	0.2695	0.2449	0.0520
10	21.5	0.3571	0.3125	0.2906	0.0447
11	22.0	0.3929	0.3368	0.3167	0.0561
12	24.9	0.4286	0.4773	0.4692	0.0487
13	25.0	0.4643	0.4820	0.4743	0.0177
14	26.0	0.5000	0.5279	0.5242	0.0279
15	26.5	0.5357	0.5500	0.5483	0.0143
16	28.5	0.5714	0.6326	0.6374	0.0611
17	28.5	0.6071	0.6326	0.6374	0.0254
18	29.0	0.6429	0.6515	0.6577	0.0086
19	29.0	0.6786	0.6515	0.6577	0.0271
20	29.0	0.7143	0.6515	0.6577	0.0628
21	30.4	0.7500	0.7007	0.7101	0.0493
22	30.5	0.7857	0.7040	0.7136	0.0817
23	32.8	0.8214	0.7723	0.7849	0.0491
24	33.0	0.8571	0.7776	0.7903	0.0795
25	35.5	0.8929	0.8350	0.8487	0.0579
26	43.0	0.9286	0.9357	0.9459	0.0072
27	63.0	0.9643	0.9954	0.9969	0.0311

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0852, es menor que el delta tabular 0.2617. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición (μ)= 22.6357
Parámetro de escala (alfa)= 7.5097

Con momentos lineales:

Parámetro de posición (μ_l)= 22.9677
Parámetro de escala (alfa)= 6.9344

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de años, es

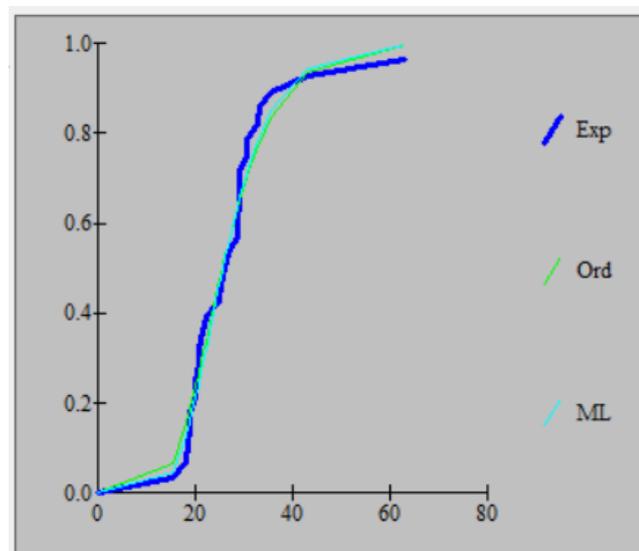


Tabla 13. Ajuste de una serie de datos a la distribución logGumbel o distribución de Fréchet

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	15.2	0.0357	0.0061	0.0079	0.0296
2	18.0	0.0714	0.0817	0.0893	0.0102
3	18.4	0.1071	0.1019	0.1099	0.0053
4	18.7	0.1429	0.1184	0.1267	0.0245
5	18.8	0.1786	0.1241	0.1325	0.0544
6	20.0	0.2143	0.2002	0.2085	0.0141
7	20.0	0.2500	0.2002	0.2085	0.0498
8	20.4	0.2857	0.2277	0.2356	0.0580
9	20.6	0.3214	0.2416	0.2494	0.0798
10	21.5	0.3571	0.3053	0.3118	0.0519
11	22.0	0.3929	0.3405	0.3463	0.0523
12	24.9	0.4286	0.5273	0.5284	0.0987
13	25.0	0.4643	0.5330	0.5339	0.0687
14	26.0	0.5000	0.5865	0.5861	0.0865
15	26.5	0.5357	0.6111	0.6102	0.0754
16	28.5	0.5714	0.6958	0.6931	0.1244
17	28.5	0.6071	0.6958	0.6931	0.0887
18	29.0	0.6429	0.7139	0.7109	0.0710
19	29.0	0.6786	0.7139	0.7109	0.0353
20	29.0	0.7143	0.7139	0.7109	0.0004
21	30.4	0.7500	0.7585	0.7549	0.0085
22	30.5	0.7857	0.7614	0.7577	0.0244
23	32.8	0.8214	0.8181	0.8139	0.0034
24	33.0	0.8571	0.8222	0.8181	0.0349
25	35.5	0.8929	0.8659	0.8617	0.0270
26	43.0	0.9286	0.9377	0.9345	0.0091
27	63.0	0.9643	0.9872	0.9860	0.0229

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1244, es menor que el delta tabular 0.2617. Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución logGumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición (μ)= 3.1087
Parámetro de escala (alfa)= 0.2378

Con momentos lineales:

Parámetro de posición (μ)= 3.1053
Parámetro de escala (alfa)= 0.2437

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de años, es

Prueba de Ajuste - Smirnov Kolmogorov

Para determinar qué tan adecuado es el ajuste de los datos a una distribución de probabilidades se realizó la prueba estadística de Smirnov Kolmogorov, el cual determinara si es adecuado el ajuste.

La prueba de ajuste de Smirnov Kolmogorov, consiste en comparar las diferencias existentes, entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo, es decir:

$$\Delta = \max|F(x) - P(x)|$$

La prueba requiere que el valor Δ calculado con la expresión anterior sea menor que el valor tabulado $\Delta\alpha$ para un nivel de probabilidad requerido. Esta prueba es fácil de realizar y comprende las siguientes etapas:

El estadístico Δ es la máxima diferencia entre la función de distribución acumulada de la muestra y la función de distribución acumulada teórica escogida.

Se fija el nivel de probabilidad α , valores de 0.05 y 0.01 son los más usuales.

El valor crítico Δ_0 de la prueba debe ser obtenido de tablas en función de α y n .

Si el valor calculado Δ es mayor o igual que el Δ_0 , la distribución escogida se debe rechazar.

De la prueba de bondad de ajuste se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 14. Prueba de Bondad de Ajuste de distribuciones de probabilidad

(Tr) AÑOS	Pmax 24 H (mm) D. NORMAL	Pmax 24 H (mm) D. LOG NORMAL 2P	Pmax 24 H (mm) D. LOG NORMAL 3P	Pmax 24 H (mm) D. GAMMA 2P	Pmax 24 H (mm) D. LOG PEARSON III	Pmax 24 H (mm) D. GUMBEL	Pmax 24 H (mm) D. LOG GUMBEL
Δ Teórico	0.1427	0.0872	0.0988	0.0951	0.10863	0.0852	0.1244
Δ Tabular	0.2617	0.2617	0.2617	0.2617	0.2617	0.2617	0.2617

De acuerdo a la prueba de bondad ajuste realizado a las distribuciones de probabilidad seleccionadas utilizando la prueba Smirnov Kolmogorov, para un 5% de nivel de significancia se observa que los datos se ajustan a todas las distribuciones probabilísticas, encontrándose un mejor ajuste en la distribución D Gumbel por tener el menor valor estadístico Δ .

En los anexos del presente Estudio, se presentan los cálculos correspondientes a la prueba de bondad de ajuste de las distribuciones probabilísticas seleccionadas.

De acuerdo a la distribución de frecuencia de mejor ajuste se obtienen las siguientes precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno para la estación analizada ver Tabla 15.

Tabla 15. Precipitación Máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno (mm) – Estación Salpo

(Tr) AÑOS	Pmax 24 H (mm) D. GUMBEL
100	57.18
50	51.94
25	46.66
20	44.94
10	39.54
5	33.90

Ajuste de los valores de Precipitación Máxima

Una vez obtenida las precipitaciones máximas en 24 horas, verificadas mediante el análisis de confiabilidad, se efectuó la corrección de los valores multiplicándolos por un factor de ajuste de 1.13 de acuerdo a la recomendación que realiza la Organización Meteorológica Mundial, que toma en cuenta el

número de lecturas en pluviómetro, que en el caso de nuestras estaciones son aquellas que se registran una vez al día.

Según lo indicado, se procedió a corregir los valores de precipitación máxima anuales obtenidos de la estación considerada en el presente análisis, los cuales se muestran en la Tabla 16.

Tabla 16. Precipitación Máxima en 24 horas corregida para diferentes periodos de retorno (mm) – Estación Salpo

PERIODO DE RETORNO	DISTRIBUCIÓN GUMBEL
100	64.63
50	58.70
25	52.73
20	50.79
10	44.68
5	38.31

Intensidad de Lluvia

Existen varios modelos para estimar la intensidad a partir de la precipitación máxima en 24 horas. Uno de ellos es el modelo de Frederick Bell que permite calcular la lluvia máxima en función del período de retorno, la duración de la tormenta en minutos y la precipitación máxima de una hora de duración y periodo de retorno de 10 años, cuya ecuación es la siguiente:

$$P_t^T = (0.21 \log_e T + 0.52)(0.54 t^{0.25} - 0.50)P_{60}^{10}$$

Donde:

t = Duración en minutos

T = Periodo de retorno en años

P_t^T = Precipitación caída en t minutos con periodo de retorno de T años

P_{60}^{10} = Precipitación caída en 60 minutos con periodo de retorno de 10 años

El valor de P_{60}^{10} , puede ser calculado a partir del modelo de Yance Tueros, que estima la intensidad máxima horaria a partir de la precipitación máxima en 24 horas.

$$I = aP_{24}^b$$

Donde:

I = Intensidad máxima en mm/h

a, b = Parámetros del modelo; 0.4602, 0.876, respectivamente.

P24 = Precipitación máxima en 24 horas

Para un período de retorno de 10 años el valor de P24 es de 44.68 mm (obtenido de la distribución de diseño), obteniéndose una altura de lluvia de 12.92 mm, correspondiente a una duración de 60 minutos.

A continuación, se muestran las alturas de lluvia máxima para diferentes períodos de retorno y diferentes tiempos de duración aplicando el Modelo de Bell, y las respectivas intensidades máximas calculadas para estas alturas de lluvia máxima.

Tabla 17. Lluvias máximas (mm).- Salpo

PERIODO DE RETORNO (T años)	P.Max. 24 HORAS DISTRIBUCIÓN GUMBEL (mm)	DURACIÓN EN MINUTOS					
		5	10	15	20	30	60
100	64.63	5.87	8.79	10.74	12.26	14.58	19.15
50	58.70	5.30	7.93	9.69	11.06	13.15	17.27
25	52.73	4.72	7.07	8.64	9.86	11.73	15.40
20	50.79	4.54	6.79	8.30	9.47	11.27	14.79
10	44.68	3.96	5.93	7.25	8.27	9.84	12.92
5	38.31	3.39	5.07	6.20	7.07	8.41	11.05

Tabla 18. Intensidades máximas (mm/h).- Salpo

PERIODO DE RETORNO (T años)	P.Max. 24 HORAS DISTRIBUCIÓN GUMBEL (mm)	DURACIÓN EN MINUTOS					
		5	10	15	20	30	60
100	64.63	70.44	52.72	42.97	36.77	29.16	19.15
50	58.70	63.54	47.56	38.76	33.17	26.31	17.27
25	52.73	56.65	42.40	34.56	29.57	23.45	15.40
20	50.79	54.43	40.74	33.20	28.41	22.53	14.79
10	44.68	47.54	35.58	29.00	24.81	19.68	12.92
5	38.31	40.64	30.42	24.79	21.21	16.82	11.05

Normalmente la duración de la lluvia de diseño considerada es igual al tiempo de concentración (Tc) para el área de drenaje en estudio, debido a que al cabo de dicha duración la escorrentía alcanza su valor pico, ya que toda el área aportante contribuye al flujo en la salida.

Curvas I - D - F

Las curvas de intensidad – duración – frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{KT^m}{t^n}$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/hr)

K, m, n = Factores característicos de la zona de estudio

T = Período de retorno en años

t = Duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

Si se toman los logaritmos de la ecuación anterior se obtiene:

$$\text{Log (I)} = \text{Log (K)} + m \text{Log (T)} - n \text{Log (t)}$$

o bien: $Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2$

Donde:

$$Y = \text{Log}(I) \qquad a_0 = \text{Log}(K)$$

$$X_1 = \text{Log}(T) \qquad a_1 = m$$

$$X_2 = \text{Log}(t) \qquad a_2 = -n$$

Los factores de K, m, n, se obtienen a partir de los datos existentes mediante regresión múltiple.

En la Tabla 19 y Gráfico 3. Curvas I -D - F se muestran los resultados del análisis de regresión y curvas I-D-F de la estación analizada.

Tabla 19. Resultados de Análisis de Regresión –Estación Salpo

Lo (k)	1.881	$I = \frac{76.11 T^{0.183}}{t^{0.527}}$ <p>Donde:</p> <p>I = mm/h</p> <p>T = años</p> <p>t = minutos</p>	K = 76.1125633
m	0.182850432		m = 0.18285043
n	0.5268		n = 0.5268

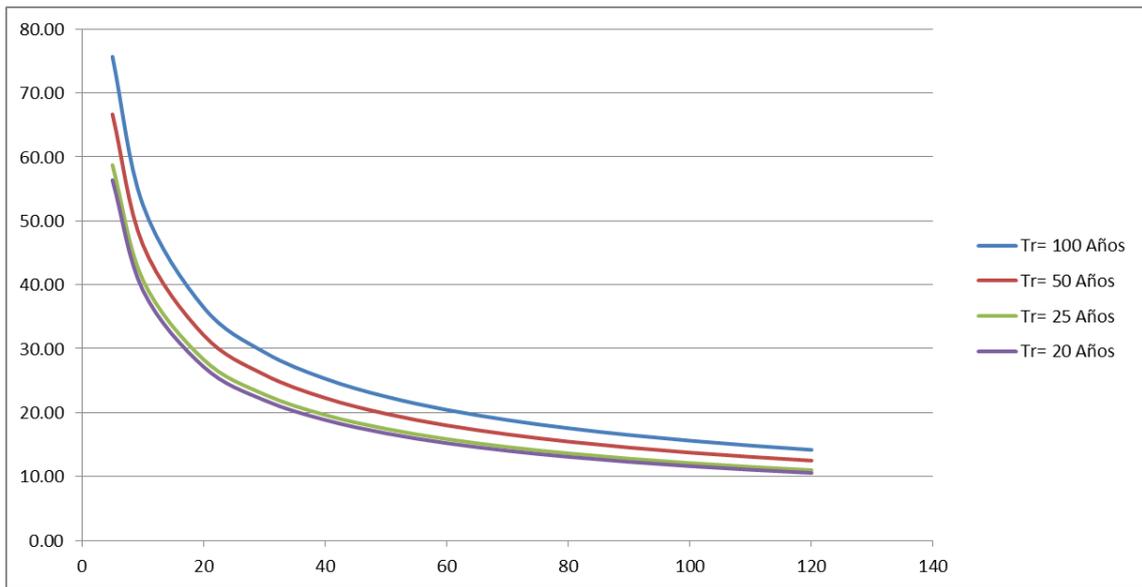


Gráfico 3. Curvas I -D - F

Periodo de retorno y riesgo de excedencia

La selección del caudal para el diseño de las diferentes estructuras de drenaje, está relacionado con la frecuencia de ocurrencia de dicho caudal. Esta Frecuencia puede definirse por medio del periodo de retorno, aumentando el valor del caudal conforme aumenta el periodo de retorno.

El periodo de retorno (T) se define como el intervalo promedio de tiempo en años, dentro del cual un evento de magnitud cualquiera puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en T años.

El dimensionamiento de las diferentes estructuras de drenaje incluye ineludiblemente la consideración de riesgos. Estos tipos de estructuras pueden fallar si la magnitud correspondiente al periodo de retorno de diseño se excede durante la vida útil de la estructura.

La probabilidad de riesgo de excedencia para la estructura dependerá del periodo de retorno y de la vida útil de la obra proyectada. De acuerdo a lo anterior, se cumple:

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

Donde:

R.E: Riesgo de Excedencia [%]

T : Período de retorno [años]

n : Vida útil [años]

Para el presente estudio se determinaron los periodos de retorno de la obra de drenaje, para un periodo de vida útil de 25 años y teniendo en consideración los valores de riesgo de excedencia máximos recomendados por el manual de hidrología, hidráulica y drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicación - MTC.

Tabla 20. Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje

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

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

(**) - **Vida Útil considerado (n)**

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
 - Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
 - Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
 - Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.
- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.
- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC - Resolución Directoral N°20-2011-MTC/14

Los periodos de retorno de diseño determinados, serán variables según el tipo de estructura a diseñar como se muestra a continuación:

Tabla 21. Periodos de retorno y riesgos de excedencia para diseño de obra de drenaje

Vida Útil		25 años				
Periodo Retorno	Tr					
	10	25	50	75	100	
Riesgo Excedencia						
R.E. %	92.8%	64.0%	39.7%	28.5%	22.2%	

Caudales máximos o de Diseño hidrológico

La estimación del caudal de Diseño hidrológico se ha determinado de acuerdo a la precipitación máxima, las características del área tributaria y la importancia de la estructura a diseñar, considerando el siguiente método:

METODO RACIONAL

Estima el caudal máximo a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente c (coeficiente escorrentía) estimado sobre la base de las características de la cuenca. Muy usado para cuencas, $A < 10$ km². Considerar que la duración de P es igual a T_c .

La descarga máxima de diseño, según esta metodología, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q = 0,278 CIA$$

Dónde:

Q : Descarga máxima de diseño (m³/s)

- C : Coeficiente de escorrentía
- I : Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)
- A : Área de la cuenca (Km²)

En la Tabla 22. Coeficientes de Escorrentía para el Método Racional se muestra los coeficientes de escorrentía para el método racional.

Tabla 22. Coeficientes de Escorrentía para el Método Racional

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

El valor del coeficiente de escorrentía se establecerá de acuerdo a las características hidrológicas y geomorfológicas de las quebradas cuyos cursos interceptan el alineamiento de la carretera en estudio.

En virtud a ello, el coeficiente de escorrentía para la cuenca del estudio es $C = 0.50$, Cobertura vegetal (hierba, grama); tipo de suelo (semipermeable); Pendiente del terreno (pronunciada).

En la Tabla. Se presenta el caudal máximo esperado para un periodo de retorno de 75 años de 9.8 m3/seg.

Método Racional - Estación Salpo - ST_15																		
ESTACION SALPO																		
K=	76.11	$I = \frac{KT^m}{t^n}$																
m=	0.183																	
n=	0.527																	
Progresiva (km)	PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS						TIEMPO DE CONCENTRACION TC (HORAS)	Coeficiente de escorrentia	Intensidad (mmhora)					Caudal Máximo (m ³ /seg)				
	Área Cuenca (Km ²)	Longitud (km)	Cota Superior (msnm)	Cota Inferior (msnm)	Desnivel (m)	Pendiente Cuenca S (m/m)			Kirpich	Tr (años)					Tr (años)			
							10			25	50	75	100	10	25	50	75	100
42+300	13	19	195	987	928	0.49	0.143	0.5	37.4	44.3	50.2	54.1	57.0	6.8	8.0	9.1	9.8	10.3

4.4. Estructuras de Drenaje Propuestas

Las obras de drenaje transversal proyectada han sido diseñadas considerando los criterios descritos en los capítulos anteriores.

4.4.1. Alcantarillas

Este tipo de obra de drenaje, se ha establecido en concordancia a las características hidráulicas de las estructuras existentes y la demanda hidrológica de la zona en estudio. En la imagen; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presentan la alcantarilla proyectada.

Datos:

Tirante (y):	1.35	m	
Diámetro (d):	1.8	m	
Rugosidad (n):	.024		
Pendiente (S):	.03	m/m	

Resultados:

Caudal (Q):	9.8340	m ³ /s	Velocidad (v):	4.8036	m/s
Área hidráulica (A):	2.0472	m ²	Perímetro mojado (p):	3.7699	m
Radio hidráulico (R):	0.5430	m	Espejo de agua (T):	1.5588	m
Número de Froude (F):	1.3383		Energía específica (E):	2.5261	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico				

Ilustración 8. Salida del diseño de la obra de drenaje

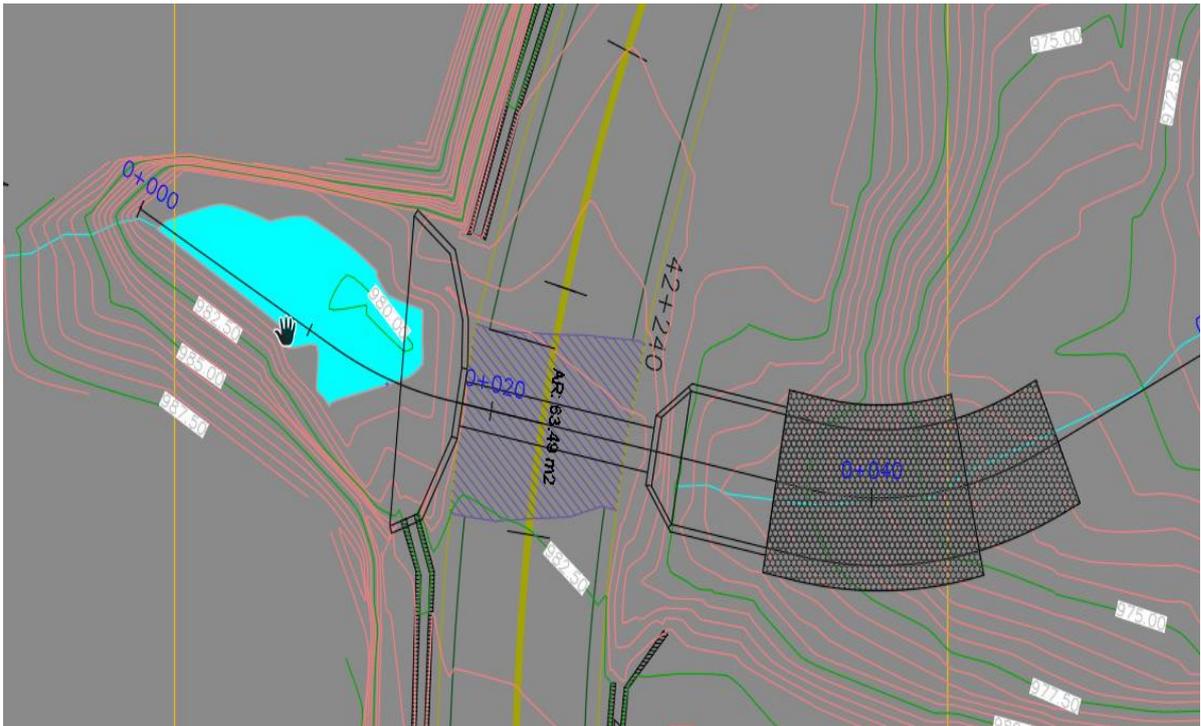


Ilustración 10. Vista del emplazamiento de la alcantarilla TMC 72"

En la entrada, se ha diseñado una cabezal con aleros inclinado en tres cuerpos con el objeto de captar las aguas de la poza natural que se forma al caer las aguas de la quebrada, ver Ilustración 10.

A la salida de la alcantarilla se ha previsto una protección hasta terminar la primera curva ver Ilustración 10 con el propósito de evitar cualquier acción erosiva del flujo que perjudique su estabilidad, además de brindar protección a la zona aledaña al terraplén de la carretera.

Este diseño corresponde a un dissipador de energía de concreto simple de un (1) metro de altura y cinco (5) metros de largo y se complementa con una rápida de gaviones escalonados (10 pasos) y colchón reno antes de la entrega al cauce natural como se observa en la Ilustración 11.

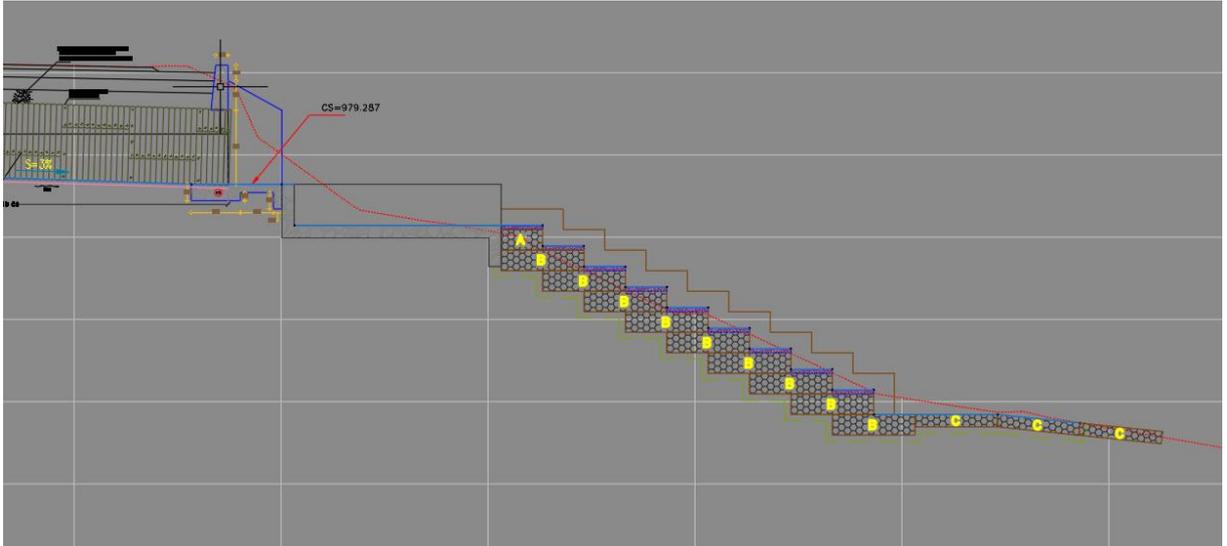


Ilustración 11. Estructura de encauzamiento a la salida de la alcantarilla

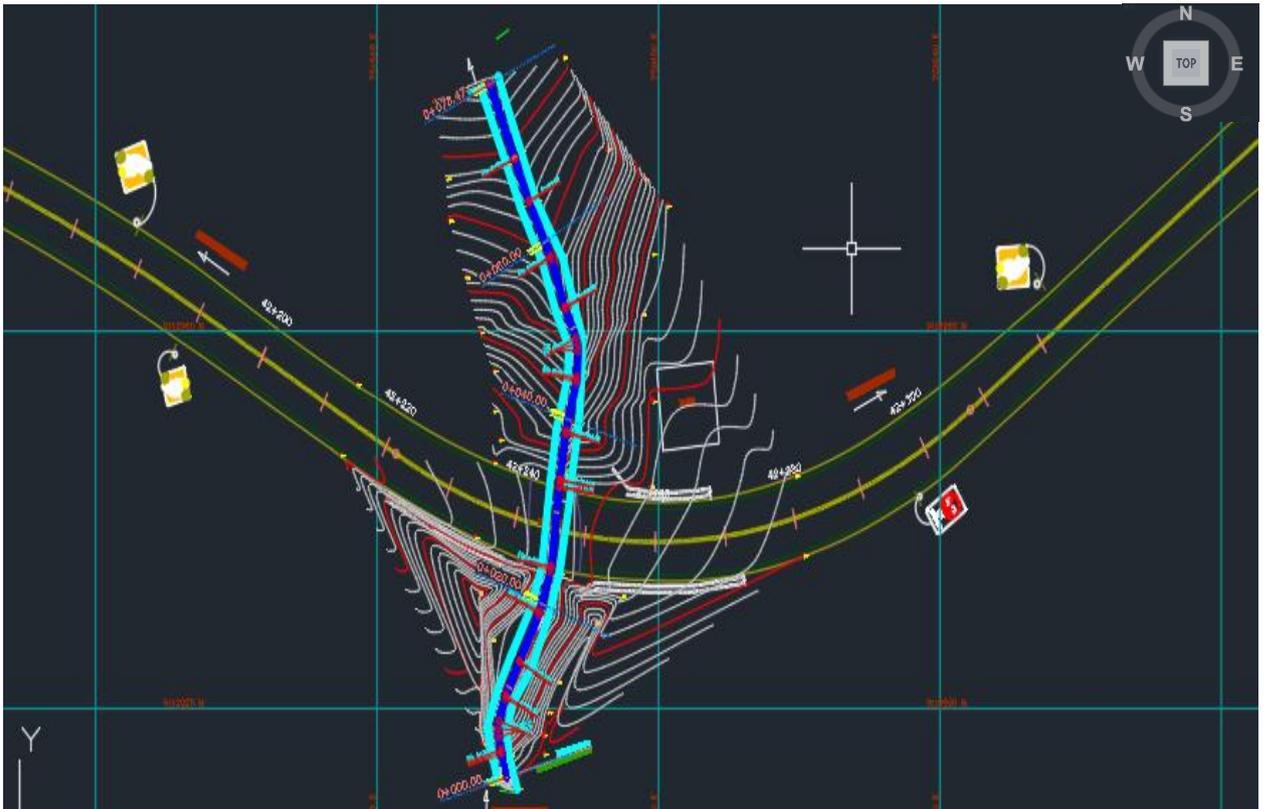
4.4.3. Estructuras de Drenaje Propuestas

La obra de drenaje transversal proyectada ha sido diseñada considerando los criterios descritos en los capítulos anteriores.

N°	ESTRUCTURA	PROGRESIVA TOPOGRÁFICA (Km.)	FUNCION	TIPO ESTRUCTURA	CELDAS	OJOS	SENTIDO DEL FLUJO	ESVIAJE	CONDICIONES FÍSICAS DE LAS ESTRUCTURAS EXISTENTES			
									CONDUCTO - DIMENSIONES			
									L (m)	Ø (Pulg)	b (m)	h (m)
1	ALCANTARILLA	42+245	PLUVIAL	TMC	-	1	DER-IZQ	90°	10.53	72	-	-

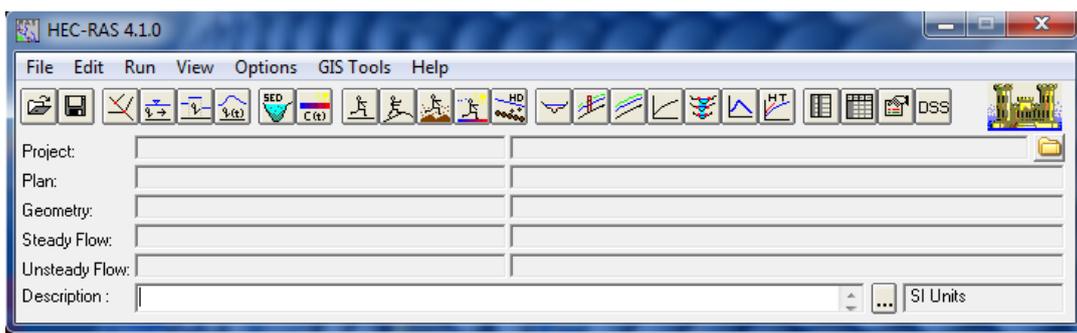
Alcantarilla Proyectada

4.5. Plano Topográfico de la alcantarilla



4.6. Ilustración del software Hec Ras

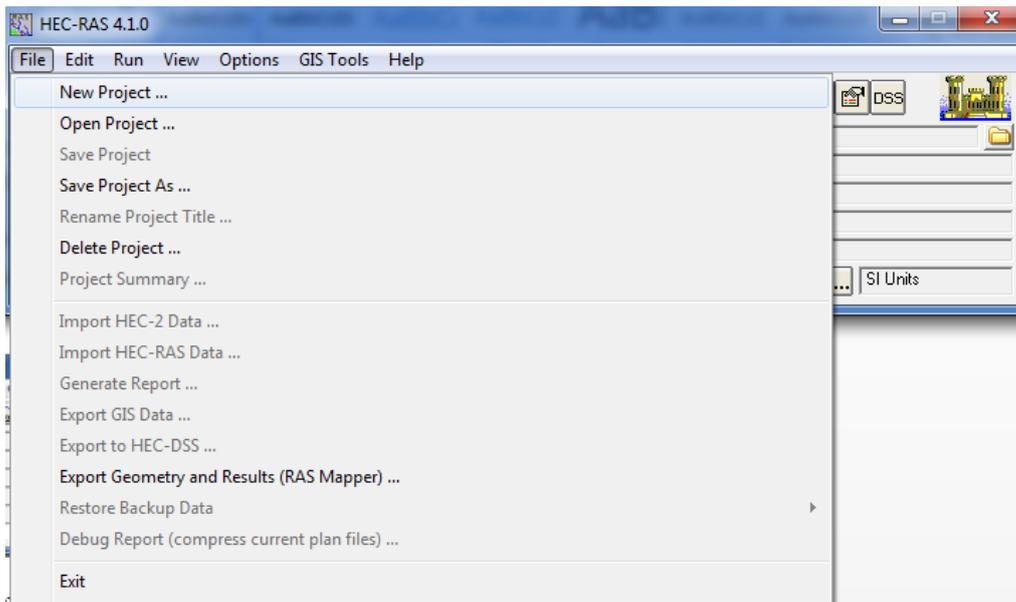
(1) Ilustración 12: ventana del software Hec-Ras



Fuente: Hec-Ras

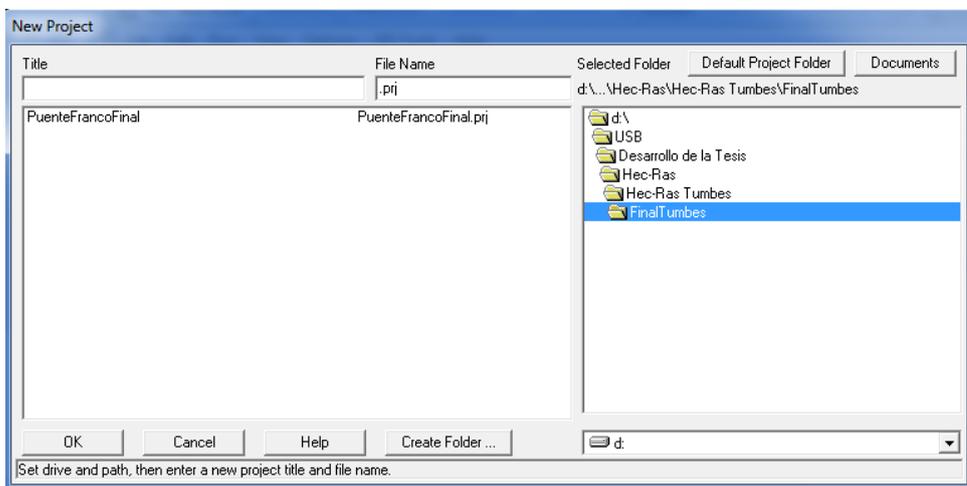
Para crear este nuevo proyecto, haremos clic en la sección de File, y otro clic en New Project

(2)



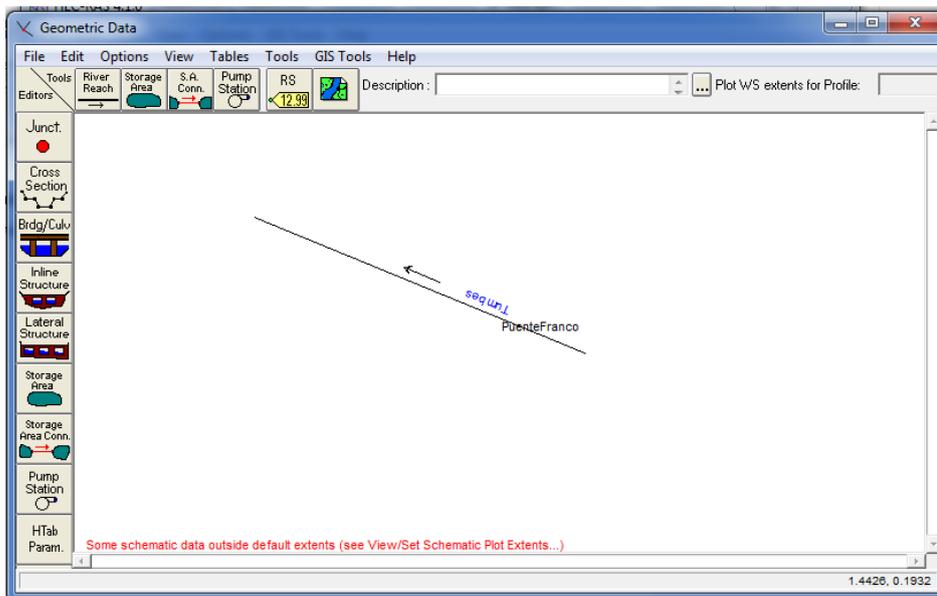
Acto seguido, colocamos el nombre del proyecto, en este caso Puente Franco Final, el cual irá en la casilla de Title, y lo guardaremos en una carpeta específica de la computadora finalizando con un clic en OK.

(3)



Una vez creado el nuevo proyecto, haremos clic en el ícono , en el cual aparecerá la ventana Geometric Data. En la misma haremos clic en el ícono  y dibujaremos los tramos del río a modelar, el cual quedará de la siguiente manera:

(4)



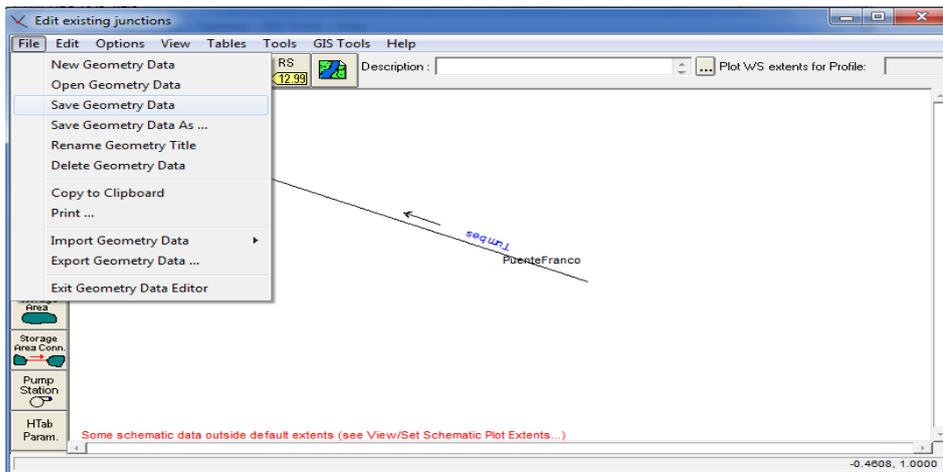
Cuando se define el extremo de aguas abajo (haciendo doble clic), aparece una ventana donde se colocará el nombre del río y en Reach colocaremos el nombre del puente como se muestra en la figura anexa.

(5)



Realizado esto, procederemos a guardar las secciones haciendo clic en el botón File dentro de la venta Geometric Data y dando clic en el botón Save Geometry Data.

(6)



Para empezar a ingresar los datos geométricos del río hacemos clic en el botón

(7) , con lo cual aparecerá la ventana Cross Section Data.

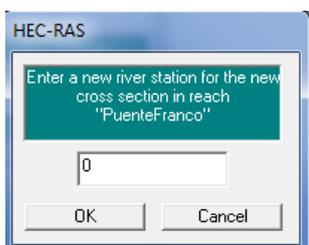
En esta ventana, para introducir la primera sección transversal, ejecutaremos la orden Options/Add a new Cross Section

(8)



Aparecerá una ventana pidiendo un identificador para sección transversal. Introduciremos el número de la primera sección de nuestro caso, que será 0, que representará la sección 0+000 del río.

(9)



Una vez establecido esto, se podrá editar en la ventana de Cross Section Data y se colocarán los datos obtenidos mediante estudios d, e campo. En el caso del

cuadrante de Description se colocará el nombre de la sección, en este caso por ser la primera sección colocaremos como nombre 0+000.

En los casilleros de Cross Section Coordinates colocaremos las secciones transversales obtenidas del estudio topográfico, cuyas abscisas se colocarán en el eje de STATION y las ordenadas se colocarán en el eje de ELEVATION.

(10)

Cross Section Coordinates		
	Station	Elevation
1	0	23
2	1237.3	22
3	1259	21.5
4	1284	21
5	1333	20
6	1407	20
7	1459	21
8	1472	21.5
9	1477	23
10		
11		
12		
13		
14		

En los cuadros de Downstream Reach Lengths se colocarán las distancias entre secciones, si el río es recto, las tres distancias serán las mismas, sin embargo si el río tiene curvaturas las longitudes variaran de acuerdo a la longitud del mismo.

(11)

Downstream Reach Lengths		
LOB	Channel	ROB
20	20	20

En el cuadro de Manning's Values colocaremos los coeficientes de Manning establecidos en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje para diferentes tipos de cauces. En este caso utilizaremos tres valores distintos:

- 0.12 para Llanura de Inundación con cultivos.
- 0.03 para el Cauce Principal.
- 0.065 para Llanura de Inundación sin cultivos.

(12)

Manning's n Values		
LOB	Channel	ROB
0.12	0.3	0.065

En el cuadro de Main Channel Bank Stations se colocarán los límites del río para definir la ubicación de los coeficientes de Manning previamente establecidos. Estos límites se dispondrán tanto en su parte derecha como en la izquierda del río.

(13)

Main Channel Bank Stations	
Left Bank	Right Bank
1259	1472

Finalmente, en el casillero de Cont/Exp Coefficient (Steady Flow) se colocarán los límites de contracción y expansión del río, en este caso, el software utiliza los coeficientes de 01 para contracción y 0.3 para expansión. Que también son los que recomienda el Manual del MTC para modelamiento en ríos.

(14)

Cont\Exp Coefficient (Steady Flow)	
Contraction	Expansion
0.1	0.3

CAPITULO V: RESULTADOS

5.1 Resultados Hidrológicos

a. Estación Salpo

Precipitación Máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno (mm) – Estación Salpo

(Tr) AÑOS	Pmax 24 H (mm) D. GUMBEL
100	57.18
50	51.94
25	46.66
20	44.94
10	39.54
5	33.90

Precipitación Máxima en 24 horas corregida para diferentes periodos de retorno (mm) – Estación Salpo

PERIODO DE RETORNO	DISTRIBUCIÓN GUMBEL
100	64.63
50	58.70
25	52.73
20	50.79
10	44.68
5	38.31

Lluvias máximas (mm).- Salpo

PERIODO DE RETORNO (T años)	P.Max. 24 HORAS DISTRIBUCIÓN GUMBEL (mm)	DURACIÓN EN MINUTOS					
		5	10	15	20	30	60
100	64.63	5.87	8.79	10.74	12.26	14.58	19.15
50	58.70	5.30	7.93	9.69	11.06	13.15	17.27
25	52.73	4.72	7.07	8.64	9.86	11.73	15.40
20	50.79	4.54	6.79	8.30	9.47	11.27	14.79
10	44.68	3.96	5.93	7.25	8.27	9.84	12.92
5	38.31	3.39	5.07	6.20	7.07	8.41	11.05

Intensidades máximas (mm/h).- Salpo

PERIODO DE RETORNO (T años)	P.Max. 24 HORAS DISTRIBUCIÓN GUMBEL (mm)	DURACIÓN EN MINUTOS					
		5	10	15	20	30	60
100	64.63	70.44	52.72	42.97	36.77	29.16	19.15
50	58.70	63.54	47.56	38.76	33.17	26.31	17.27
25	52.73	56.65	42.40	34.56	29.57	23.45	15.40
20	50.79	54.43	40.74	33.20	28.41	22.53	14.79
10	44.68	47.54	35.58	29.00	24.81	19.68	12.92
5	38.31	40.64	30.42	24.79	21.21	16.82	11.05

Método Racional - Estación Salpo - ST 15

ESTACION SALPO

K= 76.11

m= 0.183

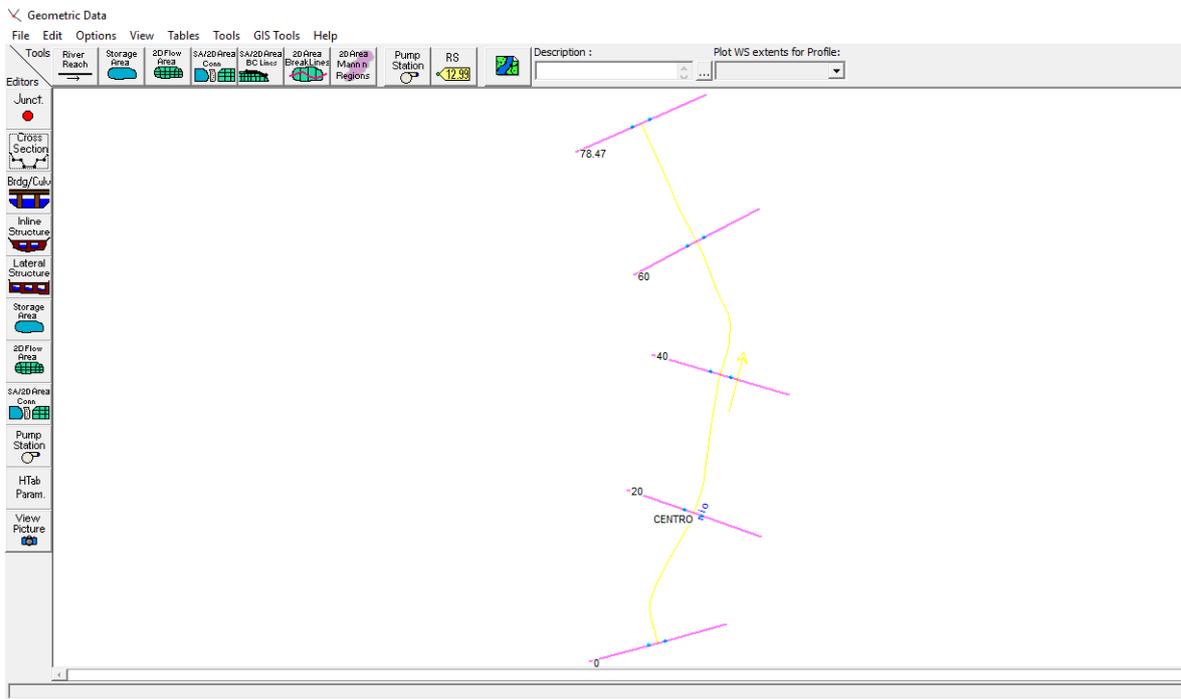
n= 0.527

$$I = \frac{K T^m}{t^n}$$

Progresiva (Km)	PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS						TIEMPO DE CONCENTRACION TC (HORAS) Kirpich	Coeficiente de escorrentia	Intensidad (mmhora)					Caudal Máximo (m ³ /seg)				
	Área Cuenca (Km ²)	Longitud (km)	Cota Superior (msnm)	Cota Inferior (msnm)	Desnivel (m)	Pendiente Cuenca S (mil)			Tr (años)					Tr (años)				
									10	25	50	75	100	10	25	50	75	100
42+300	13	19	1915	987	928	0.49	0.143	0.5	37.4	44.3	50.2	54.1	57.0	6.8	8.0	9.1	9.8	10.3

Tabla. Cálculo Caudal Máximo. Método Racional

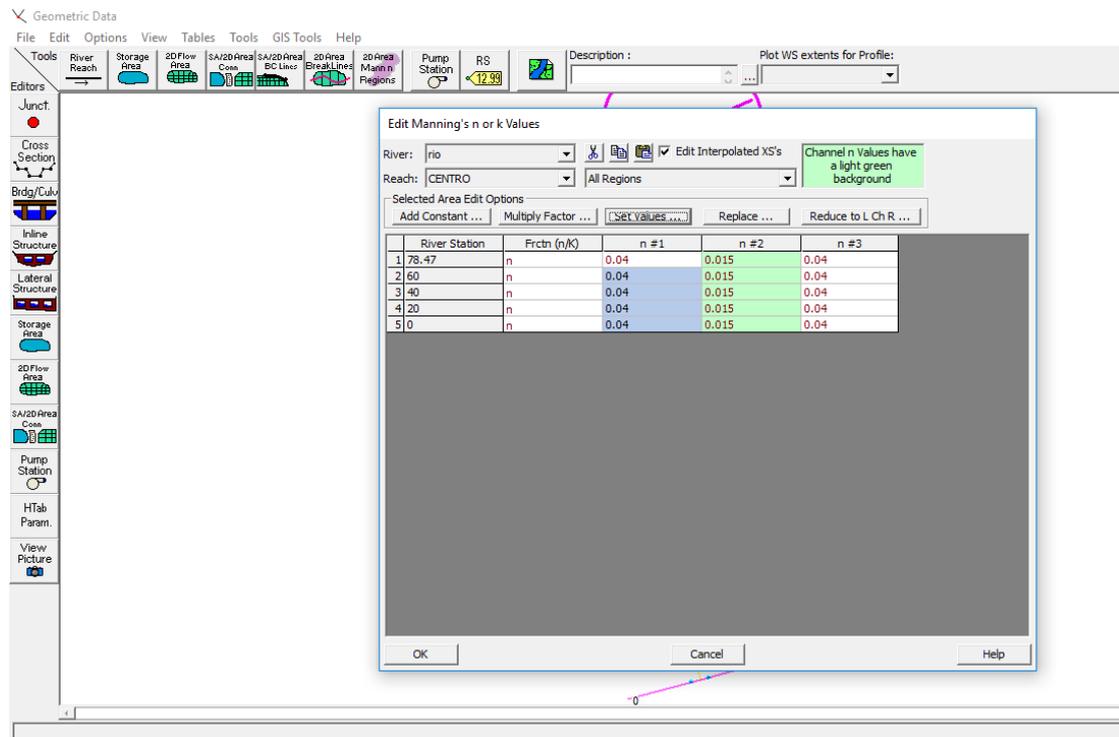
5.2 Simulación con software Hec Ras en Terreno Natural



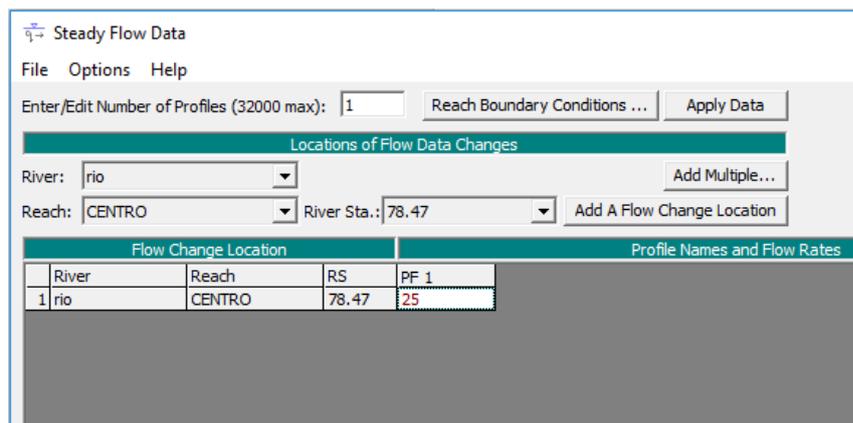
Se realiza la importación topografía a Hec-Ras

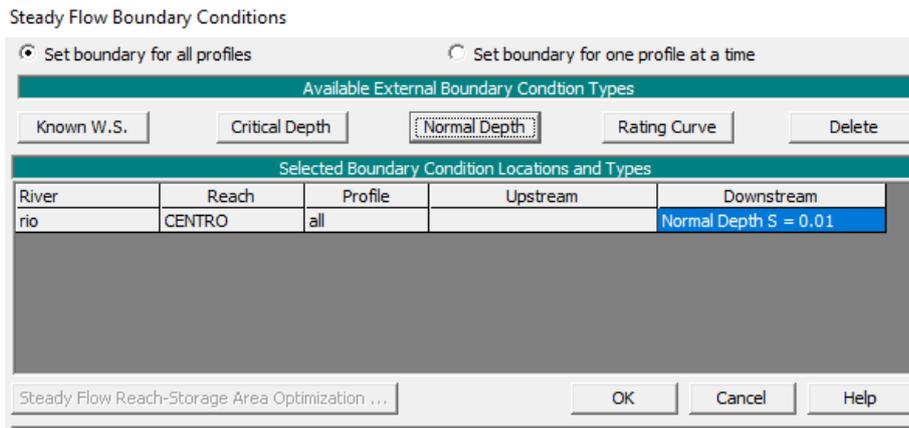
Ahí podemos observar la sección 0+000 en una vista de aguas abajo a aguas arriba que es como lo toma el software para efectos de modelamiento. De igual manera y con los pasos anteriores ingresamos las secciones restantes.

Hacemos el ingreso de el Manning

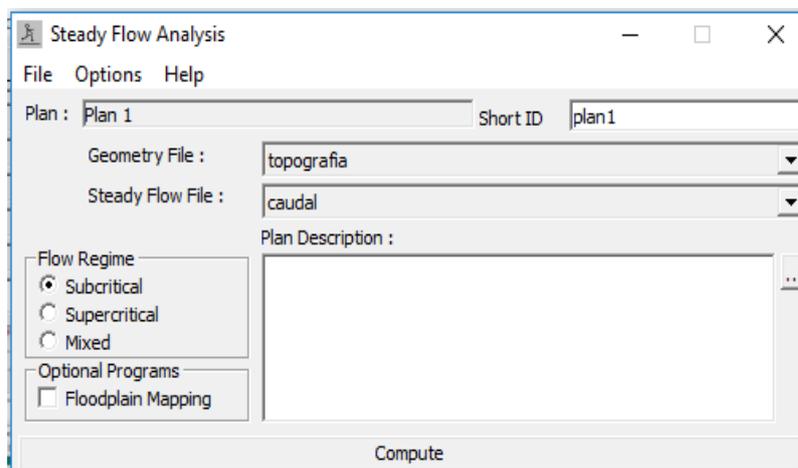


Ingresando caudales

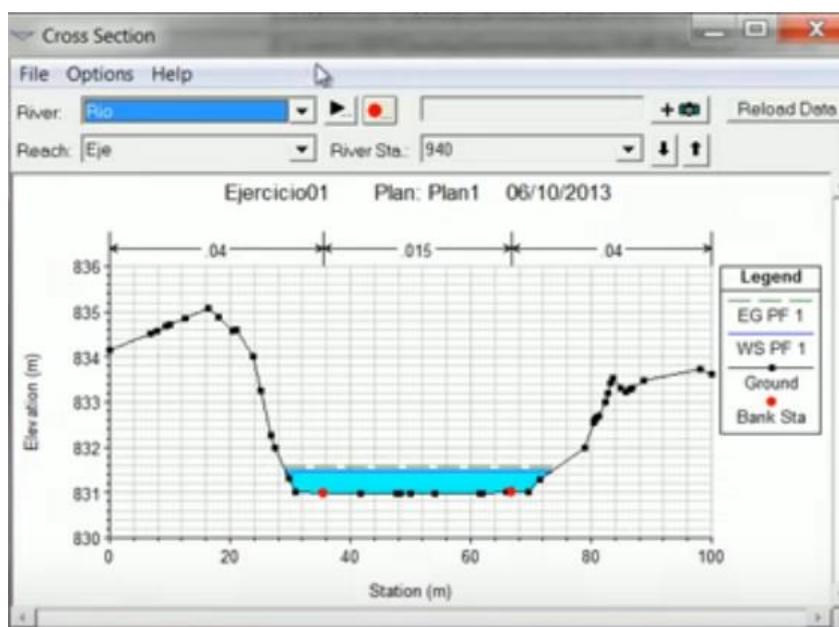




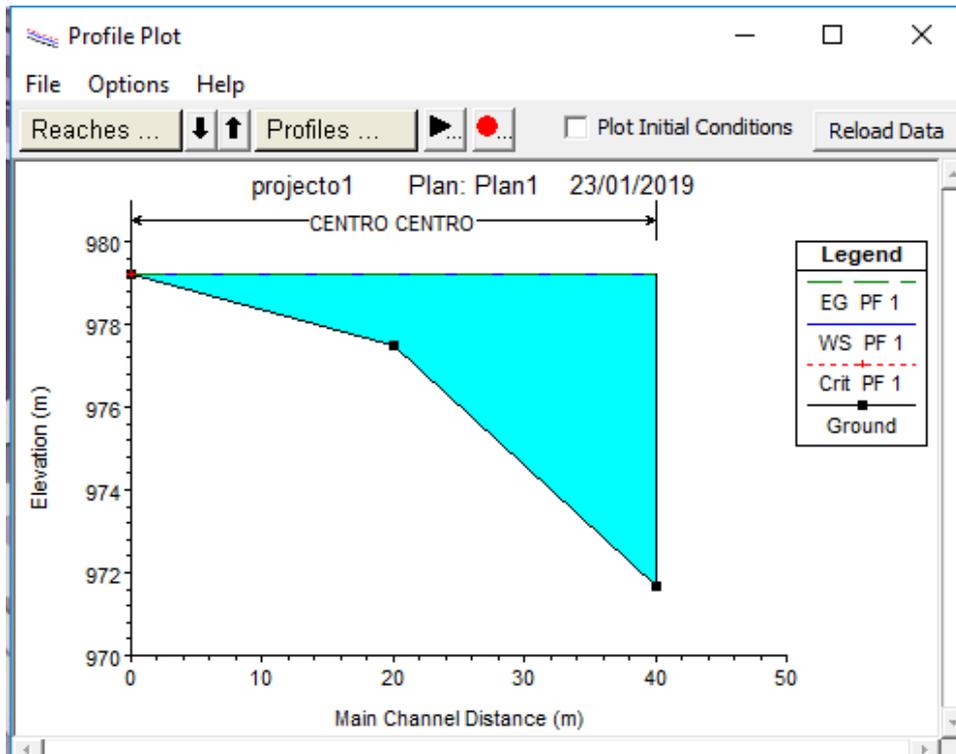
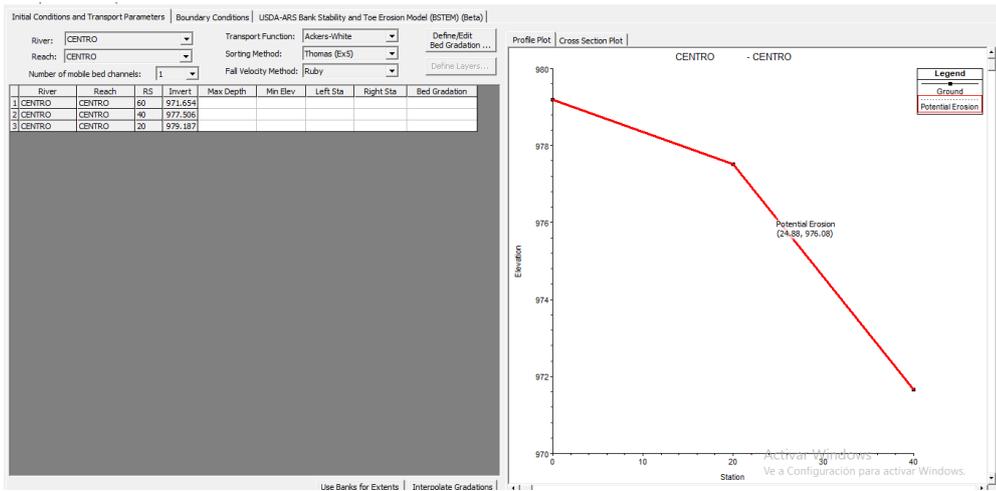
Ingresamos el Plan



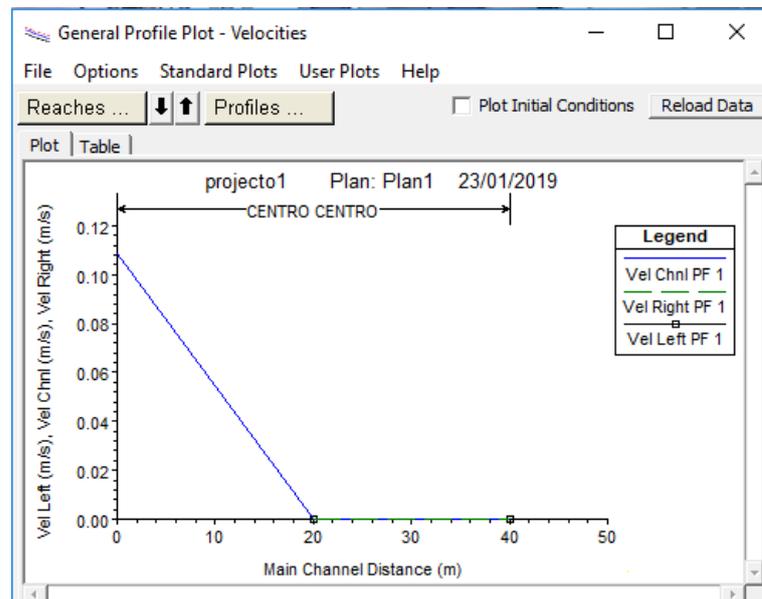
Obtenemos las secciones



Obtenemos Perfil Cota vs Distancia



Observamos el perfil Velocidad vs Distancia



Salida de sección Transversal

Plan: plan1 rio CENTRO RS: 78.47 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	983.09	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.00	Wt. n-Val.	0.040	0.015	0.040
W.S. Elev (m)	983.09	Reach Len. (m)	18.56	18.47	18.43
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	138.12	42.10	121.30
E.G. Slope (m/m)	0.000001	Area (m2)	138.12	42.10	121.30
Q Total (m3/s)	25.00	Flow (m3/s)	5.28	12.16	7.57
Top Width (m)	20.00	Top Width (m)	8.66	2.74	8.60
Vel Total (m/s)	0.08	Avg. Vel. (m/s)	0.04	0.29	0.06
Max Chl Dpth (m)	29.57	Hydr. Depth (m)	15.95	15.38	14.10
Conv. Total (m3/s)	31269.9	Conv. (m3/s)	6599.3	15204.1	9466.5
Length Wtd. (m)	18.48	Wetted Per. (m)	52.28	3.34	21.99
Min Ch El (m)	967.23	Shear (N/m2)	0.02	0.08	0.03
Alpha	6.11	Stream Power (N/m s)	0.00	0.02	0.00
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	3.54	1.44	3.26
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	0.44	0.20	0.45

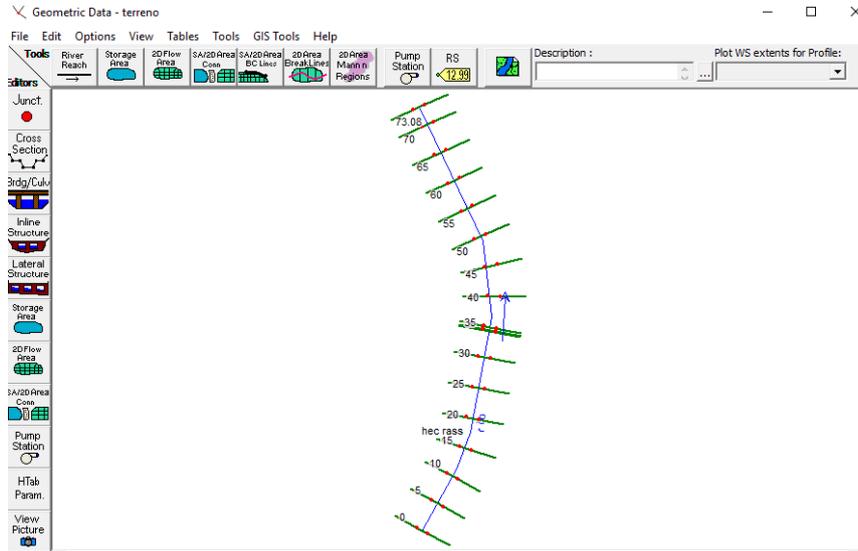
Fuente: Elaboración propia, cuadro 5.2 terreno natural

Perfiles de salidas y cargas

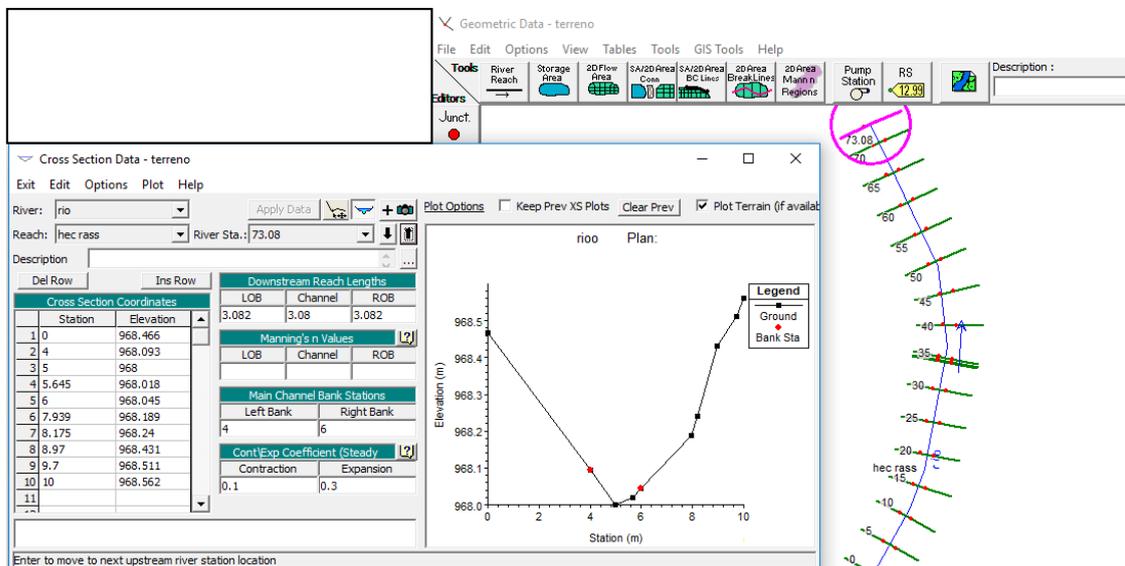
HEC-RAS Plan: plan1 River: rio Reach: CENTRO Profile: PF 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
CENTRO	78.47	PF 1	25.00	967.23	983.09		983.09	0.000001	0.29	301.52	20.00	0.02
CENTRO	60	PF 1	25.00	971.90	983.09		983.09	0.000002	0.36	194.93	20.00	0.03
CENTRO	40	PF 1	25.00	977.16	983.07		983.09	0.000021	0.78	74.27	20.00	0.11
CENTRO	20	PF 1	25.00	979.43	982.13	982.13	983.00	0.002424	4.26	7.55	5.44	0.95
CENTRO	0	PF 1	25.00	946.51	964.37	957.35	964.75	0.010001	2.71	9.24	1.03	0.29

5.3 Simulación Software Hec Ras con $Q= 5 \text{ m}^3/\text{s}$.

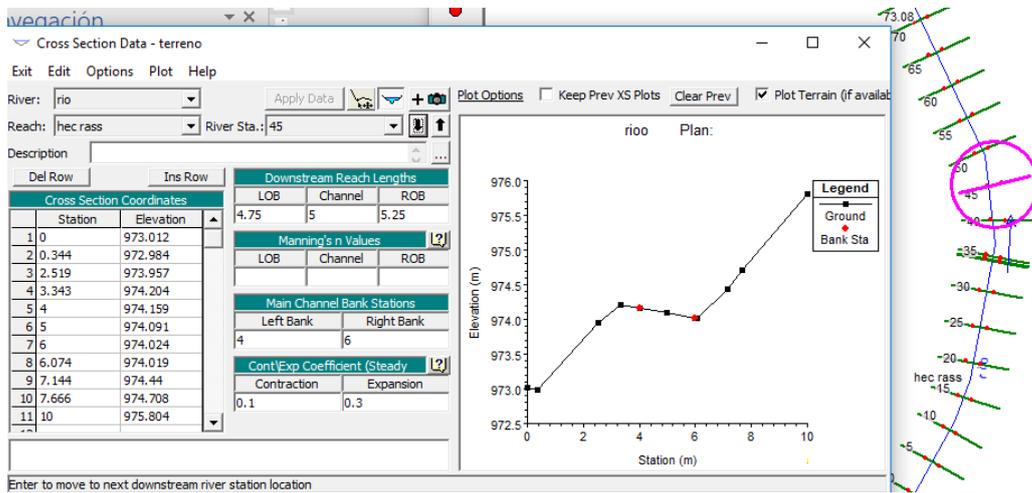
- INGRESO DE TOPOGRAFIA AL HEC RASS



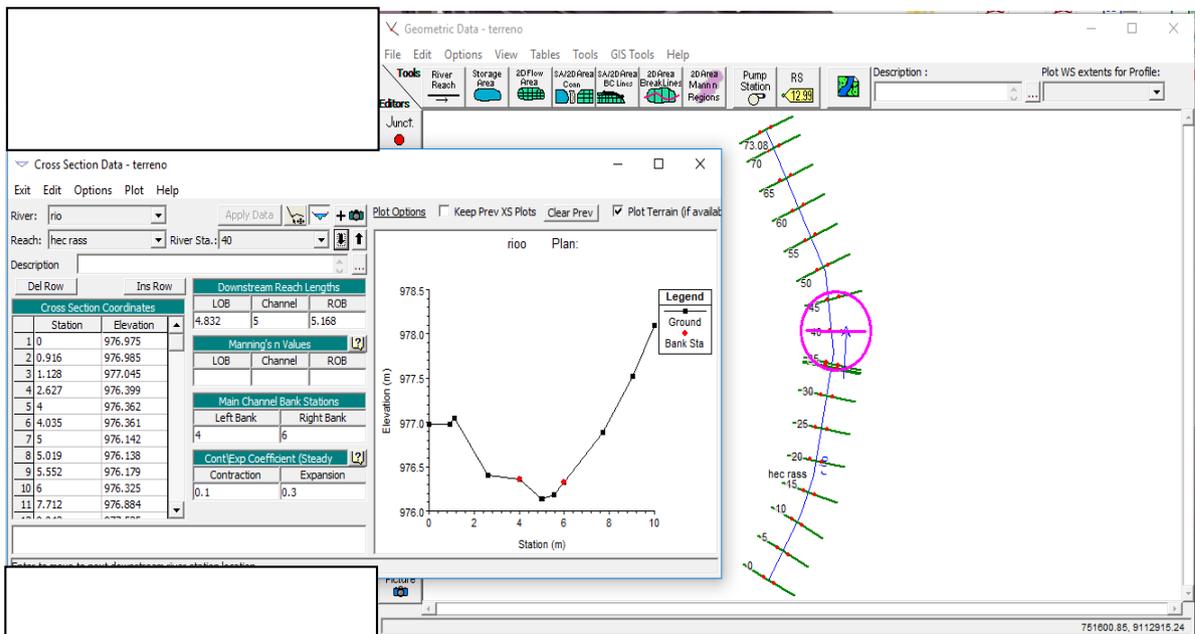
- INGRESO DE SECCIONES DEL CANAL DEL ULTIMO TRAMO



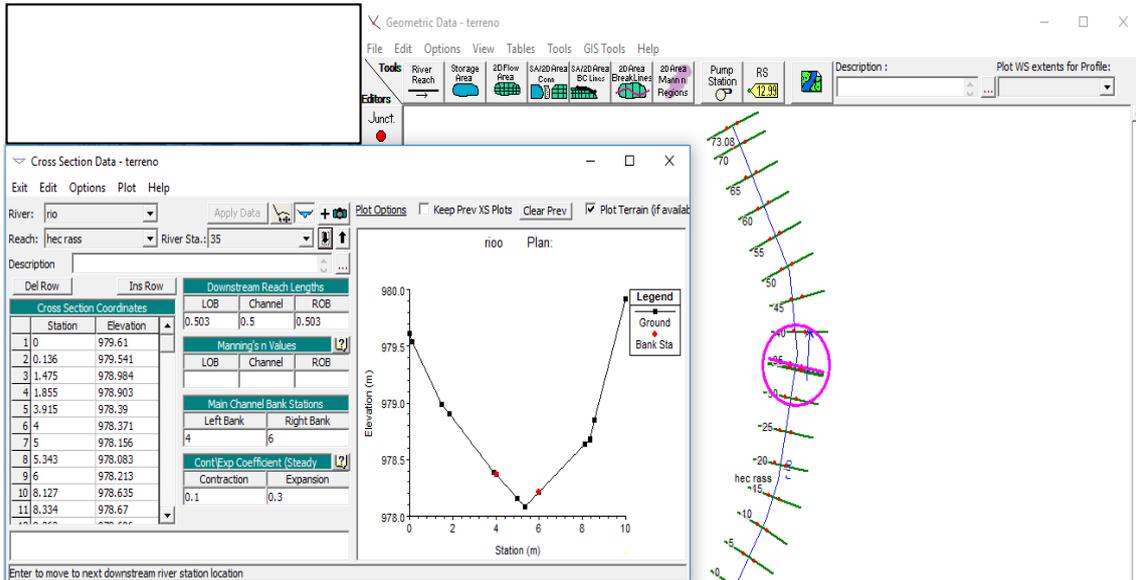
- INGRESO DE SECCIONES DEL CANAL DE LA PROGRESIVA 45 UBICADO EN EL ALCANTARILLADO



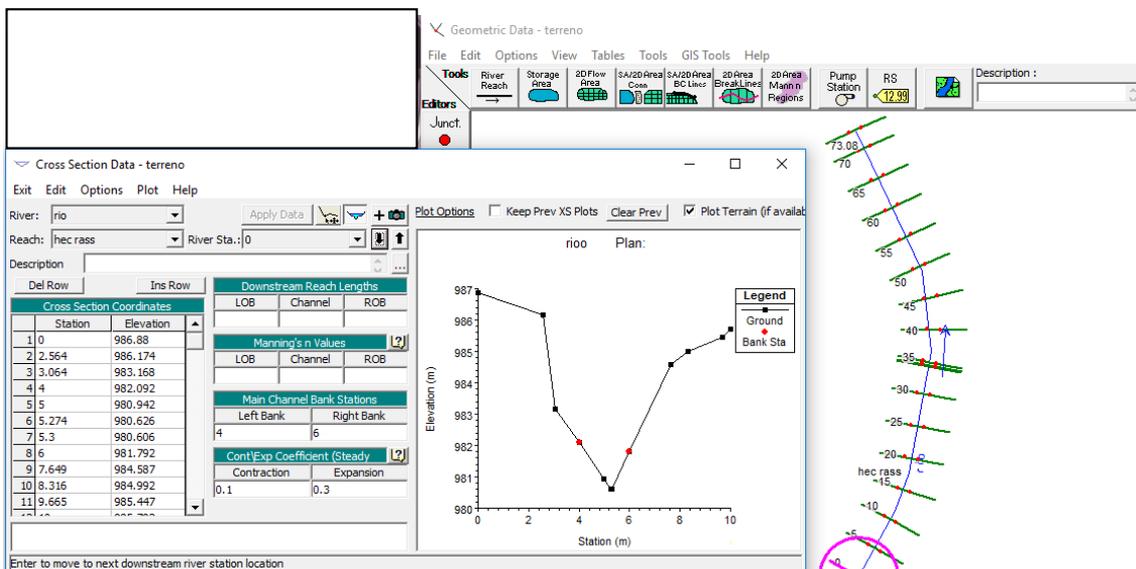
- INGRESO DE SECCIONES DEL CANAL DE LA PROGRESIVA 40 UBICADO EN EL ALCANTARILLADO



- INGRESO DE SECCIONES DEL CANAL DE LA PROGRESIVA 35 UBICADO EN EL ALCANTARILLADO



- INGRESO DE SECCIONES DEL CANAL DE LA PROGRESIVA 0



- SALIDA DE SECCIÓN TRANSVERSAL

Cross Section Output

File Type Options Help

River: rio Profile: PF 1

Reach: hec rass RS: 70 Plan: plan5

Plan: plan 5 rio hec rass RS: 70 Profile: PF 1

		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	982.86	Wt. n-Val.	0.040	0.015	0.040
Vel Head (m)	0.00	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
W.S. Elev (m)	982.86	Flow Area (m2)	55.87	27.97	55.21
Crit W.S. (m)		Area (m2)	55.87	27.97	55.21
E.G. Slope (m/m)	0.000000	Flow (m3/s)	0.89	3.22	0.88
Q Total (m3/s)	5.00	Top Width (m)	4.00	2.00	4.00
Top Width (m)	10.00	Avg. Vel. (m/s)	0.02	0.12	0.02
Vel Total (m/s)	0.04	Hydr. Depth (m)	13.97	13.98	13.80
Max Chl Dpth (m)	14.05	Conv. (m3/s)	2992.1	10819.6	2967.0
Conv. Total (m3/s)	16778.7	Wetted Per. (m)	17.82	2.00	17.52
Length Wtd. (m)	5.00	Shear (N/m2)	0.00	0.01	0.00
Min Ch El (m)	968.85	Stream Power (N/m s)	0.00	0.00	0.00
Alpha	6.70	Cum Volume (1000 m3)	1.61	0.83	1.50
Frctn Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	0.26	0.14	0.25
C & E Loss (m)	0.00				

Fuente: Elaboración propia, cuadro 5.3 con rápida escalonada

- INGRESANDO CAUDAL 5m3/s, CUADRO DE CARGAS

Profile Output Table - Standard Table 1

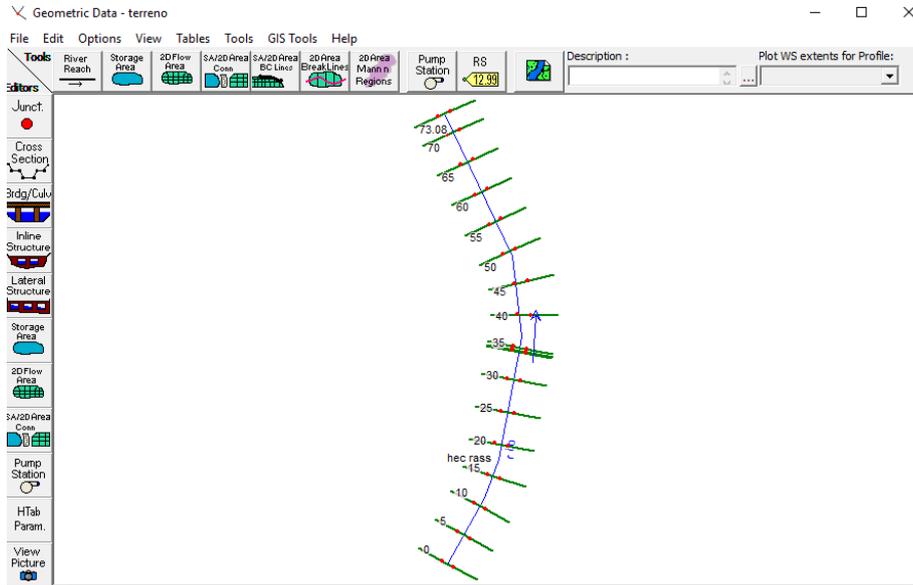
File Options Std. Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: plan 5 River: rio Reach: hec rass Profile: PF 1

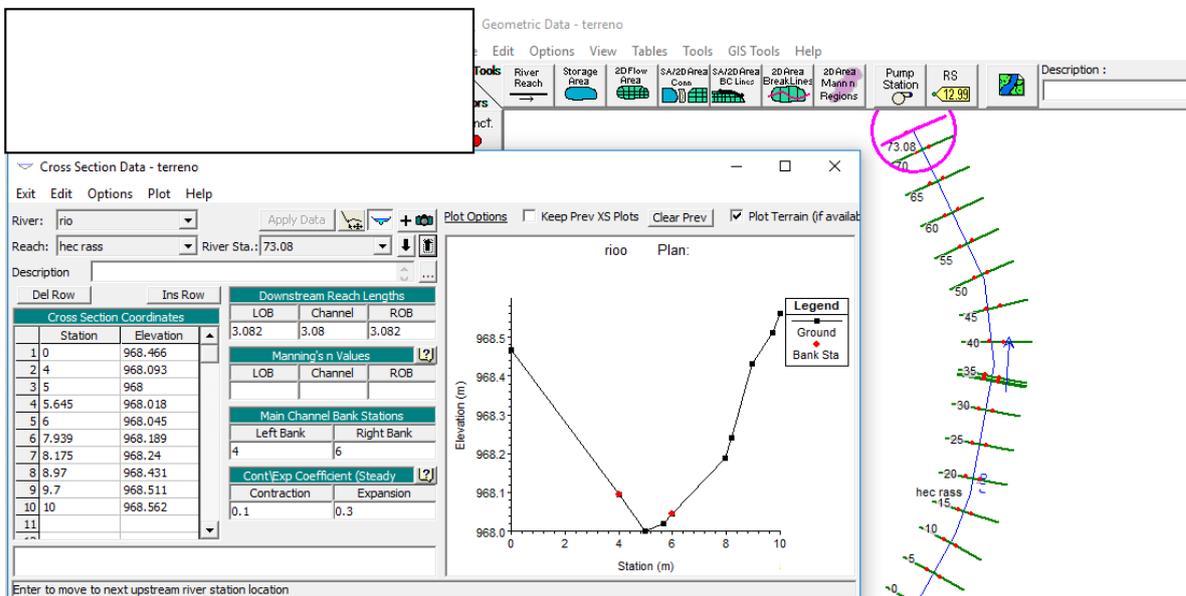
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
hec rass	73.08	PF 1	5.00	968.00	982.86		982.86	0.000000	0.11	146.41	10.00	0.01
hec rass	70	PF 1	5.00	968.85	982.86		982.86	0.000000	0.12	139.05	10.00	0.01
hec rass	65	PF 1	5.00	970.14	982.86		982.86	0.000000	0.12	126.36	10.00	0.01
hec rass	60	PF 1	5.00	971.36	982.86		982.86	0.000000	0.14	113.87	10.00	0.01
hec rass	55	PF 1	5.00	972.45	982.86		982.86	0.000000	0.15	103.16	10.00	0.01
hec rass	50	PF 1	5.00	973.27	982.86		982.86	0.000000	0.16	96.51	10.00	0.02
hec rass	45	PF 1	5.00	974.02	982.86		982.86	0.000000	0.17	86.28	10.00	0.02
hec rass	40	PF 1	5.00	976.14	982.86		982.86	0.000001	0.22	61.08	10.00	0.03
hec rass	35	PF 1	5.00	978.08	982.86		982.86	0.000003	0.30	41.38	10.00	0.04
hec rass	34.5	PF 1	5.00	978.19	982.86		982.86	0.000003	0.31	40.42	10.00	0.05
hec rass	34.34	PF 1	5.00	978.22	982.86		982.86	0.000003	0.31	40.17	10.00	0.05
hec rass	30	PF 1	5.00	979.97	982.86		982.86	0.000011	0.44	27.58	10.00	0.08
hec rass	25	PF 1	5.00	982.10	982.80		982.86	0.001048	1.57	6.56	10.00	0.64
hec rass	20	PF 1	5.00	982.22	982.76		982.85	0.002196	1.95	5.28	10.00	0.89
hec rass	15	PF 1	5.00	980.13	982.81		982.82	0.000030	0.61	18.27	9.82	0.13
hec rass	10	PF 1	5.00	980.02	982.81		982.82	0.000023	0.58	17.92	7.88	0.12
hec rass	5	PF 1	5.00	980.28	982.80		982.82	0.000050	0.72	12.60	6.40	0.15
hec rass	0	PF 1	5.00	980.61	982.64	982.15	982.81	0.001001	1.82	3.03	2.98	0.50

5.4 Simulación Software Hec Ras con $Q= 9.83 \text{ m}^3/\text{s}$.

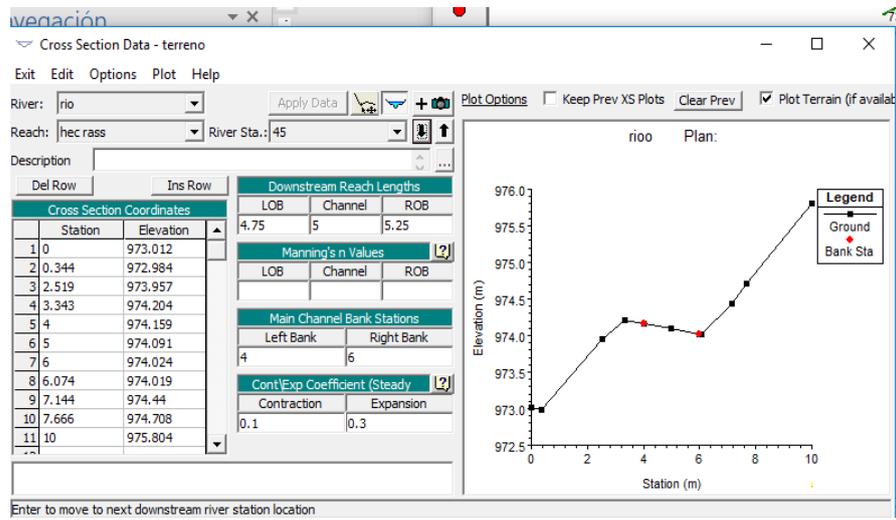
- INGRESO DE TOPOGRAFIA AL HEC RASS



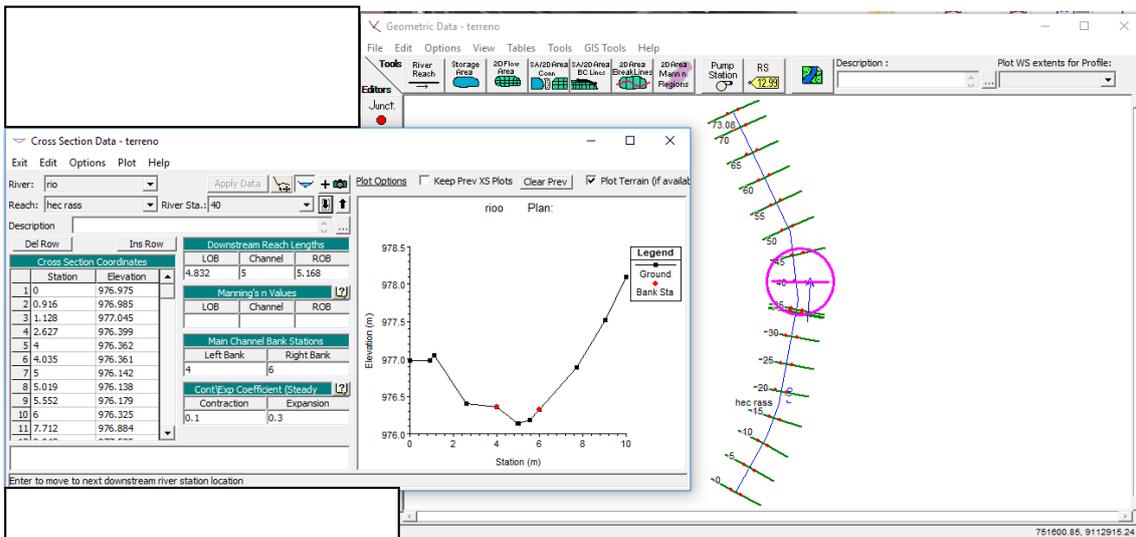
- INGRESO DE SECCIONES DEL CANAL DEL ULTIMO TRAMO



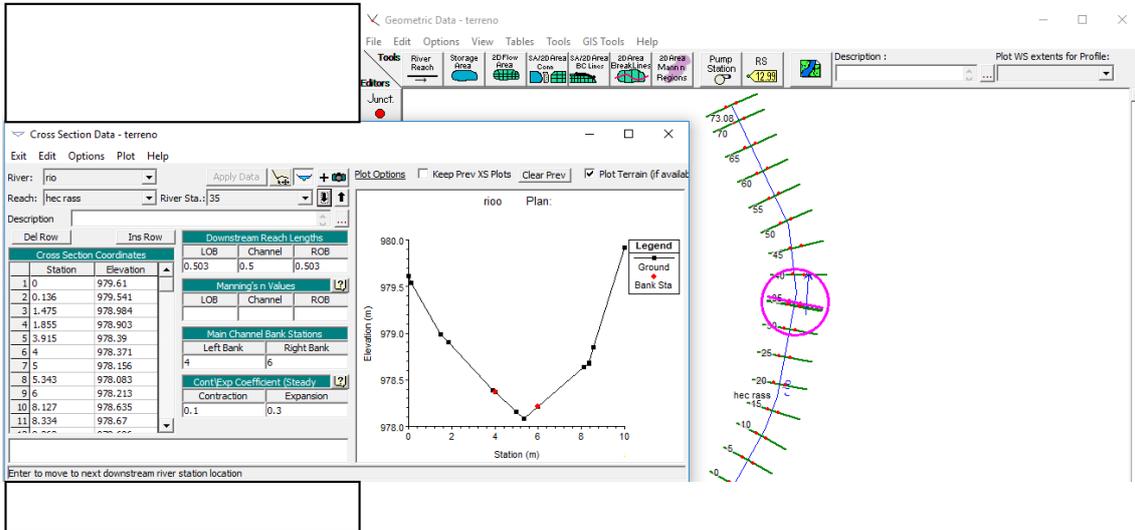
- INGRESO DE SECCIONES DEL CANAL DE LA PROGRESIVA 45 UBICADO EN EL ALCANTARARILLADO



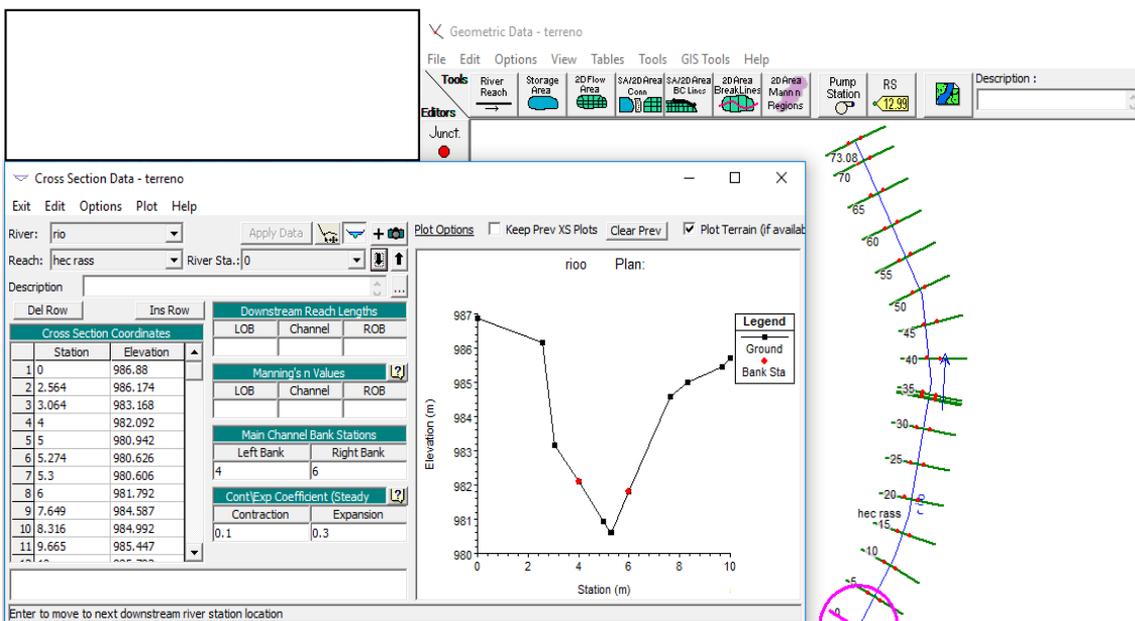
- INGRESO DE SECCIONES DEL CANAL DE LA PROGRESIVA 40 UBICADO EN EL ALCANTARARILLADO



- INGRESO DE SECCIONES DEL CANAL DE LA PROGRESIVA 35 UBICADO EN EL ALCANTARILLADO



- INGRESO DE SECCIONES DEL CANAL DE LA PROGRESIVA 0



- SALIDA DE SECCIÓN TRANSVERSAL

Plan: plan 5 rio hec rass RS: 73.08 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	983.59	Element	Left OB	Channel	Select plan file
Vel Head (m)	0.00	Wt. n-Val.	0.040	0.015	0.040
W.S. Elev (m)	983.59	Reach Len. (m)	3.08	3.08	3.08
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	61.24	31.12	61.31
E.G. Slope (m/m)	0.000000	Area (m2)	61.24	31.12	61.31
Q Total (m3/s)	9.83	Flow (m3/s)	1.67	6.48	1.68
Top Width (m)	10.00	Top Width (m)	4.00	2.00	4.00
Vel Total (m/s)	0.06	Avg. Vel. (m/s)	0.03	0.21	0.03
Max Chl Dpth (m)	15.59	Hydr. Depth (m)	15.31	15.56	15.33
Conv. Total (m3/s)	19566.8	Conv. (m3/s)	3324.1	12904.1	3338.6
Length Wtd. (m)	3.08	Wetted Per. (m)	19.14	2.01	19.07
Min Ch El (m)	968.00	Shear (N/m2)	0.01	0.04	0.01
Alpha	7.06	Stream Power (N/m s)	0.00	0.01	0.00
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	1.99	1.02	1.87
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	0.28	0.15	0.27

Fuente: Elaboración propia, cuadro 5.4 con rápida escalonada

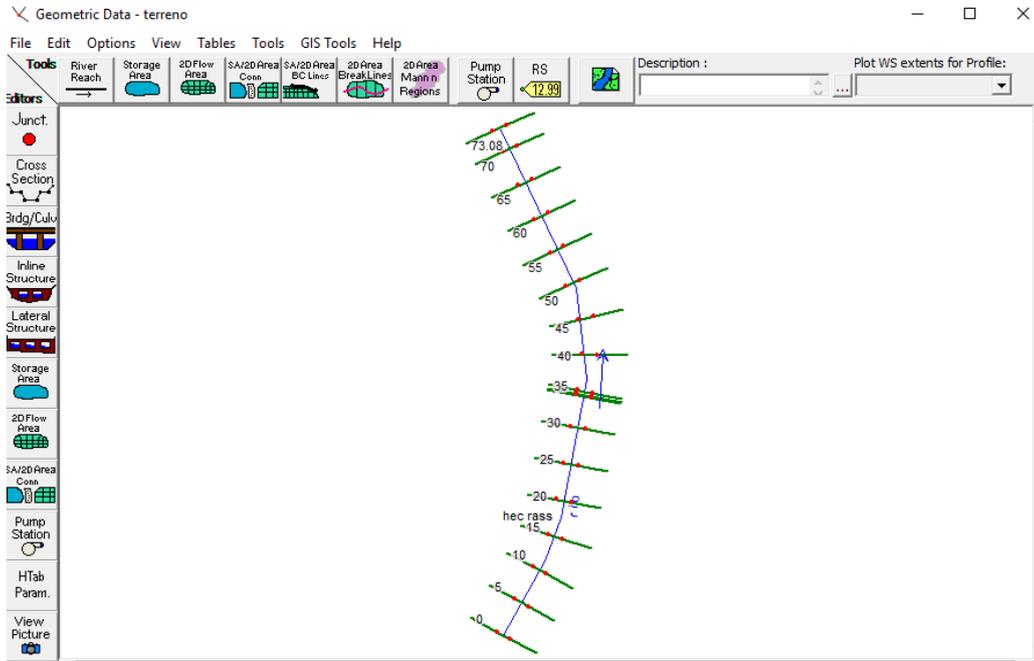
- INGRESANDO CAUDAL 9.83 m3/s, CUADRO DE CARGAS

Profile Output Table - Standard Table 1

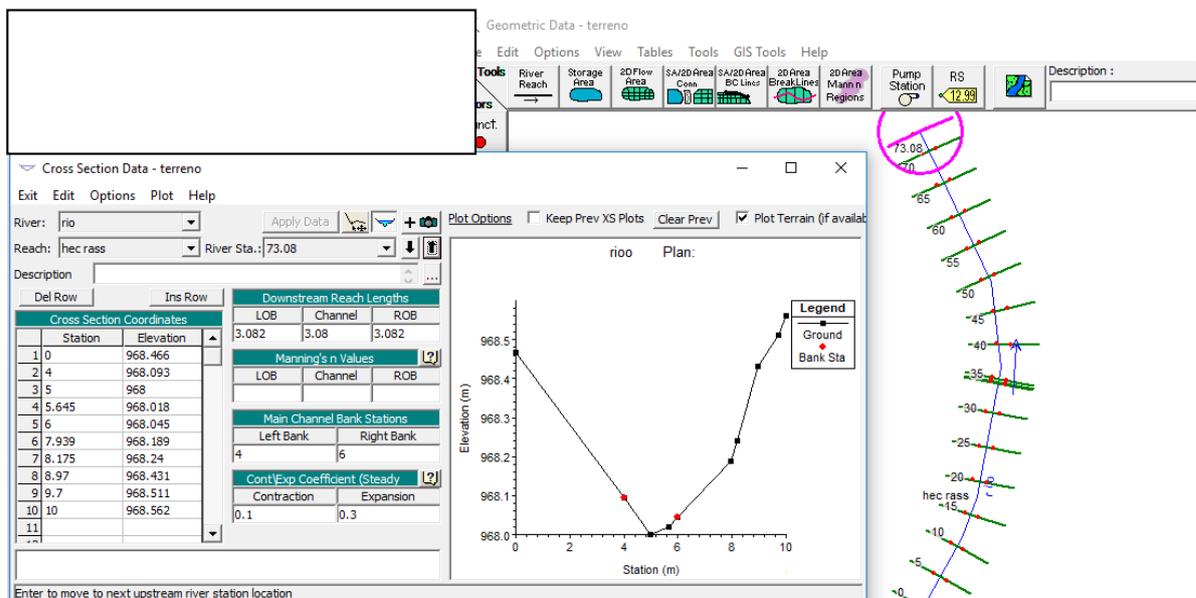
HEC-RAS Plan: plan 5 River: r												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
hec rass	73.08	PF 1	9.83	968.00	983.59		983.59	0.000000	0.21	153.66	10.00	0.02
hec rass	70	PF 1	9.83	968.85	983.59		983.59	0.000000	0.22	146.31	10.00	0.02
hec rass	65	PF 1	9.83	970.14	983.59		983.59	0.000000	0.23	133.62	10.00	0.02
hec rass	60	PF 1	9.83	971.36	983.59		983.59	0.000001	0.25	121.12	10.00	0.02
hec rass	55	PF 1	9.83	972.45	983.59		983.59	0.000001	0.27	110.41	10.00	0.03
hec rass	50	PF 1	9.83	973.27	983.59		983.59	0.000001	0.29	103.75	10.00	0.03
hec rass	45	PF 1	9.83	974.02	983.59		983.59	0.000001	0.31	93.53	10.00	0.03
hec rass	40	PF 1	9.83	976.14	983.59		983.59	0.000003	0.39	68.31	10.00	0.05
hec rass	35	PF 1	9.83	978.08	983.58		983.59	0.000007	0.52	48.59	10.00	0.07
hec rass	34.5	PF 1	9.83	978.19	983.58		983.59	0.000007	0.53	47.63	10.00	0.07
hec rass	34.34	PF 1	9.83	978.22	983.58		983.59	0.000007	0.53	47.38	10.00	0.07
hec rass	30	PF 1	9.83	979.97	983.58		983.59	0.000021	0.71	34.76	10.00	0.12
hec rass	25	PF 1	9.83	982.10	983.52		983.58	0.000386	1.59	13.78	10.00	0.44
hec rass	20	PF 1	9.83	982.22	983.51		983.58	0.000506	1.73	12.78	10.00	0.50
hec rass	15	PF 1	9.83	980.13	983.54		983.56	0.000045	0.89	25.50	9.98	0.16
hec rass	10	PF 1	9.83	980.02	983.54		983.56	0.000040	0.91	23.83	8.38	0.16
hec rass	5	PF 1	9.83	980.28	983.52		983.56	0.000079	1.08	17.44	7.09	0.20
hec rass	0	PF 1	9.83	980.61	983.27	982.65	983.54	0.001001	2.35	5.20	3.83	0.53

5.5 Simulación Software Hec Ras con $Q= 15.0 \text{ m}^3/\text{s}$.

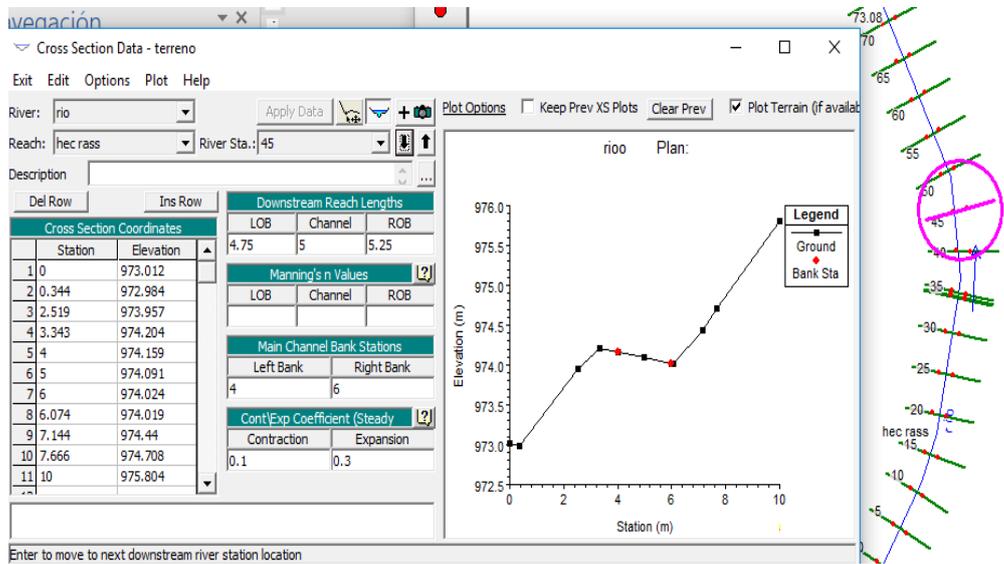
- INGRESO DE TOPOGRAFIA AL HEC RASS



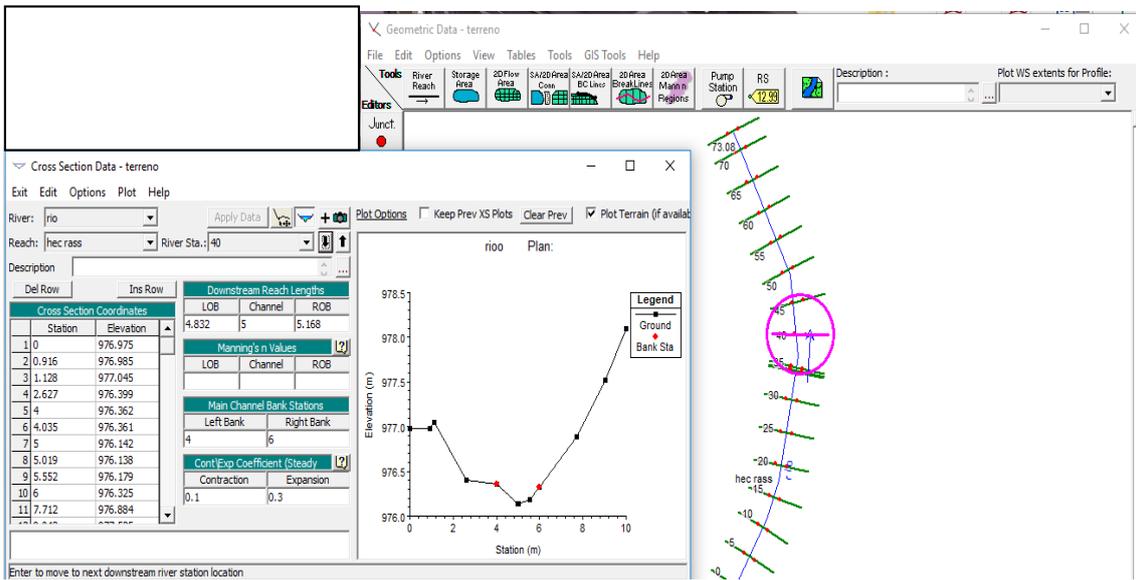
- INGRESO DE SECCIONES DEL CANAL DEL ULTIMO TRAMO



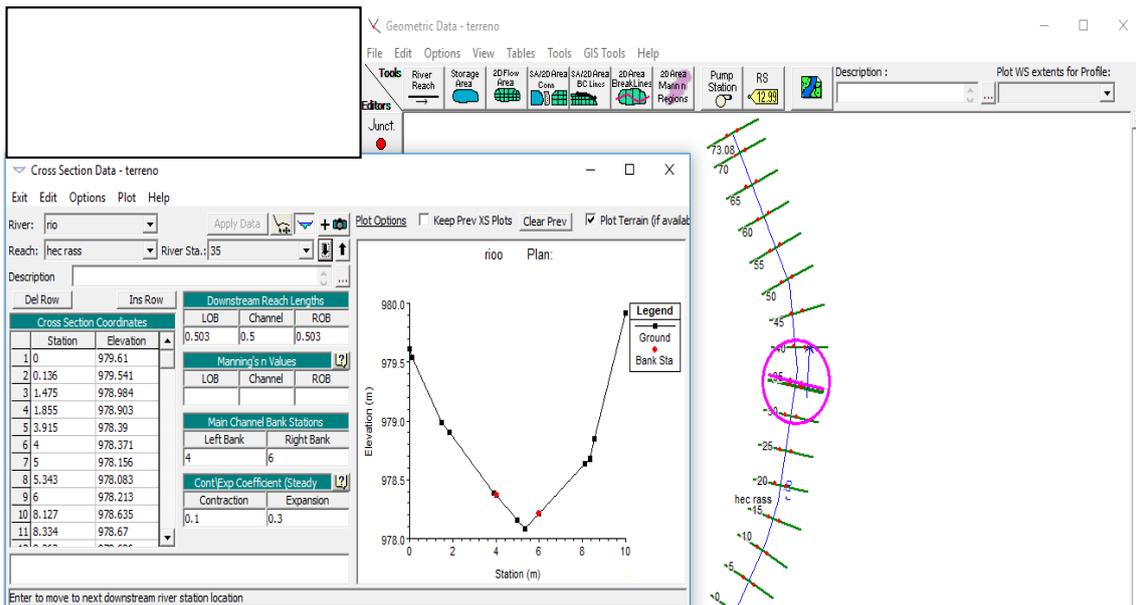
- INGRESO DE SECCIONES DEL CANAL DE LA PROGRESIVA 45 UBICADO EN EL ALCANTARILLADO



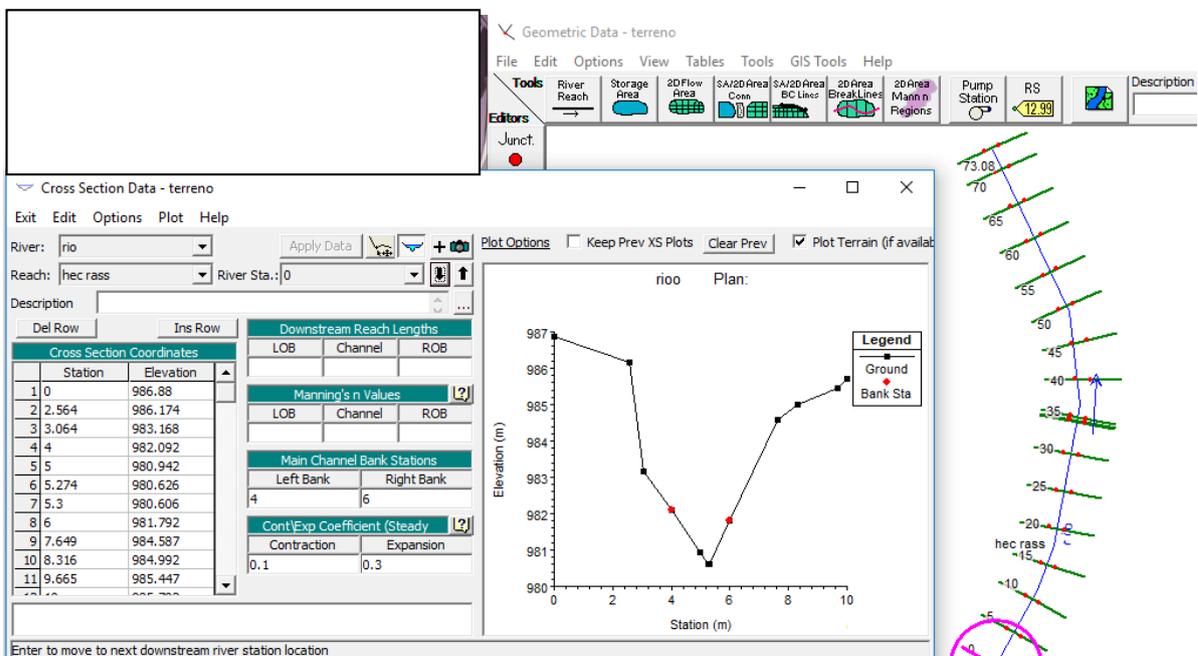
- INGRESO DE SECCIONES DEL CANAL DE LA PROGRESIVA 40 UBICADO EN EL ALCANTARILLADO



- INGRESO DE SECCIONES DEL CANAL DE LA PROGRESIVA 35 UBICADO EN EL ALCANTARILLADO



- INGRESO DE SECCIONES DEL CANAL DE LA PROGRESIVA 0



- SALIDA DE SECCIÓN TRANSVERSAL

Cross Section Output

File Type Options Help

River: rio Profile: PF 1

Reach: hec rass RS: 73.08 Plan: plan5

Plan: plan 5 rio hec rass RS: 73.08 Profile: PF 1

Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	984.22		
Vel Head (m)	0.00		
W.S. Elev (m)	984.21		
Crit W.S. (m)			
E.G. Slope (m/m)	0.000001		
Q Total (m3/s)	15.00		
Top Width (m)	10.00		
Vel Total (m/s)	0.09		
Max Chl Dpth (m)	16.21		
Conv. Total (m3/s)	20747.4		
Length Wtd. (m)	3.08		
Min Ch El (m)	968.00		
Alpha	7.21		
Frctn Loss (m)	0.00		
C & E Loss (m)	0.00		
Wt. n-Val.	0.040	0.015	0.040
Reach Len. (m)	3.08	3.08	3.08
Flow Area (m2)	63.73	32.36	63.80
Area (m2)	63.73	32.36	63.80
Flow (m3/s)	2.51	9.96	2.52
Top Width (m)	4.00	2.00	4.00
Avg. Vel. (m/s)	0.04	0.31	0.04
Hydr. Depth (m)	15.93	16.18	15.95
Conv. (m3/s)	3477.6	13777.4	3492.3
Wetted Per. (m)	19.76	2.01	19.69
Shear (N/m2)	0.02	0.08	0.02
Stream Power (N/m s)	0.00	0.03	0.00
Cum Volume (1000 m3)	2.16	1.11	2.03
Cum SA (1000 m2)	0.28	0.15	0.27

Fuente: Elaboración propia, cuadro 5.5 con rápida escalonada

- INGRESANDO CAUDAL 15m3/s, CUADRO DE CARGAS

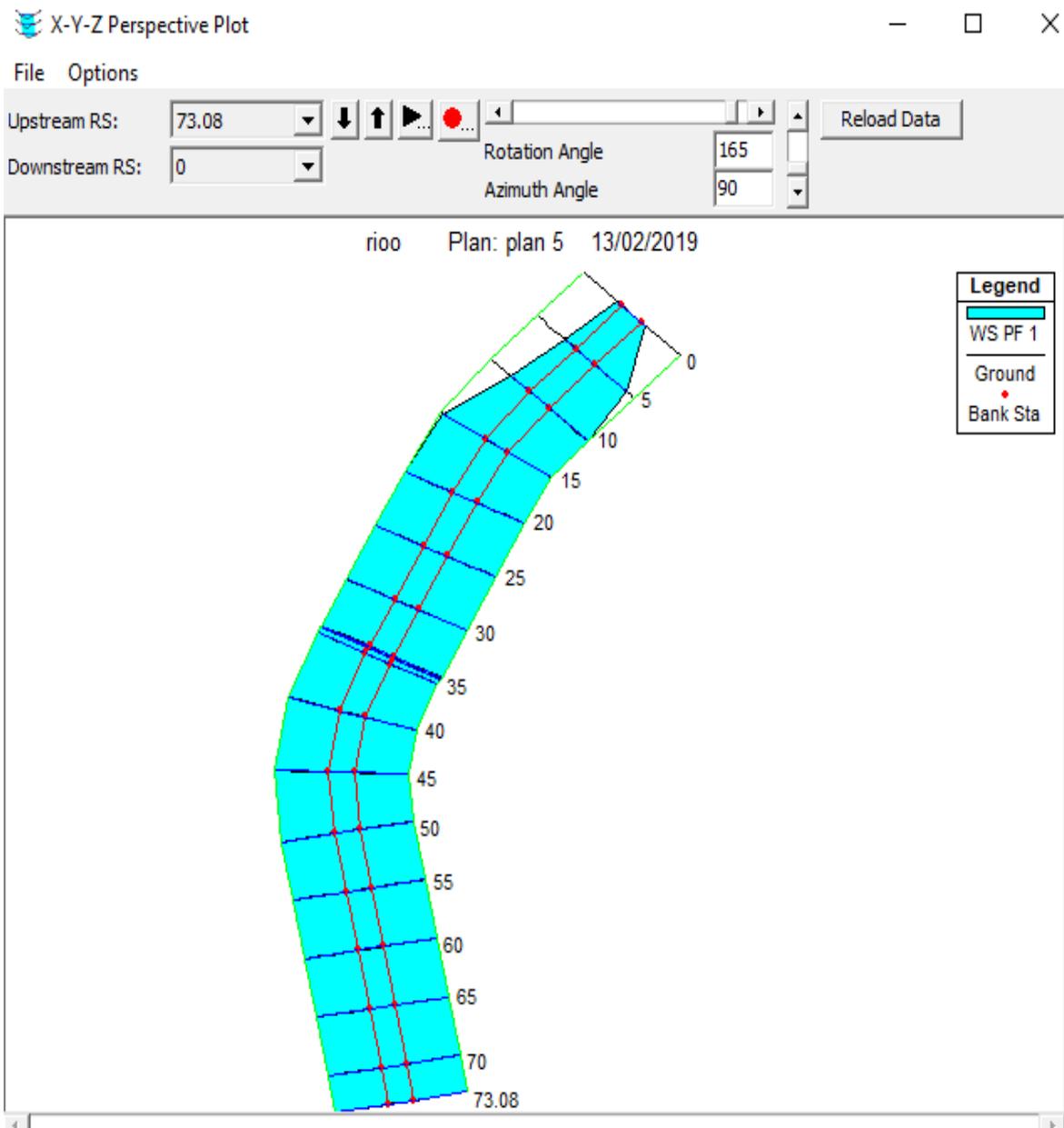
Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables Locations Help

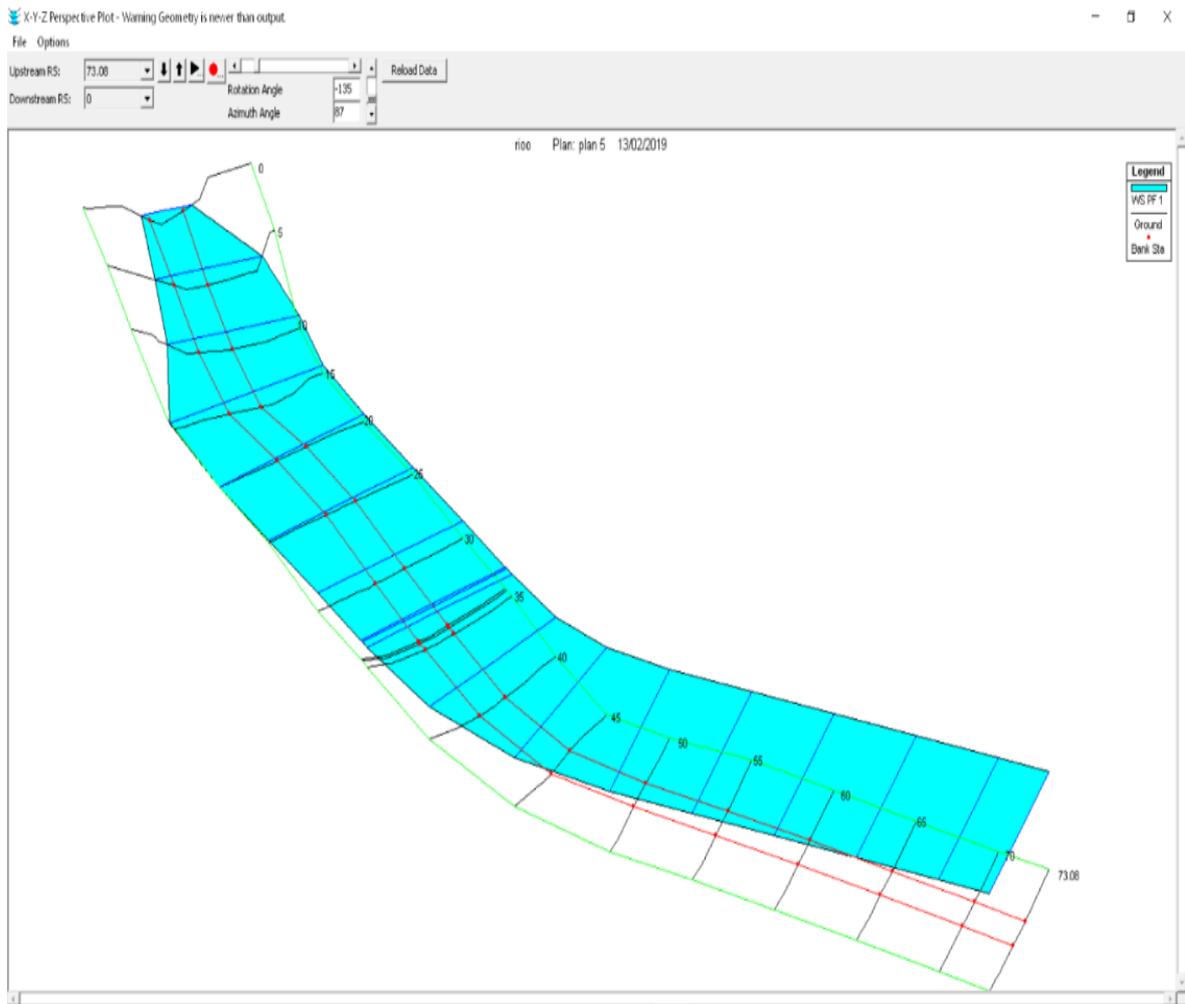
HEC-RAS Plan: plan 5 River: r

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
hec rass	73.08	PF 1	15.00	968.00	984.21		984.22	0.000001	0.31	159.90	10.00	0.02
hec rass	70	PF 1	15.00	968.85	984.21		984.22	0.000001	0.32	152.54	10.00	0.03
hec rass	65	PF 1	15.00	970.14	984.21		984.22	0.000001	0.34	139.85	10.00	0.03
hec rass	60	PF 1	15.00	971.36	984.21		984.22	0.000001	0.37	127.35	10.00	0.03
hec rass	55	PF 1	15.00	972.45	984.21		984.22	0.000001	0.40	116.63	10.00	0.04
hec rass	50	PF 1	15.00	973.27	984.21		984.22	0.000002	0.42	109.97	10.00	0.04
hec rass	45	PF 1	15.00	974.02	984.21		984.22	0.000002	0.45	99.74	10.00	0.05
hec rass	40	PF 1	15.00	976.14	984.21		984.22	0.000005	0.56	74.51	10.00	0.06
hec rass	35	PF 1	15.00	978.08	984.20		984.21	0.000011	0.72	54.76	10.00	0.09
hec rass	34.5	PF 1	15.00	978.19	984.20		984.21	0.000012	0.73	53.80	10.00	0.10
hec rass	34.34	PF 1	15.00	978.22	984.20		984.21	0.000012	0.73	53.55	10.00	0.10
hec rass	30	PF 1	15.00	979.97	984.19		984.21	0.000030	0.94	40.89	10.00	0.15
hec rass	25	PF 1	15.00	982.10	984.13		984.21	0.000286	1.76	19.86	10.00	0.40
hec rass	20	PF 1	15.00	982.22	984.12		984.21	0.000343	1.86	18.88	10.00	0.44
hec rass	15	PF 1	15.00	980.13	984.15		984.19	0.000057	1.13	31.60	10.00	0.19
hec rass	10	PF 1	15.00	980.02	984.14		984.19	0.000054	1.18	28.96	8.54	0.19
hec rass	5	PF 1	15.00	980.28	984.12		984.19	0.000101	1.37	21.85	7.67	0.23
hec rass	0	PF 1	15.00	980.61	983.80	983.09	984.16	0.001001	2.76	7.32	4.22	0.56

- TERRENO DEL CANAL CON EL FLUJO DE CAUDAL INGRESADO



Fuente: Elaboración propia, gráfico 5.6



Fuente: Elaboración propia, gráfico 5.7

CAPITULO VI: DISCUSION DE RESULTADOS

6.1 Análisis y discusión de resultados:

- Se ha determinado, luego del estudio hidrológico el caudal, para un período de 50 años, para realizar el análisis del comportamiento hidráulico, de la sección y la rápida escalonada, se ha considerado para fines académicos, caudales próximos a los obtenidos, teniendo así un caudal (Q) de $5\text{m}^3/\text{s}$ y otro caudal de $15\text{m}^3/\text{s}$.
- El caudal obtenido en el estudio hidrológico para un periodo de 50 años es de $9.83\text{ m}^3/\text{s}$., para este caudal, se ha observado, si no consideramos la rápida escalonada, se observa que hay una fuerte erosión aguas abajo de la alcantarilla, como se muestran los resultados hidrológicos, en el cuadro 5.2 terreno natural.
- Mientras que, si consideramos la ubicación de una rápida escalonada, observamos que la variación del $Q= 5\text{ m}^3/\text{s}$, $Q= 9.38\text{ m}^3/\text{s}$ y $Q= 15\text{ m}^3/\text{s}$, hay un comportamiento hidráulico favorable, en la cual, la fuerza erosiva se reduce, al observar la variación de la energía del salto hidráulico que se da durante el paso del caudal, en la rápida escalonada, como se observa en los cuadros 5.3, 5.4 y 5.5.
- Se visualiza en los gráficos 5.6 y 5.7 un modelamiento xyz, que nos bosqueja un modelamiento en 3D según el software Hec Ras, en el cual se observa las gradas que se forman, con el diseño de la rápida escalonada, que busca disipar la energía principalmente, para de esta forma controlar la erosión que protegería la construcción.

CAPITULO VII: CONCLUSIONES

En base a lo analizado anteriormente mediante el uso de distintas herramientas que nos permitieron conocer cuál era la verdadera situación de los diseños tanto en la parte hidrológica como hidráulica de las alcantarillas en la zona de Shiran km 41+900 de la carretera Trujillo-Otuzco de la provincia de Trujillo, región La Libertad, pudimos llegar a las siguientes conclusiones:

- ✓ Con esta investigación hemos realizado el estudio tanto hidrológico como hidráulica de las alcantarillas de la zona, con lo cual hemos llegado a encontrar el caudal de diseño y el modelamiento de la alcantarilla llegando así a determinar que, si es influyente el diseño de una rápida escalonada, ya que disminuye la velocidad del caudal y sección de una alcantarilla, por ende, reduce la acción erosiva del mismo, de tal modo que después del estudio se concluye que se cumplen los parámetros propuestos al inicio de la investigación.
- ✓ Se analizó y describió los problemas hidráulicos de una muestra de las alcantarillas de la carretera Trujillo-Otuzco, para con ello analizar y encontrar precipitaciones, para luego culminar con los caudales históricos y proyectados.
- ✓ Se determinó diversos métodos de diseño de alcantarillas, con lo cual la información puede servir para estudios posteriores o para proyectos similares.
- ✓ Para el estudio sea confiable, real y tenga sustento, previamente se realizaron los cálculos necesarios en el estudio hidrológico, así como también se fue a campo para realizar un levantamiento topográfico con el fin de poder modelar la cuenca, para fines de diseño de alcantarilla, con ello obtuvimos los resultados antes presentados.
- ✓ Se diseñó la salida y entrada de la alcantarilla con rápida escalonada, para lo cual, se procesó diferentes caudales y secciones de alcantarilla, haciendo el modelamiento por medio del software Hec-Ras, obteniendo resultados que nos permiten disipar la erosión en la zona.

CAPITULO VII: RECOMENDACIONES

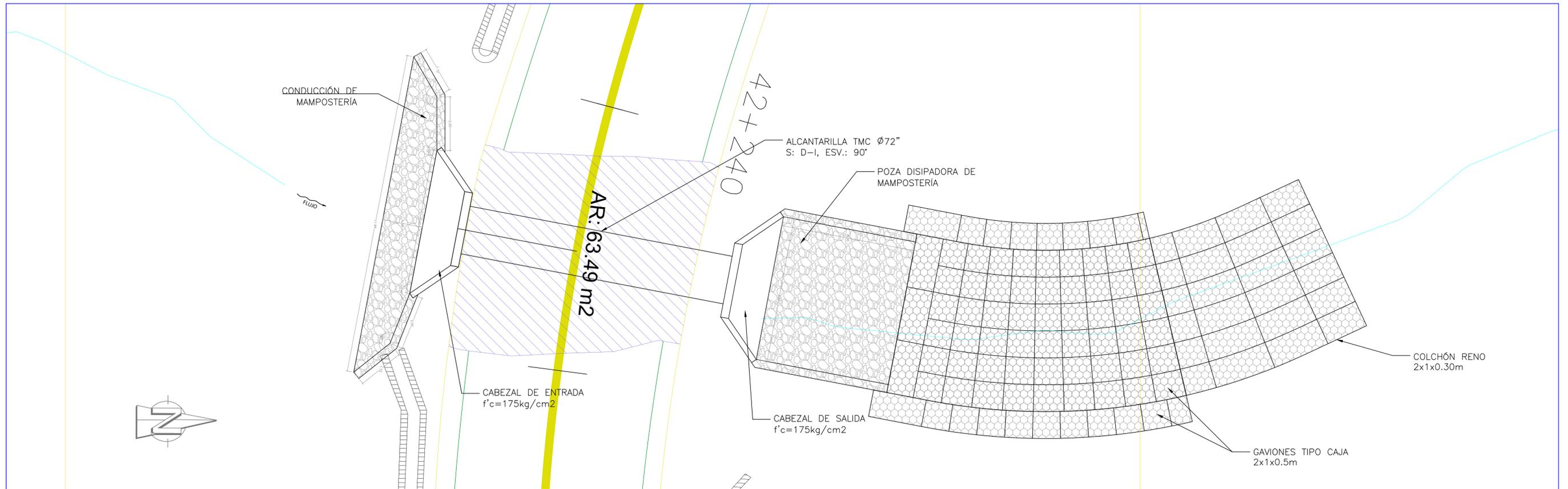
Las recomendaciones de la presente tesis se basan en los cálculos previamente efectuados, en los resultados y en las conclusiones obtenidas de acuerdo al criterio de los autores; motivo por el cual vamos a hacer referencia a algunas sugerencias que pueden servir como desarrollo tanto en el campo de la proyección de obra como en las futuras investigaciones.

- Uno de los principales problemas que afrontamos actualmente es la escasez de instrumentos que midan los niveles de precipitación o descargas, como estaciones pluviométricas o hidrométricas. Las cuales son netamente controladas por el SENAMHI, ya que junto con la ANA son los únicos organismos que pueden proporcionar datos con credibilidad de acuerdo a la normativa vigente del MTC. Para aquello, se recomienda analizar cuál es el grado de certeza de estos dos organismos y a qué nivel ayudan en los estudios hidrológicos, debido a que la norma recomienda que los estudios hidrológicos tengan un mínimo de datos de 20 años y consideren los dos últimos fenómenos del niño que se presentaron en 1983 y 1998. Sin embargo, un gran número de estaciones no existe tal cantidad de datos históricos, por lo que muchos estudios están basados en estudios previos al que realizan y utilizan datos que no son acreditados por el SENAMHI o la ANA.
- Otro punto importante es el manejo de software 3D en la actualidad y la interpretación de los resultados, ya que, en muchos estudios hidrológicos o hidráulicos, y en general en cualquier rama de la ingeniería civil, los resultados se basan a estos y muchas veces no contemplan lo que está explícito en la normativa. Por lo que es recomendable para futuras investigaciones la repercusión que tienen los métodos de cálculo tradicionales frente al software empleados en la actualidad.

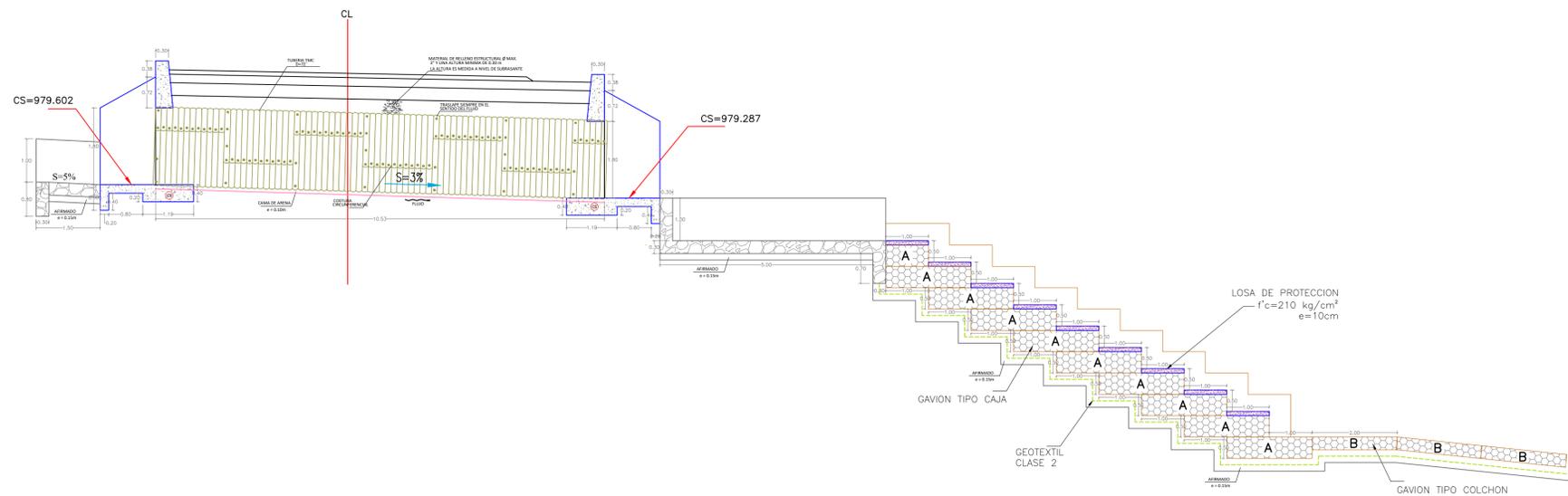
CAPITULO IX: REFERENCIAS

- Palomino, J. (2003). Diseño hidráulico de una rápida para el proyecto: construcción del canal principal de Fortaleza, distrito Congas, provincia Ocros, Región Ancash (Tesis de Licenciatura). Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Lima, Perú.
-
- González del Tánago, M. y G. de Jalón, D. (2008). Restauración de ríos. Guía Metodológica para la Elaboración de Proyectos. Ministerio de Medio Ambiente. Madrid. 318 pgs. 2008.
-
- Vásquez J. (2003). Modelación numérica en hidráulica. Piura, Perú: ResearchGate GmbH. Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/264879979_Modelacion_Numerica_en_Hidraulica MODELACION NUMERICA EN HIDRAULICA.
- Campaña, R. (2002). Introducción a los proyectos de defensas riverañas. Ministerio de Agricultura. Perú.
- Chanson, H. (2002). The Hydraulics of Stepped Chutes and Spillways. Ottawa, Canada: Balkema Publishers.
- AUTORIDAD NACIONAL DEL AGUA (2008). Inundaciones en el Perú.

ANEXOS



ESC: 1/75



ESC: 1/75

LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	CALZADA AFECTADA
	CARRERA EXISTENTE
	BM (CON CORDENADAS CONOCIDAS)
	CURVA MAESTRA
	CURVA SECUNDARIA
	COORDENADAS
	CAUSE DE QUEBRADA
	CUNETAS EXISTENTES

Equidistancia de curvas de nivel 0.50 mts
 Punto de referencia BM-42.0, BM-42.5, al costado de la carretera

COORDENADAS PUNTOS FIJOS BMs WGS 84				
Punto	Coord. ESTE	Coord. NORTE	Cota msnm	Descripción
BM-42.0	751205.405	9113032.486	952.919	Hito de Concreto
BM-42.5	751696.440	9112996.498	991.890	Hito de Concreto