

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



Evaluación y diseño de la defensa ribereña del río Querpón en el distrito Olmos, provincia y departamento de Lambayeque

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

AUTOR

Ruitor Manuel Odar Gutierrez

ASESOR

Wilmer Moises Zelada Zamora

<https://orcid.org/0000-0002-6064-7506>

Chiclayo, 2025

**Evaluación y diseño de la defensa ribereña del río Querpón en el
distrito Olmos, provincia y departamento de Lambayeque**

PRESENTADA POR
Ruitor Manuel Odar Gutierrez

A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
para optar el título de

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR

Aníbal Teodoro Díaz Orrego
PRESIDENTE

Hector Augusto Gamarra Uceda
SECRETARIO

Wilmer Moises Zelada Zamora
VOCAL

Dedicatoria

Agradezco a Dios, por haberme guiado, por darme la fuerza, la voluntad para seguir, servir a la sociedad y complementar esta meta en la vida.

A mis abuelos María y Manuel, por todo su apoyo incondicional, los valores inculcados en cada momento a lo largo de toda mi vida.

A mis padres Noemi y Ruitor por guiarme por el buen camino y seguir enseñándome que esta carrera es de servicio en cada momento a lo largo de toda mi vida.

A mis hermanos Yoshimy, por seguir su ejemplo y Jhon por ser el siguiente profesional de nuestra familia.

A mi compañera Elena por apoyarme juntamente con mi hija Mariana quienes me han dado la fuerza para terminar mi carrera.

Agradecimientos

Al Ing. Wilmer Zelada, mi asesor, quien ha logrado transmitir con dedicación todos sus conocimientos y colaboro en la realización de la presente tesis.

A todos los ingenieros que pusieron todo el esmero en brindarme todos sus conocimientos y enseñanzas en un salón de clases teniendo un rol muy importante en mi formación como profesional.

A mis amigos, con los que compartí tantos momentos desde que empecé este camino y con quienes me he mantenido unido hasta la culminación de esta etapa de mi vida.

A la Municipalidad del Centro Poblado Querpon, en especial al Señor Lizandro Mio Pupuche por apoyarme y brindarme la información que necesitaba para poder desarrollar esta investigación.

A la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, por darme la oportunidad de llegar a ser un profesional.

A la carrera de Ingeniería Civil y Ambiental, por permitirme ser parte de este servicio a toda mi comunidad y seguir creciendo profesionalmente.

Evaluación y diseño de la defensa ribereña del río Querpón en el distrito Olmos, provincia y departamento de Lambayeque

INFORME DE ORIGINALIDAD



FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	4%
2	tesis.usat.edu.pe Fuente de Internet	3%
3	sistemasrw7.com Fuente de Internet	1%
4	www.psi.gob.pe Fuente de Internet	<1%
5	idoc.pub Fuente de Internet	<1%
6	es.scribd.com Fuente de Internet	<1%
7	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	<1%
8	www.laccei.org Fuente de Internet	<1%
9	edoc.pub Fuente de Internet	<1%
10	repositorio.unfv.edu.pe Fuente de Internet	

Índice

Resumen	8
Abstract	9
I. Introducción	10
II. Revisión de literatura	13
2.1. Antecedentes	13
2.1.1. Internacionales	13
2.1.2. Nacionales	14
2.2. Bases teóricas	15
2.2.1. Marco normativo	15
2.2.2. Marco teórico	16
III. Materiales y métodos	21
3.1. Diseño metodológico	21
3.2. Población y muestra	22
3.3. Definición de variables	22
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	23
3.5. Técnicas e instrumentos de procesamiento de datos.....	23
IV. Resultados	24
4.1. Estudio topográfico	24
4.2. Estudio de suelos.....	26
4.2.1. Clasificación del suelo	26
4.2.2. Distribución granulométrica.....	26
4.2.3. Contenido de humedad y límites de Atterberg.....	27

4.2.4.	Corte directo	28
4.2.5.	Hidrometría	28
4.3.	Estudio hidrológico	29
4.3.1.	Estudio de la cuenca hidrográfica	29
4.3.2.	Estudio de precipitaciones y caudales finales	37
4.4.	Modelamiento hidráulico	51
4.4.1.	Geometría del cauce	51
4.4.2.	Coefficiente de pérdida de energía	52
4.4.3.	Simulación hidráulica HEC-RAS.....	54
4.5.	Análisis de agradación y sedimentación	56
4.5.1.	Análisis de transporte de sedimentos (erosión / socavación – agradación / sedimentación) – HECRAS.....	56
4.5.2.	Análisis de agradación y sedimentación del lecho del río Querpón	60
4.6.	Diseño de defensa ribereña	61
4.6.1.	Dique enrocado	61
4.6.2.	Dimensiones de dique	62
4.6.3.	Profundidad de socavación.....	64
4.6.4.	Profundidad de ña.....	65
4.6.5.	Estabilidad del terraplén.....	65
4.6.6.	Probabilidad de movimiento de roca.....	66
4.6.7.	Estabilidad del revestimiento del enrocado.....	66
4.6.8.	Cálculo del diámetro de roca.....	66

4.7.	Evaluación económica de la alternativa de solución	68
4.7.1.	Costo del proyecto.....	68
4.7.2.	Beneficios del proyecto	69
4.7.3.	Análisis de costo- efectividad	70
4.8.	Evaluación de impacto ambiental	75
V.	Discusión de resultados.....	77
VI.	Conclusiones	79
VII.	Recomendaciones	80
VIII.	Referencias	81
IX.	Anexos	84

Resumen

El objetivo principal de esta investigación fue evaluar y diseñar una defensa ribereña en el río Querpón del distrito de Olmos, provincia y departamento de Lambayeque. Se utilizó una metodología de enfoque cuantitativo, tipo aplicada, nivel descriptivo y diseño no experimental. Se determinó un caudal máximo de 3,233.292 m³/s para un período de retorno de 140 años, y un tirante hidráulico de 6.31 m. Se diseñó un dique enrocado de 8.50 m de altura, 300 m de ancho estable, 4.00 m de ancho de corona, y taludes de 1.5H:1V (cara húmeda) y 1H:1V (cara seca). El área total del dique fue de 124.3125 m², con profundidad de socavación de 3.58 m y una de 4.00 m. El costo total del proyecto fue estimado en S/. 36,023,524.47 y su ejecución en 270 días calendarios. Se concluye que el diseño propuesto de defensa ribereña (dique) es óptimo y viable para su implementación.

Palabras clave: Defensa ribereña, caudal, dique, tirante hidráulico, socavación

Abstract

The main objective of this research was to evaluate and design a riverbank defense in the Querpón River in the district of Olmos, province and department of Lambayeque. A quantitative approach methodology, applied type, descriptive level and non-experimental design was used. A maximum flow of 3,233.292 m³/s was determined for a return period of 140 years, and a hydraulic depth of 6.31 m. A rockfill dike of 8.50 m height, 300 m stable width, 4.00 m crown width, and slopes of 1.5H:1V (wet side) and 1H:1V (dry side) was designed. The total area of the dike was 124.3125 m², with a scour depth of 3.58 m and a 4.00 m lip. The total cost of the project was estimated at S/. 36,023,524.47 and its execution in 270 calendar days. It is concluded that the proposed riverside defense design (dike) is optimal and viable for implementation.

Keywords: Riverside defense, flow, dike, hydraulic depth, scour

I. Introducción

Las inundaciones de los ríos son uno de los desastres más catastróficos que causan muchas víctimas humanas y pérdidas económicas cada año en todo el mundo. De los aproximadamente 62 millones de personas afectadas por desastres naturales en 2018, más de 35 millones se vieron afectadas por inundaciones. A diferencia de los terremotos y los deslizamientos de tierra, se prevé que las inundaciones se intensificarán en muchas zonas debido al cambio climático y las alteraciones en el uso de la tierra. El cambio climático ha resultado en una intensificación del ciclo hidrológico y se ha demostrado que el riesgo de inundaciones fluviales aumenta, tanto a nivel mundial como regional. La frecuencia de las inundaciones de los ríos se prevee que aumente en más del 42% para la superficie terrestre mundial. Además, el aumento de los riesgos de inundaciones debido al cambio climático varía según la región, siendo más pronunciados los aumentos de las poblaciones y las tierras de cultivo propensas a inundaciones en el sur y el este de Asia. Con base en estas proyecciones, varias regiones han estimado los riesgos asociados al cambio climático y considerado contramedidas [1].

En las últimas décadas, el mayor número de inundaciones de la región se produjo en Brasil, México, Colombia y Perú (entre 1985 y 2015). Estas inundaciones coincidieron con el aumento de los caudales de los ríos en la cuenca del Plata y el Amazonas. Además, muchas partes de América Latina, incluida la Península Ibérica, la región del Amazonas, el centro norte de México, el centro de Chile y Argentina, han experimentado sequías frecuentes y prolongadas. Factores como el crecimiento demográfico, la rápida urbanización en asentamientos informales, la falta de infraestructura bien planificada, la desigualdad social, la pobreza, las economías que dependen de la agricultura y las malas prácticas ambientales contribuyen a la vulnerabilidad. Estas condiciones amplifican el impacto tanto de la escasez de agua como de los eventos de exceso de agua [2].

Debido a su ubicación geográfica con relación a la cuenca del Pacífico, el Perú está constantemente expuesto a diversos fenómenos naturales que pueden generar desastres para sus habitantes. La presencia de la Cordillera de los Andes aumenta el riesgo de deslizamientos de tierra, inundaciones y eventos similares. En consecuencia, el seguimiento y la mejora continuos de los sistemas de alerta temprana son esenciales. Se deben desarrollar nuevos sistemas para proporcionar información oportuna y significativa a la población, ayudando en los esfuerzos de prevención y acciones rápidas durante tales incidentes para minimizar daños mayores. Además, dado que las montañas son relativamente jóvenes y todavía tectónicamente activas, existe una propensión a inundaciones debido a las superficies elevadas y la alta erosión superficial. Este

riesgo es particularmente alto durante la temporada de lluvias, que ocurre entre noviembre y abril [3].

En 2017, Perú fue testigo de un evento natural llamado Niño costero. Este fenómeno provocó fuertes y prolongadas lluvias, provocando numerosos barrancos en las regiones norte y centro del país, provocando deslizamientos de tierra e inundaciones. Estos incidentes tuvieron efectos perjudiciales para la salud pública. Los registros oficiales indicaron 136 víctimas, 17.236 personas directamente impactadas y 1.075.932 personas afectadas. En consecuencia, el fenómeno El Niño, combinado con el cambio climático, alteró el ciclo regular del agua en regiones que ya enfrentaban escasez de agua. Además, provocó la erosión de las partículas del suelo, empeorando la situación [4].

Las inundaciones que se dan en Perú, considerando el ciclo del Fenómeno El Niño, ha provocado diferentes inundaciones en ríos que gran parte del año no llevan agua por lo que se producen importantes cantidades de sedimentación. Las erosiones han producido interrupción de carreteras y deslizamientos produciendo ensanchamiento del río. Según el ANA el promedio anual de precipitaciones es de 50 mm, pero en un periodo muy corto por lo que los cauces naturales de los ríos no tienen la capacidad para esto fuertes cambios en las avenidas; lo cual, aumenta el riesgo de inundación en todos los poblados aledaños y terrenos de cultivos a las riberas de los ríos. Por ello, es fundamental implementar políticas orientadas a la prevención y manejo de inundaciones. No obstante, cuando ocurre un fenómeno de esta naturaleza, se hace evidente la insuficiencia en la capacidad de respuesta y atención por parte de las instituciones públicas, así como las deficiencias en las estrategias comunitarias para anticiparse y enfrentar este tipo de eventos.

Las inundaciones en el Perú, vinculadas al fenómeno El Niño, provocan que los ríos en zonas que permanecen secas durante gran parte del año, se alteren y se genere una gran proporción de sedimentación. La erosión provoca cierres de carreteras y ensanchamiento de ríos. A pesar de una precipitación media anual de 50 mm, que se produce en un período corto, los canales naturales de los ríos no pueden soportar cambios de inundación tan drásticos. Esto eleva el riesgo de inundaciones en las ciudades y tierras de cultivo cercanas a las orillas de los ríos. En consecuencia, se necesitan políticas de prevención e intervención. Sin embargo, la ocurrencia de este tipo de eventos expone las falencias en la respuesta y capacidad de las instituciones públicas, así como estrategias comunitarias ineficaces para prevenir y afrontar estas situaciones [5].

En 2012, el río Querpón se desbordó, inundando el centro poblado y provocando el abandono de la zona por motivos de seguridad. En 2017, fuertes lluvias provocaron la inundación del río

Querpón, dejando vehículos varados en la carretera interoceánica del norte durante más de 16 días. Senamhi reportó 17 horas de lluvia en Olmos, lo que aumentó el caudal de dicho río, provocando derrumbes de viviendas y daños a carreteras. Ese año, durante el fenómeno de “El Niño”, las cooperativas agrícolas sufrieron cortes de energía debido a los daños a las riberas de los ríos provocados por las inundaciones. La erosión de los cimientos de cables de alta tensión expuestos por el río causó temor entre la población. En 2023, fuertes lluvias azotaron la región norte, afectando gravemente la zona de Querpón. Estos eventos se atribuyeron principalmente a las altas temperaturas de la superficie del mar que superaron los 28°C y al aumento de los niveles de humedad [6].

Ante el problema suscitado y tomando en consideración lo importante que representa la cuenca del río Querpón junto con el riesgo de inundación que se presenta en el distrito de Olmos y zonas cercanas, surge la siguiente pregunta de investigación:

¿Cuál es la mejor alternativa de diseño de las defensas ribereñas para controlar el desborde y socavación del cauce del río Querpón, en sus tramos más críticos, por su paso por el centro poblado Querpón del distrito de Olmos?

En función de ello, se planteó como objetivo general de la investigación: Realizar la evaluación y diseño de la defensa ribereña del río Querpón en el distrito Olmos, provincia y departamento de Lambayeque.

Con ello, se determinaron los siguientes objetivos específicos: Evaluar la inundabilidad, con la finalidad de identificar las zonas vulnerables aledañas a la riberas del Río Querpón. Realizar el levantamiento topográfico. Elaborar el estudio hidrológico e hidráulico de la cuenca aportante del Río Querpón. Desarrollar el Estudio de mecánica de suelos. Realizar la simulación hidráulica con el software ARCGIS y IBER. Analizar el proceso de agradación y sedimentación del lecho del río Querpón. Analizar y diseñar la defensa ribereña del Río Querpón. Diseñar las Obras Hidráulicas y obras de pase necesarias. Elaborar los planos del proyecto. Desarrollar memoria descriptiva y especificaciones técnicas. Establecer el costo y el presupuesto de obra. Determinar los impactos ambientales y proponer medidas de mitigación viables.

Desde el punto de vista técnico, la importancia del proyecto es justificada por los diferentes métodos existentes que se aplicarán en el diseño mediante el uso de un software para la evaluación y posterior diseño de los gaviones en la modelación del cauce río Querpón. Con ello se ayudará al encauzamiento del río y sus quebradas, retomando su cauce natural y el mejor aprovechamiento de la cuenca.

Otro punto es la parte económica, resaltando en ello que se protegería 50 hectáreas de cultivos, además de la mitigación de pérdidas de productos agrícolas; lo cual fortalecería así la economía de las cooperativas agrícolas y los comuneros del Centro Poblado Querpón; considerando que, al mejorar la protección de las áreas de pastoreo para el ganado Caprino y Ovino, se obtendrán más ingresos y mejor calidad de vida.

En la parte social se protegerá el área deportiva, así como la protección de las viviendas aledañas habitadas, las cuales han sufrido pérdidas humanas y de su ganado dándole una mejor calidad de vida y vivir de forma más segura. Se fomentará también el fácil transporte de los productos a los mercados locales y nacionales ayudando a mitigar el aumento de sus costos en épocas de lluvia.

El punto ambiental es que permitirá que se controle el cauce del río y que no destruya las áreas de bosques tropicales aledaños, por inundaciones; permitiendo así, el desarrollo de un ecosistema junto con la disminución de insectos venéreos producidos por el estancamiento del agua después de la inundación de sus áreas de cultivo y viviendas.

En el aspecto teórico, con el presente proyecto se fomentará el desarrollo de futuras investigaciones ya que se tomará como punto de partida para realizar más estudios relacionados a estos temas.

II. Revisión de literatura

2.1. Antecedentes

2.1.1. Internacionales

Segura y Vargas [7], en su investigación tuvieron como objetivo central el establecer áreas inundables del caño Maizaro en el tramo mencionado empleando los softwares HEC-HMS y HEC-RAS. En cuanto a la metodología, utilizaron una investigación de tipo aplicada de enfoque cuantitativo dividido en cuatro fases: estudio técnico, determinación de caudales, simulación hidráulica y cierre del proyecto. Respecto a los resultados, determinaron caudales máximos de 15.82, 18.68, 21.32, 25.02, 28.16 y 31.61 m³/s respecto a períodos de retorno de 2,5,10,25,50 y 100 años. Asimismo, la zona urbana del barrio La Vainilla fue el más influenciado por el modelo de simulación hidráulica, en donde el 80% de la zona urbana se vio afectada para un Tr=2 años y al 100% con un Tr=100 años. Como conclusión establecieron que resulta recomendable implementar muros de contención en zonas estratégicas de la zona afectada.

Bischiniotis et al. [8], en su investigación buscaron desarrollar un método probabilístico para obtener la geometría de la sección transversal de un dique fluvial que cumpla un objetivo de fiabilidad especificado con un coste mínimo. La metodología consistió en la aplicación a varios casos que representan perfiles típicos de diques fluviales que se encuentran en los Países Bajos teniendo en cuenta múltiples mecanismos de fallo relevantes y diversos parámetros geométricos del dique. Los resultados muestran que, para la geometría óptima, la mayor fracción de la probabilidad de fallo objetivo se asigna a los mecanismos con un coste de refuerzo relativamente alto. Además, la comparación con las directrices de diseño semiprobabilísticas actuales muestra que con el nuevo método de optimización se podría alcanzar una disminución de los costes de hasta del 15%. Como conclusión establecen que este estudio puede convertirse en una herramienta útil para el diseño de nuevos diques y para la evaluación y mejora de los existentes, principalmente en casos en los que la correlación del mecanismo de falla se origina a partir de una única variable aleatoria común, como por ejemplo la carga del nivel del agua.

Xia y Chen [9], en su estudio buscaron analizar los cambios en el patrón de control de inundaciones del río Yangtze comparando las estrategias para abordar las tres fuertes inundaciones que ocurrieron en 1954, 1998 y 2020. En cuanto a la metodología, La estrategia general de control de inundaciones del río Yangtze en la nueva era debe adherirse al principio de “Integración del almacenamiento y drenaje en toda la cuenca del río Yangtze, con el drenaje de las inundaciones río abajo como primera prioridad” mediante el uso de medidas tanto de ingeniería como de otro tipo. Sobre la base de los terraplenes, las medidas de ingeniería deberían utilizar la presa de las Tres Gargantas y otros grandes embalses como principales medios reguladores, promover los cauces de inundación y preservar los servicios ecosistémicos de los humedales y bajíos. En términos de medidas no relacionadas con la ingeniería, se debe fortalecer la gestión adaptativa del riesgo de inundaciones bajo el cambio climático, estandarizar el uso de las tierras en las áreas de detención de inundaciones, dar espacio a las inundaciones y promover la implementación de mapas de riesgo de inundaciones y políticas de seguro contra inundaciones. Como conclusión manifiestan que el presente sistema de control pretende mejorar la adaptabilidad a inundaciones frecuentes y aumentar la resiliencia ante desastres por inundaciones extremas.

2.1.2. Nacionales

Agip [10], tuvo como objetivo analizar y diseñar defensas ribereñas respecto al cauce del río Motupe en el tramo C.P Cahuide – C.P Pampa de Lino del distrito de Jayanca (Lambayeque). Para ello empleó como metodología un estudio de enfoque cuantitativo, del tipo aplicada y de

nivel descriptivo con diseño no experimental. Como resultados obtuvo que la construcción de diques con alturas no mayores de 5 m y espigones en el área de abrojal, son medidas necesarias para evitar desbordamientos y erosión en los tramos críticos discutidos. La evaluación de varios tipos de defensas fluviales reveló una profundidad máxima de socavación general de 1.5 metros. Esta erosión, junto con la agradación debida a las bajas pendientes y al ancho del canal, ocurre en áreas específicas. Se midió la altura del agua en estas zonas críticas, alcanzando hasta 4.5 metros con velocidades superiores a 2.5 m/s. Con base en estos datos, las alternativas de defensa propuestas se centran en tres tramos específicos: Pampa de Lino, zona de Abrojal y zona de Cahuide. Estas medidas tienen como objetivo salvaguardar dos núcleos poblados de inundaciones y erosión, así como proteger los cultivos circundantes.

Peña [11], en su investigación tuvo como objetivo evaluar el riesgo ante inundaciones en función del desborde del río Corral en el tramo C.P Ingenio- C.P Pampa Flores del distrito de Buenos Aires (Piura). Como metodología empleó una investigación bajo un enfoque cuantitativo, diseño no experimental con nivel descriptivo. Con base en los hallazgos de los modelamientos hidráulicos realizados en el programa IBER, se estableció que medidas de protección como rompeolas (espigones) son necesarios en la zona del C.P Pampa Flores (del km 0+160 al 0+620) debido a las altas velocidades del agua. Además, se recomienda el uso de gaviones en el tramo del km 0+640 al 1+300 debido a la cercanía del río al pueblo y la erosión que provoca en las riberas. Además, en la zona del C.P Ingenio se recomienda la instalación de diques para regular el caudal de agua.

Quiroga [12], en su estudio tuvo como objetivo elaborar el análisis hidrológico respecto a la cuenca Motupe para luego llevar a cabo el modelamiento hidráulico que permita obtener un mapa de inundabilidad en función de la identificación de las áreas de susceptibilidad. Como metodología empleó una investigación bajo un enfoque cuantitativo y diseño no experimental del tipo transversal. Como resultados, determinó que para tr de 100, 200 y 500 años se presentan caudales de 468.3, 874 y 2062.4 m³/s respectivamente. Concluyó que se deben implementar obras que permitan reducir el riesgo, por lo cual, estableció como medida el tipo dique enrocado demostrando ello mediante su modelamiento correspondiente.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Marco normativo

La Ley N° 29338, conocida como Ley de Recursos Hídricos, regula la gestión integral de los recursos hídricos, delimitando las responsabilidades tanto del Estado como de los

particulares. Esta ley cubre las aguas superficiales, subterráneas, continentales, marítimas y atmosféricas, junto con los bienes asociados.

La Ley General del Medio Ambiente (Ley N° 28611) sirve como marco legal en el Perú para la gestión ambiental. Establece principios y normas para garantizar el derecho constitucional a un medio ambiente sano, equilibrando las actividades económicas, mejorando los niveles de vida y conservando el patrimonio natural del país. El manual proporcionado está destinado al programa "RIVER", centrado en el diseño de estructuras de protección de cauces de ríos.

Guía Metodológica para Proyectos de Protección y Control de Inundaciones en Zonas Agrícolas Urbanas – MEF

Los patrones hidrológicos del Perú varían debido a diversas condiciones climáticas y orográficas. En consecuencia, algunos ríos de las cuencas media y baja presentan un caudal limitado o nulo, pero pueden crecer significativamente durante las temporadas de lluvias. Estos períodos de inundaciones plantean riesgos considerables tanto para las zonas urbanas como para las agrícolas, haciéndolas muy vulnerables a las inundaciones.

Norma E 050 SUELOS Y CIMENTACIONES (RNE)

Esta norma tiene como objetivo establecer los requisitos para la realización de un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) para la construcción de cimentaciones y estructuras hidráulicas, asegurando que las obras se ejecuten de manera efectiva y se utilicen los recursos de manera eficiente. No considera fenómenos geodinámicos externos y no es aplicable a sitios arqueológicos ni a túneles naturales y artificiales.

2.2.2. Marco teórico

a) Topografía

Peralta et al. [13] señalan que esta ciencia estudia los criterios de representación gráfica de la morfología de la tierra, sean características naturales o artificiales. Es preciso identificar la diferencia entre topografía y geodesia, siendo que la primera hace referencia a un estudio en terrenos pequeños y planos y el segundo corresponde al estudio de áreas más extensas.

-Levantamiento topográfico

Corresponde a la técnica utilizada para realizar las mediciones de las variaciones superficiales de la corteza terrestre.

-Secciones transversales

Vizcarra [14] señala que, este elemento hace referencia a los cortes perpendiculares al perfil topográfico, permite identificar las dimensiones de cada sector del perfil longitudinal.

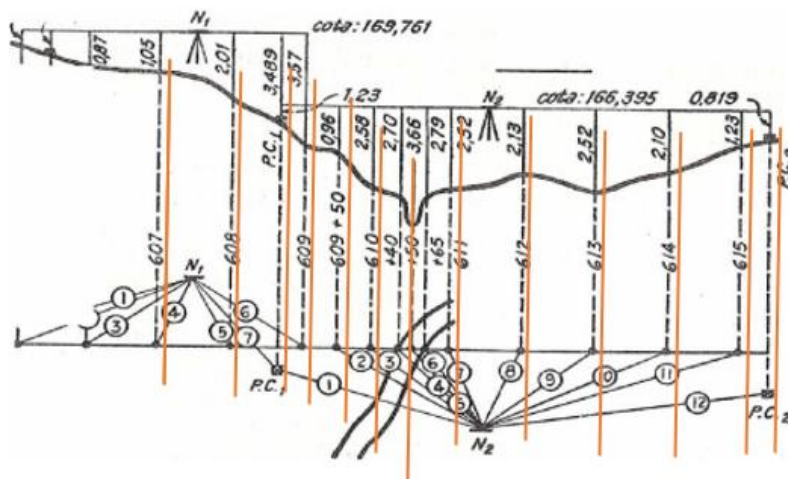


Fig. 1. Esquema gráfico de las secciones transversales según [15].

b) Hidrología

-Cuenca hidrográfica

Moreira et al. [16] señalan que, una cuenca hidrográfica es un territorio determinado geográficamente por una serie de montañas que comparten un elemento de drenaje natural, sean ríos o arroyos, lagos, etc. hasta que el agua que discurre llegue al mar. Cabe mencionar que la propia morfología de la superficie terrestre, determina la escorrentía de las precipitaciones y el punto donde convergen las aguas.

A) Delimitación de cuenca

La delimitación de las cuencas hidrográficas se realiza mediante una línea que circunda la cresta de la cadena de montañas correspondiente al territorio de estudio, esta delimitación permite establecer las dimensiones del perímetro y área de la cuenca. Asimismo, se define por la altitud y la ubicación del punto más bajo (aforo) del cauce principal [17].

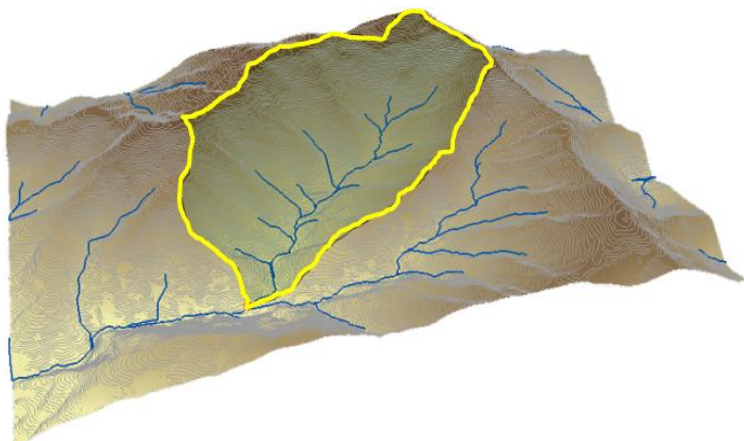


Fig. 2. Esquema gráfico de la delimitación de la cuenca según [17].

B) Parámetros geomorfológicos

Estos parámetros caracterizan de manera básica las cuencas hidrográficas y permiten establecer el funcionamiento, comportamiento y evolución de las cuencas.

-Precipitación

Matovelle et al. [18], señalan que, la precipitación consiste en la caída de elementos desde la atmósfera hasta la superficie, en este sentido, en el estudio de las cuencas hidrográficas, la precipitación de agua en estado líquido o sólido ocurren en el momento que las nubes alcanzan el máximo índice de saturación. Asimismo, la precipitación también representa una fase clave en el desarrollo del ciclo hidrológico.

-Tiempo de concentración

Se refiere al cálculo del tiempo que transcurre desde que la primera gota de lluvia impacta en el punto más elevado de una cuenca hasta que alcanza su punto más bajo. Este cálculo está influenciado directamente por factores como las características geográficas y las condiciones topográficas propias de la cuenca [19].

-Período de retorno

Hace referencia al tiempo que el máximo caudal de un elemento hídrico, alcanzará nuevamente estos niveles, tiene una relación significativa con los eventos climatológicos ocurridos anualmente. Al considerar el período de retorno en el estudio de cuencas hidrográficas permite establecer un nivel de confianza respecto a las ocurrencias o riesgos a los que pueden estar sometidos los elementos pertenecientes a la cuenca [20].

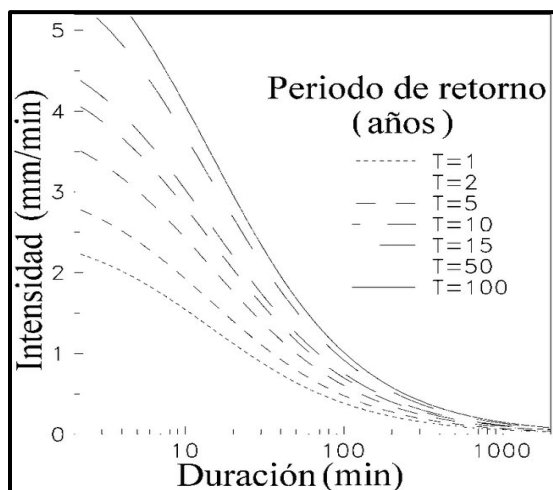


Fig. 3. Esquema de período de retorno según [21].

-Análisis estadísticos de datos hidrológicos

Entre los métodos relevantes se encuentra la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov, que se basa en comparar la distribución empírica de una variable con un modelo teórico. Este procedimiento utiliza la expresión x_i . Siendo que, $F_0(x_m)$ representa la distribución de posibilidad visualizada y $F(X_m)$ equivale a posibilidad estimada [22].

-Hietograma de diseño

Hernández et. al. [23] señalan que el hietograma es instrumento utilizado para realizar las anotaciones obtenidas en investigaciones en torno a las precipitaciones, cabe mencionar que este instrumento se ancla en el procedimiento establecido por las curvas IDF obtenidas de la cuenca.

-Tormenta de diseño

Este parámetro empleado para el cálculo de curvas IDF, se desarrolla en función a un patrón, la cual ayuda a determinar el diseño de un sistema hidrológico. También permite determinar el hietograma de los gráficos mediante la utilización de bloques alternos [19].

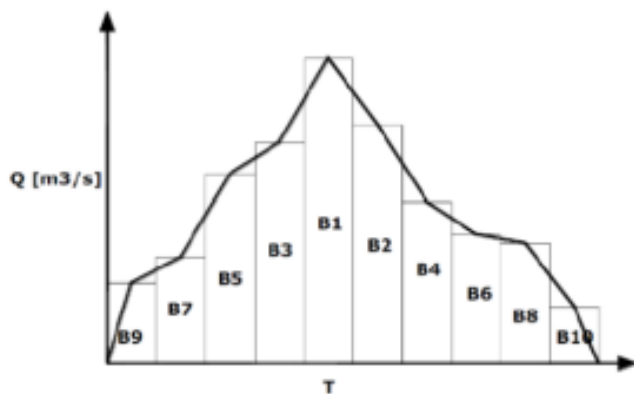


Fig. 4. Esquema del método de alternar bloques según [23].

-Caudales máximos

La norma CE.040 menciona que se puede aplicar el método de convolución cuando existan áreas que excedan a 3km³; mientras que, para áreas menores de 3km se debe utilizar el método racional [24].

c) Hidráulica

-Modelamiento hidráulico con Hec-Ras

De acuerdo con Ponce et al. [25], el modelado hidráulico utilizando el programa Hydrological Engineering Center – River Analysis System (HEC-RAS) considera cuatro elementos para el análisis en ríos. Los cuales son:

- a. Modelado de flujo permanente
- b. Modelado de flujo no permanente
- c. Modelado de transporte de sedimentos
- d. Análisis de la calidad de las aguas

Asimismo, esta herramienta permite realizar el estudio de cauces naturales o simular cauces artificiales, del mismo modo, facilita la identificación de los cálculos de parámetros hidráulicos y el planteamiento de los niveles superficiales del agua. Algunas acciones posibles de realizar con el programa HEC – RAS son:

- a. Cálculo de variables hidráulicas
- b. Sectorización de fajas marginales de los cauces hídricos
- c. Identificación de áreas inundables
- d. Evaluación de áreas inundables en función a distintos períodos de retorno.
- e. Cálculo de alturas óptimas para el diseño de infraestructura vial como puentes, u otros que puedan ser afectados por el cauce o volumen del cuerpo hídrico.

III. Materiales y métodos

3.1. Diseño metodológico

-Enfoque

Hernández [26], menciona que una investigación tiene un enfoque cuantitativo por el hecho de que recopila y analiza una data basada en factores numéricos y aplicaciones respecto a herramientas innovadoras.

Para este caso, de acuerdo al enfoque, naturaleza o al tipo de datos analizados; corresponderá a una investigación cuantitativa por toda la data estadística y numérica que se obtendrá y recopilará para la realización de los procedimientos correspondientes.

-Tipo

Cabezas et al. [27] consideran que la investigación aplicada permite la generación de data informativa que será empleada para solucionar a un problema investigativo.

De acuerdo al fin que persigue la investigación se le clasifica como aplicada por el hecho de que se busca dar solución a un problema poniendo en práctica conocimientos previos que se han adquirido, como lo viene a ser la evaluación y diseño de defensas ribereñas del río Querpón en el distrito de Olmos.

-Nivel

Ñaupas et al. [28] consideran que una investigación descriptiva se encuentra en función de la investigación respecto a una problemática, para luego dar soluciones.

Esta investigación de acuerdo al nivel, se le clasifica como descriptiva por el hecho de que se inicia de una interpretación generalizada de la problemática, es decir de la observación de la muestra para luego establecer los resultados de lo analizado.

-Diseño

Hernández [26], menciona que una investigación tiene un diseño no experimental cuando no se llegan a manipular deliberadamente las variables de estudio.

El diseño de la presente investigación corresponde a un tipo no experimental transversal, por el hecho de que en función de los datos pluviométricos que se llegaron a obtener y de la caracterización de la zona de estudio (topografía, delimitación de la subcuenca), se determinó el estudio hidrológico y el modelamiento hidráulico que permitió finalmente el diseño de la defensa ribereña.

M-----→ Ox

Donde:

M= Muestra

Ox= Toda la información relevante que se recopila de la muestra de estudio (topografía, data pluviométrica)

3.2. Población y muestra

-Población

De acuerdo con Hernández [26], la población corresponde al total de fenómenos o eventos que se estudian, en donde respecto a sus unidades, éstas presentan parámetros comunes, las cuáles dan origen a la data investigativa.

Para la presente investigación, la población corresponde a todas las personas expuestas a la inundación fluvial del Río Querpón en el distrito de Olmos.

-Muestra

De acuerdo con Hernández [26], la muestra corresponde al subgrupo de participantes figurativos en relación a una población, con propiedades o características de gran similitud.

En esta investigación, se determinó como muestra a la zona más susceptible a sufrir daños por inundaciones en el distrito de San Felipe; para lo cual, se ha realizado una delimitación del tramo correspondiente al km 5 hasta el km 6.20 del río Querpón, a la altura del centro poblado.

-Muestreo

En este estudio se utilizó un muestreo probabilístico del tipo aleatorio simple por el hecho de que todos los objetos de estudio cuentan con las mismas probabilidades de ser elegidos como parte de la muestra.

3.3. Definición de variables

-Variable independiente

Inundación fluvial

-Variable dependiente

Diseño defensa ribereña.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

a) Técnicas

-Observación:

Implica la recopilación y registro de datos directamente en el terreno durante las visitas efectuadas para llevar a cabo los estudios topográficos y de suelos.

-Análisis Documental:

Se basa en reunir información proveniente de diversas fuentes, como tesis, libros, artículos científicos, revistas especializadas, talleres y normativas, entre otros, con el propósito de recopilar los datos requeridos para desarrollar el procedimiento de investigación.

b) Instrumentos

-Guía de Observación:

Se refiere al esquema utilizado para registrar la información recopilada directamente en el terreno durante las visitas realizadas para los estudios topográficos y de suelos.

-Guía de Análisis Documental:

Se trata de los formatos recopilados que se utilizan como base para procesar la información obtenida y presentarla de manera adecuada en el informe del proyecto en desarrollo.

3.5. Técnicas e instrumentos de procesamiento de datos

Los datos obtenidos serán procesados mediante su clasificación, cálculo y estudio. Asimismo, se organizarán y analizarán utilizando herramientas como tablas, hojas de cálculo, gráficos, cuadros y programas especializados (Word, Excel, AutoCAD, ArcGIS, Hec-Ras), con el objetivo de facilitar su interpretación y aplicación en el desarrollo del proyecto.

Asimismo, para este proyecto de investigación, se realizará un análisis respecto a la data histórica de precipitaciones que otorga el SENAMHI, mediante la prueba de ajuste o de bondad (Test Smirnov-Kolmogorov) de los datos dudosos para verificar si dichos valores se ajustan con algún nivel de significancia a cierta distribución de probabilidad. De igual forma, se llevará a cabo una calibración y validación del modelo hidrológico (caudales determinados por las precipitaciones) en función de la data histórica de caudales de una estación hidrométrica cercana a la zona de estudio.

IV. Resultados

4.1. Estudio topográfico

Delimitación del proyecto:

La zona donde se desarrollará el proyecto se localiza a una altitud promedio de 600 metros sobre el nivel del mar, con una temperatura media anual que oscila entre 28°C y 32°C, mostrando fluctuaciones entre el día y la noche. El Centro Poblado Querpon se encuentra en una región clasificada como tropical seca.

Personal y equipos utilizados:

Recursos humanos.

El levantamiento topográfico se realizó con la participación del siguiente equipo humano:

-Una persona destinada a brindar apoyo logístico para la movilidad del personal y los equipos; así como un topógrafo y dos responsables encargados del proyecto de investigación.

Medios, equipos y materiales

Para llevar a cabo el proyecto, será necesario disponer de los siguientes equipos, instrumentos y materiales:

-Dos puntos geodésicos, dos trípodes, dos niveles, dos radios de comunicación y una estación total Leica con sus complementos

Método del levantamiento utilizado:

Los puntos de control situados en el área de estudio fueron colocados en lugares clave para asegurar su utilidad en las estructuras futuras que ya habían sido planificadas previamente, los cuales se detallan a continuación:

- El levantamiento topográfico se basó en una red poligonal de apoyo, cuyos puntos fueron marcados en el terreno con pintura roja sobre rocas fijas. Partiendo de un punto geodésico, se utilizó como referencia el PUNTO GEODÉSICO NGS ABSOLUTO X: 628598.055 y Y: 9365747.193, GPS – 1, con una distancia en línea recta de 2052.54 metros, y se corroboró con el NGS ABSOLUTO GPS – 2, X: 628722.073, Y: 9365543.036. A continuación, se ubicaron y colocaron los puntos en las estaciones y BM's, que fueron

controlados planimétricamente con coordenadas UTM WGS 84, obtenidas mediante un GPS diferencial.

- Para obtener los puntos, se asignó un tiempo de 30 a 45 minutos, lo que permitió garantizar una alta precisión en las coordenadas X, Y, Z. Este proceso aseguró un levantamiento topográfico preciso de toda el área a ser levantada.
- Las coordenadas absolutas UTM fueron obtenidas mediante el uso del Sistema de Posicionamiento Global de alta precisión, utilizando puntos de referencia como los BM's y E-, en base a los cuales se llevó a cabo el levantamiento topográfico.
- La nivelación altimétrica diferencial se realizó utilizando el GPS diferencial, obteniendo las cotas en seis estaciones de cada sector junto con sus respectivas coordenadas. Con estos puntos, se procedió a realizar el levantamiento con una estación total.
- Se levantó toda la información del camino, el terreno natural y los alrededores del terreno del camino, incluyendo todos los detalles del mismo.

Estudio de la data de campo:

El proceso realizado consistió en el análisis de los datos obtenidos en campo utilizando la Estación Total, la cual tiene un sistema de registro automático que permite medir ángulos horizontales, verticales y distancias. Al conocer las coordenadas de la estación, se pueden calcular las coordenadas tridimensionales de los puntos medidos. Los datos registrados se guardan en archivos de texto ASCII, facilitando su transferencia y edición. Posteriormente, para transferir los datos desde la estación total a la computadora y procesarlos en formato Excel, se utilizó el software Topcon Link. Finalmente, se creó gráficamente el terreno mediante un plano topográfico utilizando el software AutoCAD Civil 3D.

4.2. Estudio de suelos

Se llevaron a cabo 4 calicatas con una profundidad máxima de 4.00 m:

4.2.1. Clasificación del suelo

Se obtuvieron los siguientes resultados según la clasificación SUCS y AASHTO para cada muestra:

TABLA I
TIPO DE SUELO

	SUCS		AASHTO	
	Clasificación	Descripción del suelo	Clasificación	Descripción del suelo
Calicata 1 - M1	SP	Arena pobremente graduada	A-3 (0)	Bueno
Calicata 2 - M2	SM	Arena limosa	A-2-4(0)	Bueno
Calicata 3 - M3	SM	Arena limosa	A-2-4(0)	Bueno
Calicata 4 - M4	ML	Limo Arenoso de Baja Plasticidad	A-4 (7)	Regular - Malo

4.2.2. Distribución granulométrica

Se obtuvieron los siguientes resultados según el porcentaje de distribución granulométrica para cada muestra:

TABLA II
DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA

	% Grava	% Arena	% Arcillas y Limos
Calicata 1 -M1	0.10%	95.10%	4.80%
Calicata 2 -M2	0.00%	86.50%	13.50%
Calicata 3 -M3	-	-	-
Calicata 4 -M4	1.70%	29.60%	68.70%

4.2.3. Contenido de humedad y límites de Atterberg

Se obtuvieron los siguientes resultados según el porcentaje de contenido de humedad y de límites de Atterberg para cada muestra:

TABLA III
CONTENIDO DE HUMEDAD / LÍMITES DE ATTERBERG

	CONTENIDO DE HUMEDAD	LÍMITES DE ATTERBERG		
		Límite Líquido	Límite Plástico	Índice de Plasticidad
Calicata 1 - M1	3.10%	0	0	0
Calicata 2 - M2	3.10%	0	0	0
Calicata 3 - M3	3.10%	0	0	0
Calicata 4 - M4	23.50%	25.70%	24%	1.70%

4.2.4. Corte directo

Se obtuvieron los siguientes resultados según el coeficiente de cohesión interna, el ángulo de fricción y el asentamiento elástico para cada muestra:

TABLA IV
CORTE DIRECTO

	Cohesión interna (C)	Ángulo de fricción (Ø)	Asentamiento Elástico (S)
Calicata 1 - M1	0.109 kg/cm ²	18.60°	0.18 cm
Calicata 2 - M2	0.102 kg/cm ²	16.50°	0.14 cm
Calicata 3 - M3	-	-	-
Calicata 4 - M4	0.109 kg/cm ²	17.70°	0.16 cm

4.2.5. Hidrometría

Se obtuvieron los siguientes resultados según el porcentaje pasante del tamiz N°200 para cada muestra:

TABLA V
HIDROMETRÍA

	% Pasante Tamiz N°200
Calicata 1 -M1	11.00%
Calicata 2 -M2	11.62%
Calicata 3 -M3	70.40%
Calicata 4 -M4	84.76%

4.3. Estudio hidrológico

4.3.1. Estudio de la cuenca hidrográfica

a) Estudio geomorfológico

Este análisis facilitó la obtención de las características geomorfológicas de la cuenca del río Motupe, como el área y la pendiente, y ayudó a definir el lugar donde se ubica el proyecto. Se utilizó información proveniente de cartas nacionales y se procesó con el software ArcMap y hojas de cálculo en Excel, cuyos resultados se presentarán a continuación. Para ello, se descargaron las cartas nacionales que incluyen curvas de nivel a intervalos de 50 metros, así como datos en formato .shp de los ríos de la zona, lo cual permitió una delimitación más precisa de la cuenca.

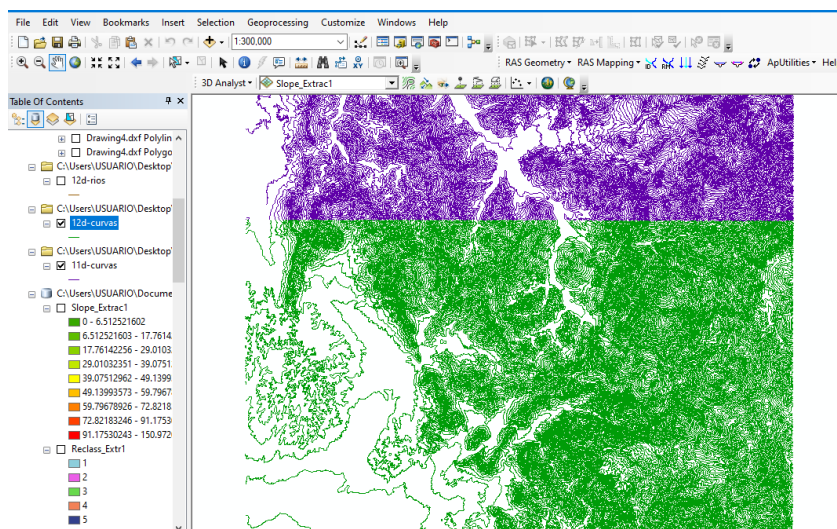


Fig. 5. Curvas de nivel obtenidos de Cartas Nacionales

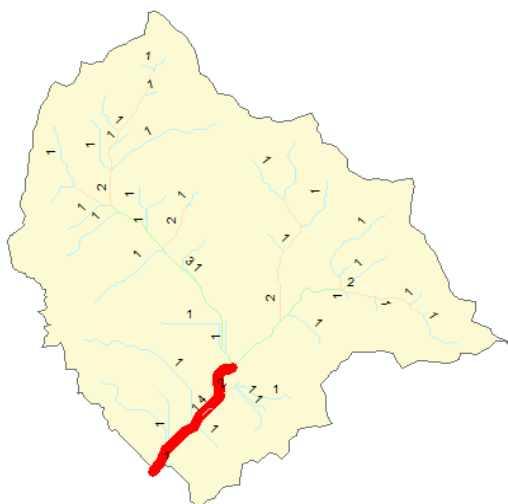


Fig. 6. Cuenca delimitada con ArcGis

Tras haber delimitado la cuenca, el siguiente paso consiste en calcular diversos parámetros geomorfológicos, tales como el área, perímetro, coeficiente de compacidad, elevación media, factor de forma, pendiente media, longitud del cauce principal, orden de los ríos y densidad de drenaje. Estos parámetros son fundamentales, ya que influirán en el cálculo del caudal que la cuenca aporta al área del proyecto.

b) Características de la cuenca

Para determinar las características de la cuenca del río Querpon, se han definido varios parámetros que sirven como referencia para clasificar y comparar dicha cuenca. A continuación, se detallan los siguientes parámetros para una mayor claridad:

-Parámetros de forma

Área de la cuenca (A)

El área de la cuenca representa la proyección de su superficie en un plano horizontal, lo que permite determinar la cantidad de escorrentía generada por una tormenta que cubre toda la zona y fluye hacia las divisorias de agua, expresada en Km^2 . Cuanto mayor sea el área, mayor será la cantidad de escorrentía superficial. En este caso, el área de drenaje para la cuenca del río Querpon es de 360.67 Km^2 .

Perímetro (P)

El perímetro es la longitud del contorno que define la división de aguas, medido en kilómetros. Para la cuenca del río Querpon, el perímetro es de 94.14 km .

Longitud de Cauce Principal

Este parámetro se refiere a la longitud del curso principal del río, que es el más largo de toda la cuenca y el único que transporta la escorrentía hasta el punto de aforo.

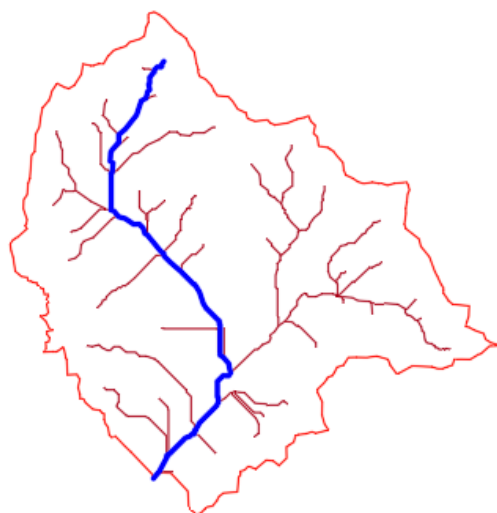


Fig. 7. Representación de la longitud del cauce principal

Orden de Ríos

Este parámetro refleja la magnitud del flujo de agua hasta el punto de aforo, permitiendo evaluar su capacidad para transportar escorrentía. Asimismo, facilita la comparación entre diferentes cuencas y ayuda a determinar la relevancia relativa de una cuenca en comparación con otra

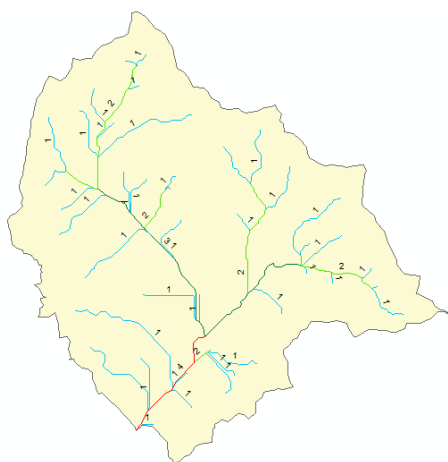


Fig. 8. Representación del orden de ríos.

TABLA VI
ORDEN DE LAS RIOS

Corrientes	Número	Longitud Total
Primer orden	163	106.08 km
Segundo orden	29	27.62 km
Tercer orden	35	19.19 km
Cuarto orden	32	8.29 km
TOTAL (N_c)	259	161.18 km

Ancho promedio de la cuenca (Ap)

Es la relación entre el área de la cuenca y la longitud del cauce principal.

$$AP = A/L$$

AP = Ancho promedio de la cuenca (km).

A = Área de la cuenca (km²).

L = Longitud del cauce principal (km).

$$AP= 12.74 \text{ km}$$

Coeficiente de Compacidad

Establece la relación entre el perímetro de la cuenca y el de una circunferencia que tiene un área equivalente al área de la cuenca en estudio. La fórmula empleada es la siguiente:

$$Kc = \text{Per. Cuenca} / \text{Per. Círculo}$$

$$P = 94.144 \text{ Km.}$$

$$A = 360.671 \text{ Km}^2.$$

$$R \text{ (radio del círculo)} = 10.715 \text{ Km.}$$

$$\text{Perímetro del círculo} = 67.323 \text{ Km.}$$

$$Kc = 1.398$$

El valor de Kc obtenido para la cuenca del río Motupe es de 1.398, lo que sugiere que su forma es ovalada, ya que se encuentra dentro del rango de 1.0 a 1.5.

Factor de forma - factor adimensional (kf)

Se define como la relación entre el área de la cuenca y el cuadrado de su longitud máxima. Esta longitud se determina mediante una línea recta que conecta el punto de aforo con el límite de la cuenca. Su fórmula es la siguiente:

$$k_f = \frac{A}{L^2} \quad L = \frac{k_c \times \sqrt{A}}{1.12} \times \left(1 + \sqrt{1 + \left(\frac{1.12}{k_c}\right)^2}\right)$$

$$A: 360.671 \text{ km}^2$$

$$L: 54.09 \text{ km}$$

$$Kf = 360.67 \text{ km}^2 / 2925.92 \text{ km}^2 = 0.123$$

Según los resultados obtenidos, el factor de forma de la cuenca del río Motupe es de 0.123.

Rectángulo equivalente

Este parámetro es relevante porque está vinculado al comportamiento hidráulico del drenaje en la cuenca. Implica transformar la cuenca en un rectángulo con características específicas

como superficie, perímetro, coeficiente de compacidad y distribución hipsométrica, y consiste en calcular las dimensiones del rectángulo.

$$R_E = 0.25 * P \pm \sqrt{\left(\frac{P}{4}\right)^2 - A}$$

RE= Longitud de sus lados del rectángulo (mayor y menor) en km

P= Perímetro de la Cuenca (km)

A= Área de la cuenca (km²)

LM = 37.44

Lm = 9.63

-Parámetros de relieve

Curva hipsométrica

Este concepto se representa gráficamente mostrando las elevaciones del terreno en relación con las áreas que abarcan. Su construcción se basa en áreas acumuladas.

TABLA VII
CURVA HIPSONÉTRICA

Cota (msnm)	Área (km ²)			
	Intervalo	Acum.	%Acum.	%Interv.
134.9		360.658	100.00	0.00
200.0	122.473	238.185	66.04	33.96
300.0	84.030	154.155	42.74	23.30
400.0	33.565	120.590	33.44	9.31
500.0	28.275	92.315	25.60	7.84
600.0	23.940	68.375	18.96	6.64
700.0	19.910	48.465	13.44	5.52
800.0	16.055	32.410	8.99	4.45
900.0	11.905	20.505	5.69	3.30
1000.0	8.728	11.778	3.27	2.42
1100.0	6.403	5.375	1.49	1.78
1200.0	3.625	1.750	0.49	1.01
1300.0	1.523	0.227	0.06	0.42
1405.2	0.228	0.000	0.00	0.06
SUMA	360.658			

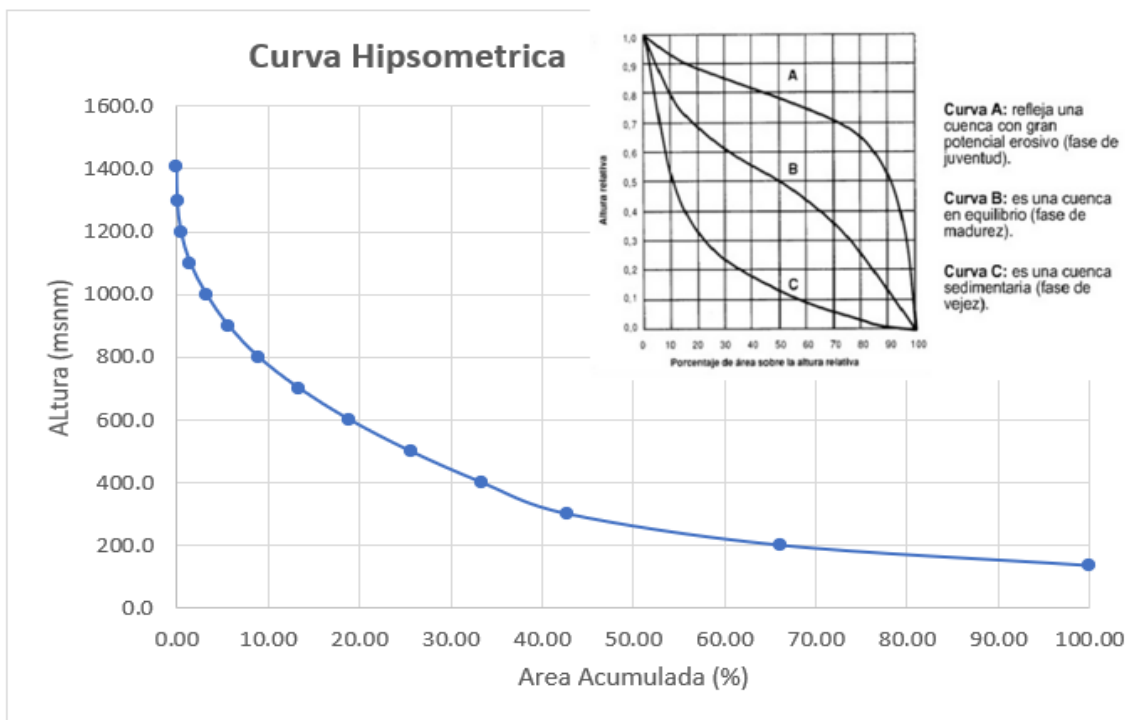


Fig. 9. Representación de la curva hipsométrica.

De la gráfica anterior se deduce que la cuenca es sedimentaria; es decir, se encuentra en fase de vejez (Curva C).

Polígonos de frecuencia de altitudes

Es una gráfica que relaciona los intervalos de altitudes con las áreas parciales expresadas en porcentaje.

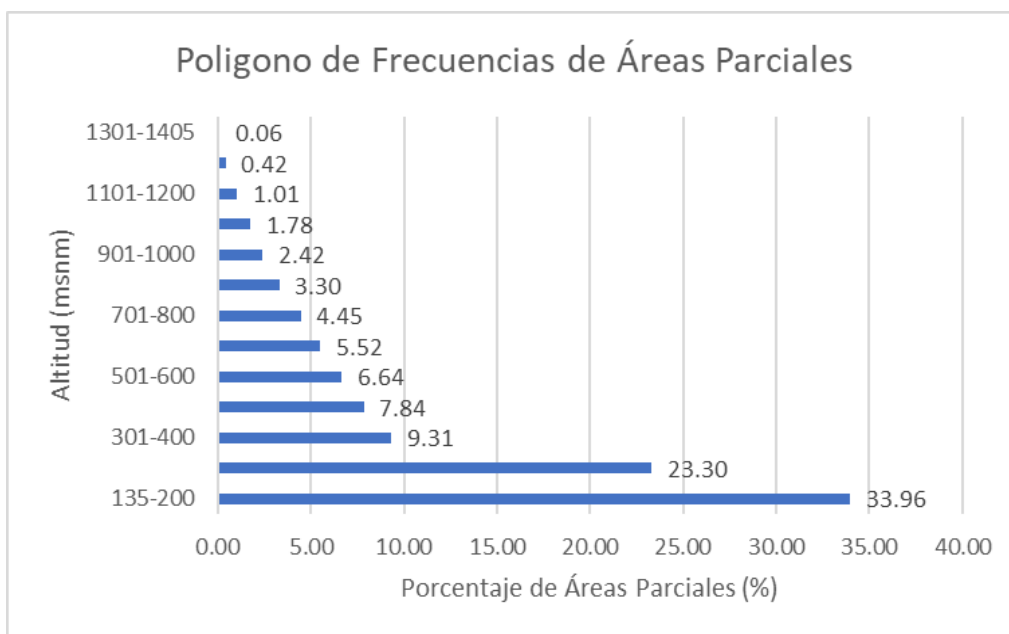


Fig. 10. Representación de los polígonos de frecuencia de altitudes

Altitud promedio de la cuenca media de la cuenca

La elevación media se determina como el nivel de altura que corresponde al 50% del área total. En el caso de la cuenca Motupe, esta elevación es de 300 m.s.n.m.

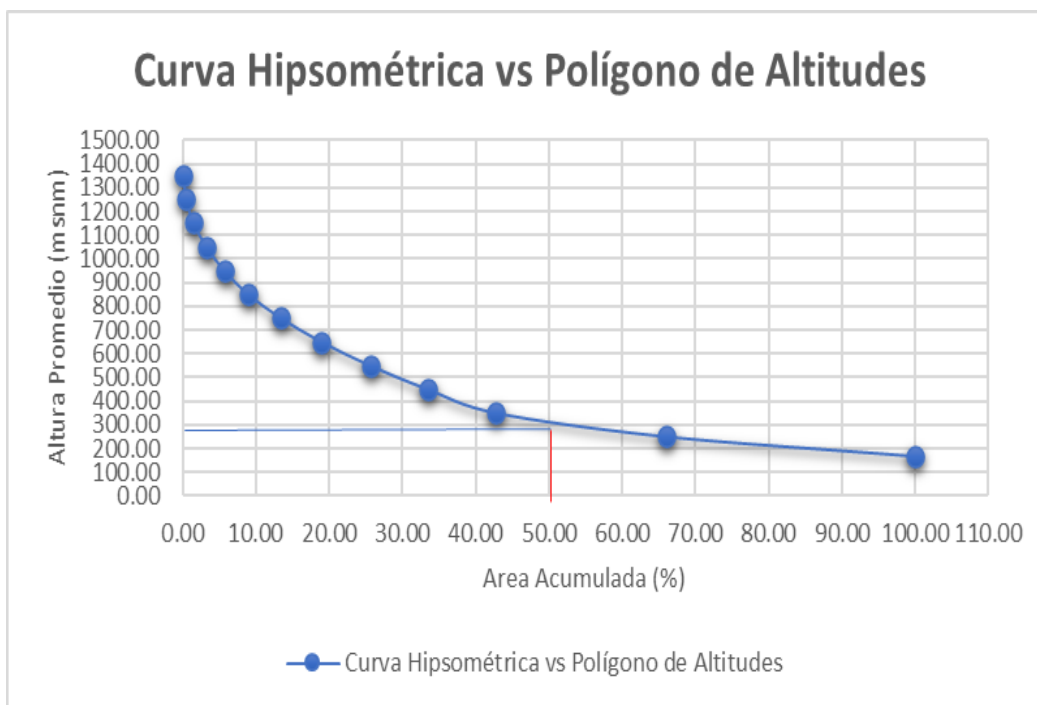


Fig. 11. Representación de la altitud promedio de la cuenca media de la cuenca.

Altitud más frecuente

Es aquellos intervalos de altitud msnm que cuenta con porcentaje de área. Para el análisis de la cuenca Querpon el mayor intervalo de altitud más frecuente es 135-200 msnm.

Pendiente media

Es la relación que existe entre la diferencia de cotas (superior e inferior) de la cuenca entre el lado mayor del rectángulo equivalente.

$$S_m = H/L_m$$

S_m = Pendiente Media de la Cuenca

H = Desnivel Total (Cota en la parte más alta - Cota en la parte más baja), en km

L_m = Lado mayor del rectángulo equivalente (Km)

$$S_m = 0.034 \text{ m/m}$$

$$H = 1270.32 \text{ m}$$

$$L_m = 37438.06 \text{ m}$$

-Parámetros de drenaje de la cuenca

Densidad de drenaje

Refleja la proporción entre la longitud total de los distintos tipos de cursos de agua de una cuenca, ya sean efímeros, intermitentes o permanentes, y su superficie total.

$$K_f = L_t \text{ (km)} / \text{Área (km}^2\text{)}$$

$L_t \text{ (km)} =$ Suma de longitudes de todos los tributarios (incluye cauce principal) (Km)

$A =$ Área de la cuenca (Km.)

$$K_f = 0.45 \text{ km/km}^2$$

Densidad de corriente

Se refiere a la proporción entre la cantidad de corrientes presentes en la cuenca y la superficie total que drenan.

$$D_c = N_c / A$$

$N_c =$ Número total de ríos

$A =$ Área de la cuenca (Km.)

$$D_c = 0.72 \text{ ríos/km}^2$$

Extensión media del escurrimiento superficial

Corresponde a la distancia promedio que el agua necesita recorrer en la superficie de la cuenca para alcanzar el curso principal. La expresión utilizada es:

$$E = A / L_t$$

$A =$ Área de la cuenca (Km.)

$L_t =$ Longitud total de ríos de la cuenca (Km)

$$E = 2.238 \text{ Km}^2/\text{Km}$$

Pendiente media del río principal

Se refiere a la proporción existente entre la longitud total del río principal y la diferencia de elevación entre el punto más alto y el más bajo a lo largo de su cauce principal.

$$S = (H / L) * 100$$

$S =$ Pendiente del cauce principal

$H =$ Diferencia de cotas entre los extremos del cauce

$L =$ Longitud del cauce

$$S = ((150 \text{ m.s.n.m} - 140 \text{ m.s.n.m}) / 28305.964 \text{ m}) * 100$$

$$S = 3.53 \%$$

4.3.2. Estudio de precipitaciones y caudales finales

a) Precipitaciones

Para determinar los caudales máximos respecto a diversos periodos de retorno se necesitan datos pluviógrafos, por lo cual se necesitan datos de la estación de Pasabar-Olmos, extraídos de la página de Senamhi. En la siguiente figura se muestra la proximidad de la estación a la cuenca en estudio, motivo por el cual se decidió usar estos datos.



Fig. 12. Ubicación de la estación meteorológica Pasabar.

-Latitud: 05°50'13.70"

-Longitud: 79°49'8.8"

-Altitud: 120 msnm

-Departamento: Lambayeque

-Provincia: Lambayeque

-Distrito: Chiclayo

Para estimación de caudales máximos es resaltante contar con una data mínima de 20 años para este caso se consideró datos de 25 años.

TABLA VIII
INFORMACIÓN DE PRECIPITACIONES – ESTACIÓN PASABAR OLMOS

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMB.	OCTUBRE	NOVIEMB.	DICIEMB.
1997	0.0	17.0	5.4	SD	1.2	0.3	0.0	0.0	7.6	0.0	6.1	95.6
1998	478.6	668.0	896.7	210.3	SD	0.8	1.1	0.0	3.6	11.0	0.0	1.6
1999	12.4	227.4	20.7	47.0	39.4	0.8	0.0	0.0	2.9	3.3	SD	15.1
2000	6.4	32.6	143.9	46.4	12.7	2.5	0.0	0.1	0.9	0.0	0.3	14.6
2001	41.9	26.8	SD	71.0	0.4	2.5	0.3	0.0	4.6	2.9	6.9	4.5
2002	0.0	56.8	SD	141.7	4.2	0.3	0.4	0.0	0.0	10.2	4.0	11.6
2003	17.1	45.9	3.8	3.5	0.0	0.7	0.0	0.0	1.2	0.0	0.9	14.4
2004	3.3	0.0	1.6	4.5	4.3	0.0	3.7	0.0	1.4	10.3	0.1	SD
2005	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	0.0	SD	0.5	SD	SD
2006	SD	SD	86.0	SD	SD	SD	SD	SD	SD	0.0	6.3	25.3
2007	5.2	0.3	113.4	8.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.8	8.5	0.9
2008	21.2	273.7	372.5	58.7	2.4	1.8	1.4	1.1	0.7	4.2	4.3	0.0
2009	79.9	113.1	67.8	2.2	7.9	0.0	0.3	0.0	0.0	0.0	14.3	4.2
2010	5.0	78.5	55.7	25.5	4.4	0.3	0.0	0.0	0.1	15.4	1.7	1.3
2011	8.1	21.3	1.8	67.9	1.1	2.6	0.1	0.0	1.6	0.4	9.2	6.5
2012	19.1	210.9	196.3	53.1	0.3	0.0	0.3	0.0	0.0	5.9	5.5	5.7
2013	12.1	7.6	40.2	0.5	22.4	0.0	0.1	0.0	0.6	12.8	0.0	4.8
2014	3.3	2.5	16.7	1.8	18.3	0.0	0.0	0.0	0.0	15.3	2.7	0.7
2015	1.5	41.0	260.2	SD	2.7	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	11.9	2.1
2016	17.0	54.6	SD	43.6	0.0	0.0	0.0	0.0	1.9	0.0	1.7	SD
2017	63.7	344.9	864.1	126.5	39.9	0.0	0.1	0.7	0.0	3.5	0.0	1.1
2018	15.2	4.3	8.3	16.8	4.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.6	2.6
2019	4.1	228.5	72.8	56.5	7.6	0.0	2.9	0.0	SD	SD	SD	SD
2020	9.0	1.1	0.8	SD	SD	SD	0.4	0.0	0.0	0.8	2.5	16.5
2021	5.4	0.6	117.1	88.0	14.5	1.2	0.5	2.1	3.4	5.7	7.0	20.8
PROM.	36.1	106.8	159.3	53.7	9.0	0.6	0.5	0.2	1.4	4.6	4.8	11.9
MAXIMO	478.6	668.0	896.7	210.3	39.9	2.6	3.7	2.1	7.6	15.4	14.3	95.6
MINIMO	0.0	0.0	0.8	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
N° DATOS	23.0	23.0	21.0	20.0	21.0	22.0	23.0	24.0	22.0	24.0	22.0	21.0

Obtenido los datos de precipitación diaria, se obtienen las precipitaciones máximas diarias anuales las cuales están detalladas en el siguiente gráfico de los últimos 25 años:

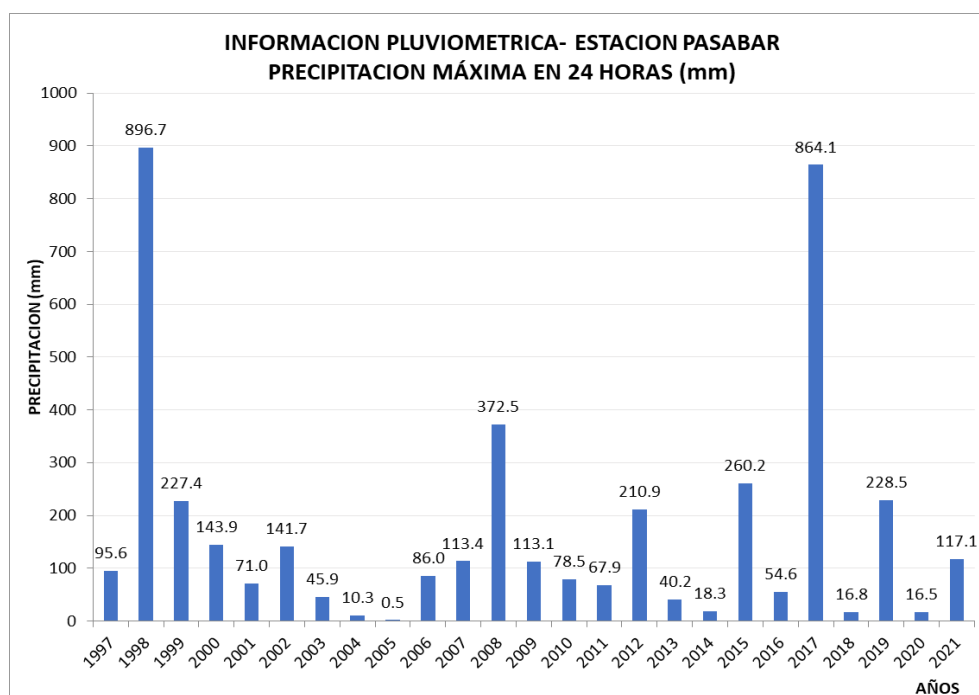


Fig. 13. Precipitaciones máximas en 24 horas – Estación Pasabar.

b) Análisis estadístico de datos hidrológicos

-Métodos de análisis estadístico

Distribución Log Normal

TABLA IX

DATOS DE PRECIPITACIONES SEGÚN DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL

m	X = Pmax24h	P(x) = m/(N+1)	Z = (X - Xm)/S	F(z)	$\Delta_{max} = \text{Abs}[F(z) - P(x)]$
1	0.5	0.0385	-0.7385	0.2301	0.1916
2	10.3	0.0769	-0.6963	0.2431	0.1662
3	16.5	0.1154	-0.6695	0.2516	0.1362
4	16.8	0.1538	-0.6682	0.2520	0.0982
5	18.3	0.1923	-0.6617	0.2541	0.0618
6	40.2	0.2308	-0.5672	0.2853	0.0545
7	45.9	0.2692	-0.5427	0.2937	0.0245
8	54.6	0.3077	-0.5051	0.3067	0.0010
9	67.9	0.3462	-0.4477	0.3272	0.0190
10	71.0	0.3846	-0.4343	0.3320	0.0526
11	78.5	0.4231	-0.4020	0.3438	0.0792
12	86.0	0.4615	-0.3696	0.3558	0.1057
13	95.6	0.5000	-0.3282	0.3714	0.1286
14	113.1	0.5385	-0.2527	0.4003	0.1382
15	113.4	0.5769	-0.2514	0.4008	0.1762
16	117.1	0.6154	-0.2354	0.4069	0.2084
17	141.7	0.6538	-0.1293	0.4486	0.2053
18	143.9	0.6923	-0.1198	0.4523	0.2400
19	210.9	0.7308	0.1693	0.5672	0.1636
20	227.4	0.7692	0.2405	0.5950	0.1742
21	228.5	0.8077	0.2452	0.5969	0.2108
22	260.2	0.8462	0.3820	0.6488	0.1974
23	372.5	0.8846	0.8666	0.8069	0.0777
24	864.1	0.9231	2.9877	0.9986	0.0755
25	896.7	0.9615	3.1284	0.9991	0.0376
Promedio (Xm)	171.6640				
Desv. Est (S)	231.7584				

Parámetros

Tamaño de la muestra: 25

Nivel de significancia (α): 0.05

Resultados:

Δ ajuste critico 0.2640

Δ_{max} 0.2400

Ajuste: BUENO

Si se ajusta con un nivel de significancia de 5%

TABLA X

PRECIPITACIÓN EN 24 H. PARA DISTINTOS TR EN DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL

TR (años)	F(y)=1-1/TR	Z	X=Z*s+Xm
5	0.800	0.84162	287.33
10	0.900	1.28155	567.70
20	0.950	1.64485	996.22
25	0.960	1.75069	1173.55
50	0.980	2.05375	1876.02
100	0.990	2.32635	2860.85
140	0.993	2.45000	3464.34

Distribución Log Normal 2 Parámetros

TABLA XI
DATOS DE PRECIPITACIONES SEGÚN DISTRIBUCIÓN LOGARITMO NORMAL 2
PARÁMETROS

Año m	X = Pmax24h	P(x) = m/(N+1)	$Y_{(x)} = \ln x$	$Z = (Y_{(x)} - Y_{(x)m})/S_{Y(x)}$	F(Z)	$\Delta_{\max} = \text{Abs} F(z) - P(x) $
1	0.5000	0.0385	-0.6931	-3.2631	0.0006	0.0379
2	10.3000	0.0769	2.3321	-1.3086	0.0953	0.0184
3	16.5000	0.1154	2.8034	-1.0042	0.1576	0.0422
4	16.8000	0.1538	2.8214	-0.9926	0.1605	0.0066
5	18.3000	0.1923	2.9069	-0.9373	0.1743	0.0180
6	40.2000	0.2308	3.6939	-0.4289	0.3340	0.1032
7	45.9000	0.2692	3.8265	-0.3433	0.3657	0.0965
8	54.6000	0.3077	4.0000	-0.2312	0.4086	0.1009
9	67.9000	0.3462	4.2180	-0.0903	0.4640	0.1179
10	71.0000	0.3846	4.2627	-0.0615	0.4755	0.0909
11	78.5000	0.4231	4.3631	0.0034	0.5014	0.0783
12	86.0000	0.4615	4.4543	0.0623	0.5249	0.0633
13	95.6000	0.5000	4.5602	0.1307	0.5520	0.0520
14	113.1000	0.5385	4.7283	0.2393	0.5946	0.0561
15	113.4000	0.5769	4.7309	0.2410	0.5952	0.0183
16	117.1000	0.6154	4.7630	0.2618	0.6032	0.0121
17	141.7000	0.6538	4.9537	0.3849	0.6499	0.0040
18	143.9000	0.6923	4.9691	0.3949	0.6535	0.0388
19	210.9000	0.7308	5.3514	0.6418	0.7395	0.0087
20	227.4000	0.7692	5.4267	0.6905	0.7551	0.0142
21	228.5000	0.8077	5.4315	0.6936	0.7560	0.0516
22	260.2000	0.8462	5.5615	0.7776	0.7816	0.0646
23	372.5000	0.8846	5.9202	1.0093	0.8436	0.0410
24	864.1000	0.9231	6.7617	1.5529	0.9398	0.0167
25	896.7000	0.9615	6.7987	1.5769	0.9426	0.0190

Parámetros

Promedio (Y_m)	4.3578
Desviación Estándar (S_y)	1.5479

Verificación de ajuste ($\Delta < \Delta_s - k$)

Δ ajuste crítico	0.2640
Δ_{\max}	0.1179
Ajuste:	BUENO

Si se ajusta con un nivel de significancia de 5%

TABLA XII
PRECIPITACIÓN EN 24 H. PARA DISTINTOS TR EN DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 2
PARÁMETROS

T. RETORNO	F(z)=1-1/TR	z	$X=Z \cdot S_y + Y_m$
5	0.800	0.84162	366.72
10	0.900	1.28155	468.67
20	0.950	1.64485	552.87
25	0.960	1.75069	577.40
50	0.980	2.05375	647.64
100	0.990	2.32635	710.81
140	0.993	2.45000	739.47

Distribución Log Normal 3 Parámetros

TABLA XIII
DATOS DE PRECIPITACIONES SEGÚN DISTRIBUCIÓN LOGARITMO NORMAL 3
PARÁMETROS

Añom	X=Pmax24h	P(x)=m/(N+1)	y=ln(X-Xo)	Z=(y-μy)/σy	F(Z)	Δmax=Abs F(z)-P(x)
1	0.5000	0.0385	5.0345	-0.8462	0.1987	0.1602
2	10.3000	0.0769	5.0963	-0.7498	0.2267	0.1498
3	16.5000	0.1154	5.1335	-0.6918	0.2445	0.1291
4	16.8000	0.1538	5.1353	-0.6890	0.2454	0.0916
5	18.3000	0.1923	5.1441	-0.6753	0.2497	0.0574
6	40.2000	0.2308	5.2643	-0.4879	0.3128	0.0820
7	45.9000	0.2692	5.2934	-0.4426	0.3290	0.0598
8	54.6000	0.3077	5.3362	-0.3759	0.3535	0.0458
9	67.9000	0.3462	5.3982	-0.2792	0.3900	0.0439
10	71.0000	0.3846	5.4122	-0.2575	0.3984	0.0138
11	78.5000	0.4231	5.4451	-0.2062	0.4183	0.0048
12	86.0000	0.4615	5.4770	-0.1565	0.4378	0.0237
13	95.6000	0.5000	5.5163	-0.0952	0.4621	0.0379
14	113.1000	0.5385	5.5843	0.0108	0.5043	0.0341
15	113.4000	0.5769	5.5854	0.0126	0.5050	0.0719
16	117.1000	0.6154	5.5992	0.0341	0.5136	0.1018
17	141.7000	0.6538	5.6864	0.1699	0.5675	0.0864
18	143.9000	0.6923	5.6938	0.1815	0.5720	0.1203
19	210.9000	0.7308	5.8972	0.4985	0.6910	0.0398
20	227.4000	0.7692	5.9415	0.5676	0.7149	0.0544
21	228.5000	0.8077	5.9444	0.5721	0.7164	0.0913
22	260.2000	0.8462	6.0242	0.6965	0.7570	0.0892
23	372.5000	0.8846	6.2646	1.0712	0.8580	0.0267
24	864.1000	0.9231	6.9248	2.1003	0.9822	0.0591
25	896.7000	0.9615	6.9564	2.1495	0.9842	0.0227

Parámetros

Promedio	171.664
Desviación Estándar	231.7584
Cs	2.5162
σy	0.6415
uy	5.5774
Xo	-153.1168

Verificación de ajuste ($\Delta < \Delta_s - k$)

Δ ajuste critico	0.264
Δ máx	0.160
Ajuste:	BUENO

Si se ajusta con un nivel de significancia de 5%

TABLA XIV
PRECIPITACIÓN EN 24 H. PARA DISTINTOS TR EN DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 3
PARÁMETROS

T. RETORNO	F(z)=1-1/TR	z	$X_i = e^{(z^* \sigma_y + u_y) + X_o}$
5	0.800	0.84162	300.52
10	0.900	1.28155	448.45
20	0.950	1.64485	606.34
25	0.960	1.75069	659.70
50	0.980	2.05375	834.14
100	0.990	2.32635	1022.82
140	0.993	2.45000	1119.90

Distribución Gamma 2 Parámetros

TABLA XV
DATOS DE PRECIPITACIONES SEGÚN DISTRIBUCIÓN GAMMA 2 PARÁMETROS

m	X=Pmax24h	P(x) = m/(N+1)	F(X)	$\Delta_{max} = F(X) - P(x) $
1	0.5	0.0385	0.0329	0.0056
2	10.3	0.0769	0.1709	0.0940
3	16.5	0.1154	0.2198	0.1044
4	16.8	0.1538	0.2219	0.0681
5	18.3	0.1923	0.2322	0.0399
6	40.2	0.2308	0.3490	0.1182
7	45.9	0.2692	0.3730	0.1038
8	54.6	0.3077	0.4064	0.0987
9	67.9	0.3462	0.4515	0.1054
10	71.0	0.3846	0.4612	0.0766
11	78.5	0.4231	0.4834	0.0604
12	86.0	0.4615	0.5042	0.0427
13	95.6	0.5000	0.5290	0.0290
14	113.1	0.5385	0.5697	0.0312
15	113.4	0.5769	0.5703	0.0066
16	117.1	0.6154	0.5783	0.0371
17	141.7	0.6538	0.6262	0.0277
18	143.9	0.6923	0.6301	0.0622
19	210.9	0.7308	0.7278	0.0030
20	227.4	0.7692	0.7468	0.0224
21	228.5	0.8077	0.7480	0.0597
22	260.2	0.8462	0.7801	0.0661
23	372.5	0.8846	0.8614	0.0232
24	864.1	0.9231	0.9782	0.0551
25	896.7	0.9615	0.9806	0.0190

Parámetros

Promedio (Xm)	171.664
Desviación Estándar	231.758
$\gamma =$	0.5486
$\beta =$	312.8901

Verificación de ajuste ($\Delta < \Delta_s - k$)

Δ ajuste crítico	0.264
Δ máx	0.118
Ajuste:	BUENO

Si se ajusta con un nivel de significancia de 5%

TABLA XVI
PRECIPITACIÓN EN 24 H. PARA DISTINTOS TR EN DISTRIBUCIÓN GAMMA 2 PARÁM.

TR (años)	F(X)=1-1/TR	X
5	0.800	282.74906
10	0.900	455.38397
20	0.950	637.90759
25	0.960	698.12667
50	0.980	888.54608
100	0.990	1082.91209
140	0.993	1178.36875

Distribución Gamma 3 Parámetros

TABLA XVII

DATOS DE PRECIPITACIONES SEGÚN DISTRIBUCIÓN GAMMA 3 PARÁMETROS

m	X=Pmax24h	P(x)=m/(N+1)	X-Xo	F(X)	$\Delta_{\max}=\text{Abs}[F(X)-P(x)]$
1	0.5	0.0385	13.0513	0.1539	0.1154
2	10.3	0.0769	22.8513	0.2164	0.1395
3	16.5	0.1154	29.0513	0.2498	0.1344
4	16.8	0.1538	29.3513	0.2513	0.0975
5	18.3	0.1923	30.8513	0.2589	0.0666
6	40.2	0.2308	52.7513	0.3532	0.1225
7	45.9	0.2692	58.4513	0.3742	0.1049
8	54.6	0.3077	67.1513	0.4040	0.0963
9	67.9	0.3462	80.4513	0.4454	0.0992
10	71.0	0.3846	83.5513	0.4544	0.0698
11	78.5	0.4231	91.0513	0.4753	0.0523
12	86.0	0.4615	98.5513	0.4951	0.0336
13	95.6	0.5000	108.1513	0.5189	0.0189
14	113.1	0.5385	125.6513	0.5586	0.0201
15	113.4	0.5769	125.9513	0.5592	0.0177
16	117.1	0.6154	129.6513	0.5670	0.0483
17	141.7	0.6538	154.2513	0.6147	0.0392
18	143.9	0.6923	156.4513	0.6186	0.0737
19	210.9	0.7308	223.4513	0.7181	0.0127
20	227.4	0.7692	239.9513	0.7377	0.0316
21	228.5	0.8077	241.0513	0.7389	0.0688
22	260.2	0.8462	272.7513	0.7722	0.0740
23	372.5	0.8846	385.0513	0.8572	0.0274
24	864.1	0.9231	876.6513	0.9789	0.0558
25	896.7	0.9615	909.2513	0.9813	0.0198

Parámetros Ordinarios

Promedio (Xm)	171.6640
Desviación Estándar	231.7584
Cs=g=	2.5162
y=	0.6318
β =	291.5717
Xo=	-12.5513

Verificación de ajuste ($\Delta < \Delta_s-k$)

Δ ajuste crítico	0.2640
Δ máx	0.1395
Ajuste:	BUENO

Si se ajusta con un nivel de significancia de 5%

TABLA XVIII

PRECIPITACIÓN EN 24 H. PARA DISTINTOS TR EN DISTRIBUCIÓN GAMMA 3 PARÁM.

TR (años)	F(X)=1-1/TR	X-Xo	X
5	0.800	303.52613	290.97
10	0.900	473.53873	460.99
20	0.950	650.64511	638.09
25	0.960	708.70714	696.16
50	0.980	891.47738	878.93
100	0.990	1077.08507	1064.53
140	0.993	1167.98095	1155.43

Distribución Gumbel

TABLA XIX
DATOS DE PRECIPITACIONES SEGÚN DISTRIBUCIÓN GUMBEL

m	X=Pmax24h	P(x) = m / (N+1)	Yi=(xi-u) / α	G(i)	F(G(i))	Δmax=Abs F(Y)-P(x)
1	0.5	0.0385	-0.3701	1.4478	0.2351	0.1966
2	10.3	0.0769	-0.3158	1.3714	0.2537	0.1768
3	16.5	0.1154	-0.2815	1.3252	0.2658	0.1504
4	16.8	0.1538	-0.2799	1.3230	0.2663	0.1125
5	18.3	0.1923	-0.2716	1.3120	0.2693	0.0770
6	40.2	0.2308	-0.1504	1.1623	0.3128	0.0820
7	45.9	0.2692	-0.1188	1.1262	0.3243	0.0550
8	54.6	0.3077	-0.0707	1.0732	0.3419	0.0342
9	67.9	0.3462	0.0029	0.9971	0.3690	0.0228
10	71.0	0.3846	0.0201	0.9801	0.3753	0.0094
11	78.5	0.4231	0.0616	0.9403	0.3905	0.0326
12	86.0	0.4615	0.1031	0.9021	0.4057	0.0558
13	95.6	0.5000	0.1562	0.8554	0.4251	0.0749
14	113.1	0.5385	0.2531	0.7764	0.4600	0.0784
15	113.4	0.5769	0.2547	0.7751	0.4606	0.1163
16	117.1	0.6154	0.2752	0.7594	0.4679	0.1475
17	141.7	0.6538	0.4113	0.6628	0.5154	0.1384
18	143.9	0.6923	0.4235	0.6548	0.5196	0.1727
19	210.9	0.7308	0.7943	0.4519	0.6364	0.0944
20	227.4	0.7692	0.8856	0.4125	0.6620	0.1072
21	228.5	0.8077	0.8917	0.4100	0.6637	0.1440
22	260.2	0.8462	1.0671	0.3440	0.7089	0.1372
23	372.5	0.8846	1.6886	0.1848	0.8313	0.0533
24	864.1	0.9231	4.4091	0.0122	0.9879	0.0648
25	896.7	0.9615	4.5895	0.0102	0.9899	0.0284

Parámetros Ordinarios

Promedio (Xm)	171.6640
Desviación Estándar (S)	231.7584
u	67.3727
α=	180.7013

Verificación de ajuste ($\Delta < \Delta_s - k$)

Δ ajuste crítico	0.2640
Δ máx	0.1966
Ajuste:	BUENO

Si se ajusta con un nivel de significancia de 5%

TABLA XX
PRECIPITACIÓN EN 24 H. PARA DISTINTOS TR EN DISTRIBUCIÓN GUMBEL

TR (años)	F(y)=1-1/TR	Y	X=u+αy
5	0.800	1.499940	338.41
10	0.900	2.250367	474.02
20	0.950	2.970195	604.09
25	0.960	3.198534	645.35
50	0.980	3.901939	772.46
100	0.990	4.600149	898.63
140	0.993	4.938060	959.69

Distribución Log Gumbel

TABLA XXI
DATOS DE PRECIPITACIONES SEGÚN DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL

m	X=Pmax24h	P(x) = m/ (N+1)	Yi=(Ln(X)-u) / α	G(i)	F(G(i))	Δmax=Abs[F(Y)-P(x)]
1	0.5	0.0385	-3.6079	36.8880	0.0000	0.0385
2	10.3	0.0769	-1.1013	3.0080	0.0494	0.0275
3	16.5	0.1154	-0.7108	2.0357	0.1306	0.0152
4	16.8	0.1538	-0.6959	2.0055	0.1346	0.0193
5	18.3	0.1923	-0.6250	1.8683	0.1544	0.0379
6	40.2	0.2308	0.0270	0.9734	0.3778	0.1470
7	45.9	0.2692	0.1369	0.8721	0.4181	0.1488
8	54.6	0.3077	0.2807	0.7553	0.4699	0.1622
9	67.9	0.3462	0.4613	0.6305	0.5323	0.1862
10	71.0	0.3846	0.4983	0.6076	0.5447	0.1601
11	78.5	0.4231	0.5815	0.5591	0.5717	0.1487
12	86.0	0.4615	0.6571	0.5183	0.5955	0.1340
13	95.6	0.5000	0.7448	0.4748	0.6220	0.1220
14	113.1	0.5385	0.8841	0.4131	0.6616	0.1231
15	113.4	0.5769	0.8863	0.4122	0.6622	0.0853
16	117.1	0.6154	0.9129	0.4014	0.6694	0.0540
17	141.7	0.6538	1.0709	0.3427	0.7098	0.0560
18	143.9	0.6923	1.0836	0.3384	0.7129	0.0206
19	210.9	0.7308	1.4004	0.2465	0.7815	0.0508
20	227.4	0.7692	1.4628	0.2316	0.7933	0.0240
21	228.5	0.8077	1.4668	0.2307	0.7940	0.0137
22	260.2	0.8462	1.5744	0.2071	0.8129	0.0332
23	372.5	0.8846	1.8717	0.1539	0.8574	0.0272
24	864.1	0.9231	2.5689	0.0766	0.9262	0.0032
25	896.7	0.9615	2.5996	0.0743	0.9284	0.0332

Parámetros Ordinarios

Promedio (Xm)	171.6640
Desviación Estándar (S)	231.7584
Xm _{lnx}	4.3578
S _{lnx}	1.5479
u	3.6613
α=	1.2069

Verificación de ajuste (Δ < Δs-k)

Δ ajuste crítico	0.2640
Δ máx	0.1862
Ajuste:	BUENO

Si se ajusta con un nivel de significancia de 5%

TABLA XXII
PRECIPITACIÓN EN 24 H. PARA DISTINTOS TR EN DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL

TR (años)	F(y)=1-1/TR	Y	X=u+αy
5	0.8000	1.499940	237.84
10	0.9000	2.250367	588.33
20	0.9500	2.970195	1402.56
25	0.9600	3.198534	1847.60
50	0.9800	3.901939	4318.21
100	0.9900	4.600149	10029.42
140	0.9929	4.938060	15079.77

c) Precipitaciones máximas

-Prueba de Smirnov- Kolmogorov

Para identificar la distribución más adecuada, se utiliza la prueba de Smirnov-Kolmogorov, la cual reveló que la distribución Log Normal de 2 parámetros es la que ofrece el mejor ajuste.

TABLA XXIII

AJUSTE DE CONFIABILIDAD DE LAS DISTINTAS DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS

DISTRIBUCION	AJUSTE DE CONFIABILIDAD			SE AJUSTA
	$\Delta_{m\acute{a}x}$	<	$\Delta_{cr\acute{i}tico}$	
DISTRIBUCION NORMAL	0.2400	<	0.2640	SI
DISTRIBUCION LOGARITMO NORMAL 2 PARAMETROS	0.1179	<	0.2640	SI
DISTRIBUCION LOGARITMO NORMAL 3 PARAMETROS	0.1602	<	0.2640	SI
DISTRIBUCION GAMMA 2 PARAMETROS	0.1182	<	0.2640	SI
DISTRIBUCION GAMMA 3 PARAMETROS	0.1395	<	0.2640	SI
DISTRIBUCION GUMBEL	0.1966	<	0.2640	SI
DISTRIBUCION LOG GUMBEL	0.1862	<	0.2640	SI

Distribucion elegida:

DISTRIBUCION LOGARITMO NORMAL 2 PARAMETROS

- Precipitación máxima 24 horas (mm)

Con el análisis estadístico realizado, se establecen las precipitaciones máximas en 24 horas para diversos tiempos de retorno.

TABLA XXIV

PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 H. PARA DISTINTOS TR

T. Retorno	P24(mm)
5	366.717
10	468.674
20	552.873
25	577.400
50	647.638
100	710.815
140	739.472

d) Período de retorno

$$T = \frac{1}{1 - \sqrt[n]{1 - R}}$$

TABLA XXV
RIESGO ADMISIBLE (R) / VIDA ÚTIL (n)

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

TIPO DE OBRA	AÑOS
Puentes, Defensas Ribereñas.	40
Alcantarilla de paso de quebradas importantes.	25
Alcantarilla de paso de quebradas menores.	15
Drenaje de la plataforma y Sub-drenes	15

$$R=0.25$$

$$n= 40$$

$$T= 139.5 \implies \rightarrow \text{Período de retorno optado: } T=140 \text{ años}$$

e) Método Racional Modificado

Es un método para estimar los caudales en cuencas de drenaje naturales con un área inferior a 770 km² y tiempos de concentración que oscilan entre 0.25 y 24 horas.

- Tiempo de concentración (Tc)

$$T_c = 0.3(L/S^{0.25})^{0.76}$$

$$L \text{ (Longitud del cauce mayor-km)} = 28.31$$

$$S \text{ (Pendiente Promedio del cauce mayor)} = 3.53\%$$

$$T_c = 7.18 \text{ horas} = 431.08 \text{ min}$$

- Coeficiente de uniformidad

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$$

$$K = 1.457$$

- Coeficiente de simultaneidad o factor reductor (KA)

$$K_A = 1 - (\log_{10} A/15)$$

$$K_A = 0.83$$

- Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P)

$$P = k_A P_d$$

KA= Factor reductor

Pd= Precipitación máxima diaria (mm)

TABLA XXVI

Precipitación máxima diaria 24 horas corregida (mm)

T. Retorno	P24(mm)	KA	P24(mm) - corregido
5	366.717	0.83	304.201
10	468.674	0.83	388.778
20	552.873	0.83	458.622
25	577.400	0.83	478.968
50	647.638	0.83	537.232
100	710.815	0.83	589.639
140	739.472	0.83	613.411

- Intensidad de precipitación

$$I = \left(\frac{P}{24}\right) * \left(11\right)^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

P= Precipitación máxima corregida (mm)

Tc= Tiempo de concentración (horas)

TABLA XXVII

Intensidades máximas para cada TR

T. Retorno	P24(mm)	I(mm/h)
5	304.201	37.19
10	388.778	47.52
20	458.622	56.06
25	478.968	58.55
50	537.232	65.67
100	589.639	72.08
140	613.411	74.98

- Coeficiente de escorrentía

Selección del tipo de suelo

TABLA XXVIII

Grupos hidrológicos de los tipos de suelo

Grupo A	Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
Grupo B	Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.
Grupo C	Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenido de arcilla.
Grupo D	Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Selección del número de curva de escorrentía

TABLA XXIX

Clasificación de grupos hidrológicos y usos de la tierra

DESCRIPCION DEL USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLOGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada: sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
con tratamientos de conservación	62	71	78	81
Pastizales: Condiciones pobres	68	79	86	89
Condiciones optimas	39	61	74	80
Vegas de rios: condiciones optimas	30	58	71	78
Bosques:				
-Troncos delgados, Cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
-Cubierta buena	25	55	70	77
Area abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.				
-Optimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o mas	39	61	74	80
-condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50% al 75%	49	69	79	84
Areas comerciales de Negocios (85% impermeables)	89	92	94	93
Distritos Industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial				
Tamaño promedio del lote % promedio impermeable				
1/8 acre o menos 65	77	85	90	92
1/4 acre 38	61	75	83	87
1/3 acre 30	57	72	81	86
1/2 acre 25	54	70	80	85
1 acre 20	51	68	79	84
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc.	98	98	98	98
Calles y carreteras				
-Pavimentados con cunetas y alcantarillados	98	98	98	98
-Grava	76	85	89	91
-Tierra	72	82	87	896

TABLA XXX
GRUPO AMC

Grupo	Condición
I	Seca
II	Normal
III	Húmeda

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)}$$

$$CN(I) = 21.168$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)}$$

$$CN(III) = 59.522$$

$$\mathbf{CN = 21.168}$$

$$C = \frac{(P_d - P_o) * (P_d + 23 * P_o)}{(P_d + 11 * P_o)^2}$$

Pd= Precipitación máxima diaria (mm)

Po= Umbral de escorrentía = (5000/CN)-50 = 186.20

TABLA XXXI

Coefficiente de escorrentía para cada TR

T. Retorno	P24(mm)	c Coeficiente Escorrentía
5	304.201	0.098
10	388.778	0.159
20	458.622	0.206
25	478.968	0.218
50	537.232	0.253
100	589.639	0.282
140	613.411	0.295

- Caudales máximos

Para su obtención por el método racional modificado, luego del análisis estadístico correspondiente y del cálculo de los componentes para el uso de las fórmulas, se obtienen los hallazgos finales siguientes:

TABLA XXXII

Caudales máximos según el método racional modificado

TR (años)	C	I (mm)	A (km ²)	k	Q (m ³ /S)
5	0.098	37.186	360.671	1.457	531.158
10	0.159	47.524	360.671	1.457	1105.933
20	0.206	56.062	360.671	1.457	1682.817
25	0.218	58.549	360.671	1.457	1866.419
50	0.253	65.671	360.671	1.457	2427.570
100	0.282	72.078	360.671	1.457	2973.680
140	0.295	74.984	360.671	1.457	3233.292

Para la elección de caudal la norma nos indica que el periodo de diseño es de 140 años cuando los cauces naturales son colindantes a asentamientos poblacionales.

4.4. Modelamiento hidráulico

4.4.1. Geometría del cauce

Se ingreso la geometría al programa Hec-Ras con la finalidad de realizar el análisis del río Querpon con la finalidad de determinar el área de inundación e identificar las zonas vulnerables.

Se coloco la geometría en el software Hec-Ras para llevar a cabo el análisis del río Querpon, con el objetivo de determinar las zonas vulnerables a la inundación.

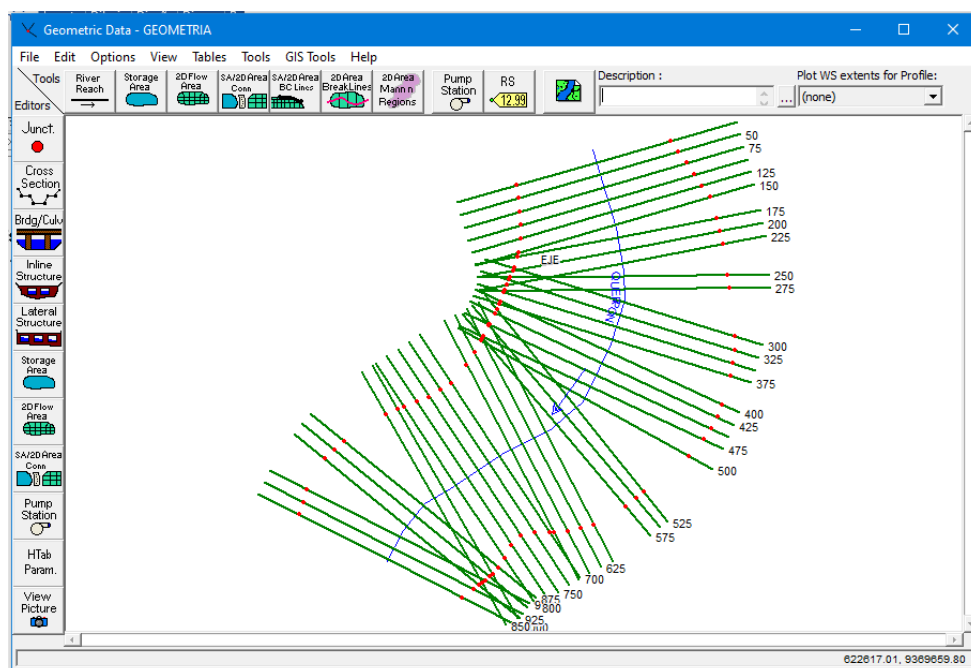


Fig. 14. Geometría en civil 3D procesada en Arcgis

4.4.2. Coeficiente de pérdida de energía

a) Coeficiente de rugosidad (n Manning)

Para el criterio de elección de n de Manning se utilizará lo visto en campo, en concordancia con una tabla extraída del manual de carreteras.



Fig. 15. Imágenes del Río Querpón

Como observado en campo y en las imágenes anteriores se asume como coeficiente de Manning a los márgenes de 0.100 por tener presencia densa de arbustos y maleza.

D. CORRIENTES NA	D.2 PLANICIES DE INUNDACION	a. con pasto sin arbusto	0.025	0.030	0.035
		pastizales bajos	0.030	0.035	0.050
		pastizales altos			
		b. áreas cultivadas	0.020	0.030	0.040
		sin cultivo	0.030	0.040	0.050
		con cultivos			
		c. Arbustos y Malezas	0.040	0.060	0.080
		escasos	0.070	0.100	0.160
	d. Arboles	0.110	0.150	0.200	
	sauces	0.030	0.040	0.050	
tierra despejada con troncos					
D3 Ríos Principales (ancho superior a 30 m)	Secciones Regulares	0.025	-	0.060	
	Secciones Irregulares	0.035	-	0.100	

Fig. 16. Valores de coeficiente de Manning.

Edit Manning's n or k Values

River: QUERPON Edit Interpolated XS's Channel n Values have a light green background

Reach: EJE All Regions

Selected Area Edit Options

Add Constant ... Multiply Factor ... Set Values ... Replace ... Reduce to L Ch R ...

	River Station	Frctn (n/k)	n #1	n #2	n #3
1	1000	n	0.1	0.035	0.1
2	975	n	0.1	0.035	0.1
3	950	n	0.1	0.035	0.1
4	925	n	0.1	0.035	0.1
5	900	n	0.1	0.035	0.1
6	875	n	0.1	0.035	0.1
7	850	n	0.1	0.035	0.1
8	825	n	0.1	0.035	0.1
9	800	n	0.1	0.035	0.1
10	775	n	0.1	0.035	0.1
11	750	n	0.1	0.035	0.1
12	725	n	0.1	0.035	0.1
13	700	n	0.1	0.035	0.1
14	675	n	0.1	0.035	0.1
15	650	n	0.1	0.035	0.1
16	625	n	0.1	0.035	0.1
17	600	n	0.1	0.035	0.1
18	575	n	0.1	0.035	0.1
19	550	n	0.1	0.035	0.1
20	525	n	0.1	0.035	0.1
21	500	n	0.1	0.035	0.1
22	475	n	0.1	0.035	0.1
23	450	n	0.1	0.035	0.1
741	425	n	0.1	0.035	0.1

Fig. 17. Colocación de coeficiente de Manning en modelado.

b) Coeficiente de expansión

Para los coeficientes de expansión se consideró los parámetros siguientes para la simulación en Hec-Ras para un periodo de diseño de 140 años.

Cont\Exp Coefficient (Steady)	
Contraction	Expansion
0.1	0.3

Fig. 18. Coeficientes de contracción y expansión.

c) Caudal de máxima avenida

Caudal ingresado para periodo de retorno 140 años.

Steady Flow Data - CAUDAL

File Options Help

Enter/Edit Number of Profiles (32000 max): Reach Boundary Conditions ... Apply Data

Locations of Flow Data Changes

River: QUERPON Add Multiple...

Reach: EJE River Sta.: 1000 Add A Flow Change Location

Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates	
River	Reach	RS	TR=140 AÑOS	
1	QUERPON	EJE	1000	3233.292

Fig. 19. Caudal ingresado en modelamiento.

d) Condiciones de frontera (aguas arriba y aguas abajo)

Por ser pendiente pequeña se consideró para las condiciones de frontera los siguientes datos.

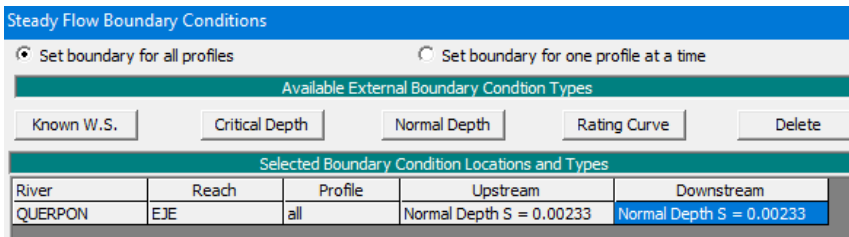


Fig. 20. Datos de pendiente ingresado en modelamiento.

e) Plan de análisis

Se eligió el régimen mixto dado que se desconoce el tipo de régimen del río Querpón.

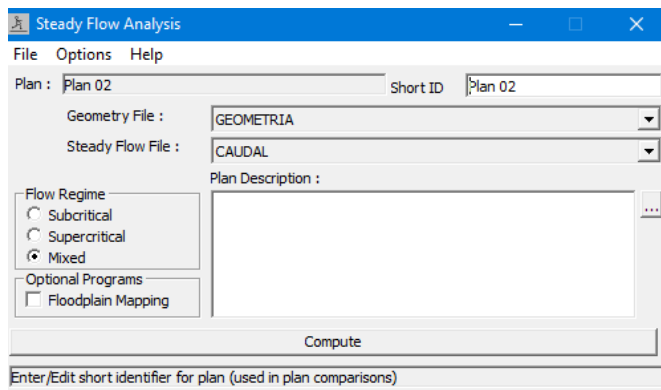


Fig. 21. Elección del tipo de régimen.

4.4.3. Simulación hidráulica HEC-RAS

a) Perfil longitudinal

Los perfiles longitudinales de Río Olmos para el $Tr=140$ años (período de diseño).

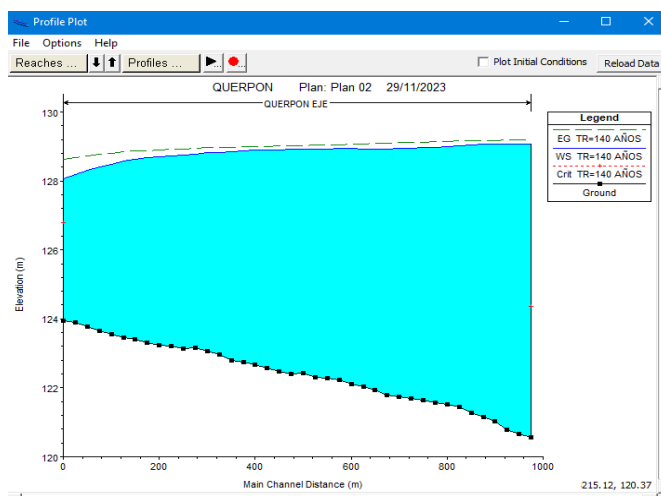


Fig. 22. Perfil longitudinal – Simulación hidráulica

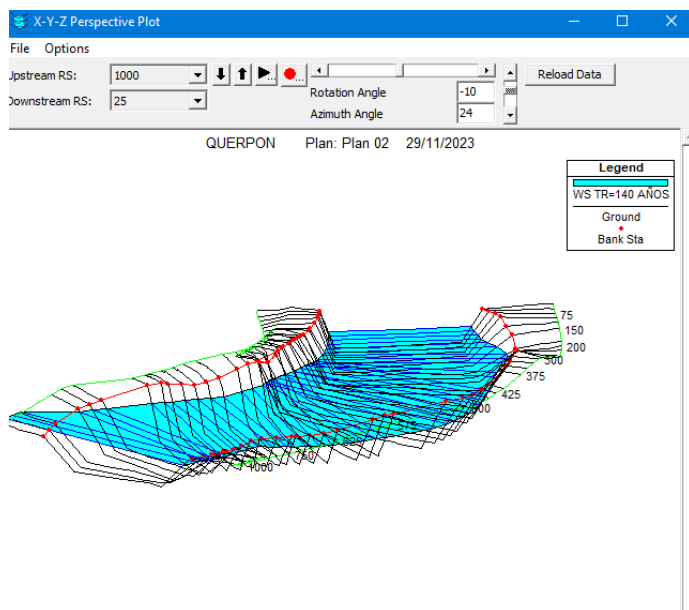


Fig. 23. Vista 3D de simulación inundación con Hec-Ras

b) Velocidad

Se definen las Velocidades para $Tr=100$ años analizados de Río olmos.

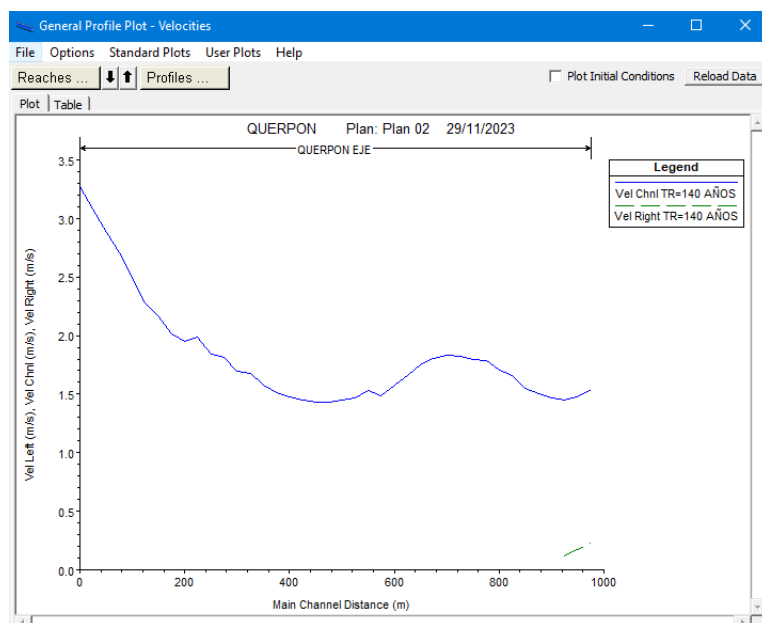


Fig. 24. Velocidades – Simulación hidráulica

Posteriormente, se definen los parámetros hidráulicos con respecto al Tr de 140 años:

TABLA XXXIII
Parámetros hidráulicos para tr = 140 años

Min Ch El : Cota inferior del cauce en la sección (m)
W.S. Elev. : Cota de lámina de agua (m)
Vel chnl : Velocidad del flujo en el eje principal (m/s)
Froude : Número de Froude en el eje del río
Hydr Depth C: Altura hidráulica en el centro del río
Hydr Depth R: Altura hidráulica en el margen derecho
Hydr Depth L: Altura hidráulica en el margen izquierdo

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /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 (m ²)	Top Width (m)	Froude #	Hydr Depth (m)	Hydr Depth L (m)	Hydr Depth R (m)
EJE	1000	TR=140 ANOS	3233.29	120.57	129.08	124.37	129.2	0.000251	1.54	2237.98	420.91	0.2	6.28		1.76
EJE	975	TR=140 ANOS	3233.29	120.66	129.08		129.19	0.00023	1.48	2280.05	430.11	0.19	6.31		1.23
EJE	950	TR=140 ANOS	3233.29	120.79	129.08		129.18	0.000229	1.45	2277.77	440.78	0.19	6.16		0.69
EJE	925	TR=140 ANOS	3233.29	121.04	129.07		129.18	0.000235	1.47	2199.5	356.67	0.19	6.17		
EJE	900	TR=140 ANOS	3233.29	121.16	129.06		129.17	0.000248	1.5	2155.15	353.2	0.19	6.1		
EJE	875	TR=140 ANOS	3233.29	121.27	129.04		129.16	0.000271	1.55	2083.62	347.16	0.2	6		
EJE	850	TR=140 ANOS	3233.29	121.45	129.02		129.16	0.000313	1.66	1950.91	327.35	0.22	5.96		
EJE	825	TR=140 ANOS	3233.29	121.52	129		129.15	0.00033	1.7	1901.37	319.18	0.22	5.96		
EJE	800	TR=140 ANOS	3233.29	121.58	128.97		129.14	0.000366	1.79	1806.83	303.78	0.23	5.95		
EJE	775	TR=140 ANOS	3233.29	121.64	128.96		129.13	0.000351	1.79	1804.35	293.45	0.23	6.15		
EJE	750	TR=140 ANOS	3233.29	121.7	128.95		129.12	0.000354	1.82	1775.38	282.89	0.23	6.28		
EJE	725	TR=140 ANOS	3233.29	121.74	128.94		129.11	0.000375	1.83	1768.67	293.48	0.24	6.03		
EJE	700	TR=140 ANOS	3233.29	121.79	128.93		129.1	0.000372	1.81	1787.62	299.23	0.24	5.97		
EJE	675	TR=140 ANOS	3233.29	121.93	128.93		129.09	0.000358	1.75	1846.16	315.67	0.23	5.85		
EJE	650	TR=140 ANOS	3233.29	122.03	128.93		129.07	0.000323	1.66	1947	333.68	0.22	5.84		
EJE	625	TR=140 ANOS	3233.29	122.12	128.93		129.06	0.000291	1.57	2053.49	352.81	0.21	5.82		
EJE	600	TR=140 ANOS	3233.29	122.22	128.94		129.05	0.000266	1.49	2174.4	381.06	0.2	5.71		
EJE	575	TR=140 ANOS	3233.29	122.27	128.92		129.04	0.000277	1.53	2115.05	366.25	0.2	5.77		
EJE	550	TR=140 ANOS	3233.29	122.31	128.92		129.03	0.000259	1.47	2197.77	382.74	0.2	5.74		
EJE	525	TR=140 ANOS	3233.29	122.43	128.92		129.03	0.000253	1.45	2235.19	391.97	0.19	5.7		
EJE	500	TR=140 ANOS	3233.29	122.39	128.91		129.02	0.000251	1.43	2254.78	398.91	0.19	5.65		
EJE	475	TR=140 ANOS	3233.29	122.47	128.91		129.01	0.000258	1.43	2256.85	407.73	0.19	5.54		
EJE	450	TR=140 ANOS	3233.29	122.58	128.9		129.01	0.000269	1.45	2236.43	412.19	0.2	5.43		
EJE	425	TR=140 ANOS	3233.29	122.67	128.89		129	0.000285	1.48	2183.18	405.25	0.2	5.39		
EJE	400	TR=140 ANOS	3233.29	122.75	128.87		128.99	0.000303	1.51	2136.72	401.91	0.21	5.32		
EJE	375	TR=140 ANOS	3233.29	122.79	128.85		128.98	0.000338	1.58	2050.15	392.6	0.22	5.22		
EJE	350	TR=140 ANOS	3233.29	122.96	128.83		128.97	0.000407	1.68	1924.13	385.73	0.24	4.99		
EJE	325	TR=140 ANOS	3233.29	123.07	128.81		128.96	0.000403	1.69	1909.12	375.46	0.24	5.08		
EJE	300	TR=140 ANOS	3233.29	123.17	128.78		128.95	0.000485	1.81	1786.12	365.14	0.26	4.89		
EJE	275	TR=140 ANOS	3233.29	123.13	128.76		128.93	0.000502	1.84	1758.07	359.95	0.27	4.88		
EJE	250	TR=140 ANOS	3233.29	123.21	128.72		128.92	0.000616	1.98	1630.74	348.02	0.29	4.69		
EJE	225	TR=140 ANOS	3233.29	123.23	128.71		128.9	0.000616	1.95	1654.32	360.92	0.29	4.58		
EJE	200	TR=140 ANOS	3233.29	123.31	128.68		128.88	0.000674	2.02	1602.93	356.5	0.3	4.5		
EJE	175	TR=140 ANOS	3233.29	123.4	128.62		128.86	0.000825	2.16	1494.76	348.65	0.33	4.29		
EJE	150	TR=140 ANOS	3233.29	123.46	128.57		128.84	0.000905	2.28	1418.17	327.46	0.35	4.33		
EJE	125	TR=140 ANOS	3233.29	123.54	128.49		128.81	0.001118	2.5	1292.76	304.32	0.39	4.25		
EJE	100	TR=140 ANOS	3233.29	123.64	128.4		128.77	0.001369	2.71	1193.33	289.78	0.43	4.12		
EJE	75	TR=140 ANOS	3233.29	123.79	128.3		128.73	0.001631	2.88	1121.96	283.25	0.46	3.96		
EJE	50	TR=140 ANOS	3233.29	123.9	128.19		128.68	0.001946	3.08	1050.77	274.55	0.5	3.83		
EJE	25	TR=140 ANOS	3233.29	123.96	128.07	126.79	128.62	0.00233	3.27	988.48	269.78	0.55	3.66		

4.5. Análisis de agradación y sedimentación

4.5.1. Análisis de transporte de sedimentos (erosión / socavación – agradación / sedimentación) – HECRAS

a) Análisis cuasi-permanente

Se establecen las condiciones de frontera tanto en la parte superior como en la inferior del río. En la sección aguas arriba, se introducen los datos de caudal correspondientes a los valores máximos de tiempo, con un incremento de 0.2 horas. En la sección aguas abajo, se define la pendiente de la línea de energía, la cual se ajusta para coincidir con la pendiente del cauce principal en esa área.

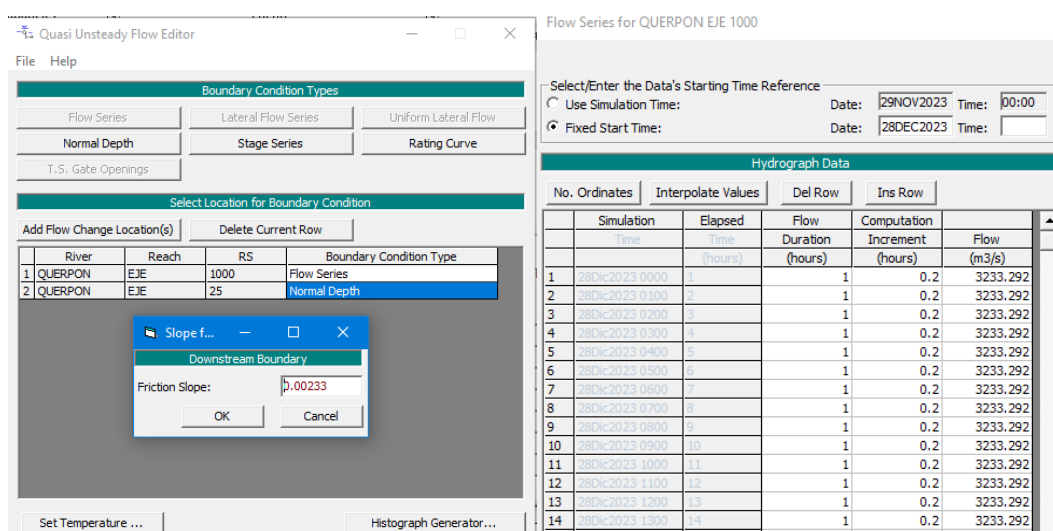


Fig. 25. Condiciones de frontera

Otro dato relevante que se debe ingresar es la temperatura; en el contexto de esta investigación, se ha utilizado una temperatura de 20°C, que es la temperatura promedio anual de la ciudad de Olmos.

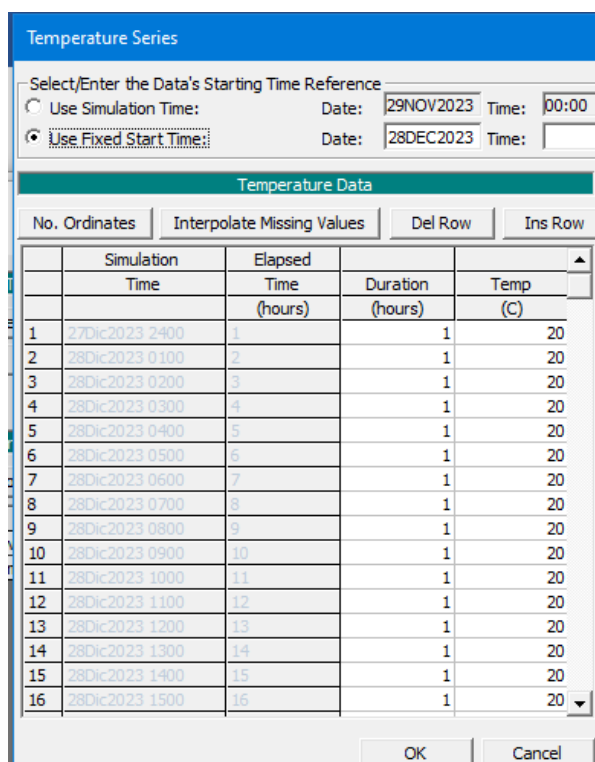


Fig. 26. Condiciones de temperatura.

En cuanto a los datos de sedimentos, se establece inicialmente el uso de los métodos para calcular el transporte de sedimentos. El método más comúnmente utilizado para la función de

transporte del tipo de material del río es el de Meyer Peter Müller, mientras que para determinar la velocidad de caída de los sedimentos se emplea el método de Van Rijn.

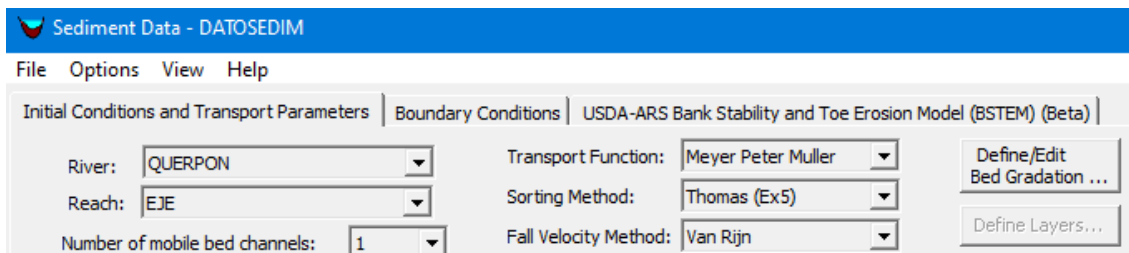


Fig. 27. Data de sedimentos

El software requiere datos sobre la máxima altura erosionable, la cual se puede establecer en 10 m, asumiendo que en ninguna sección se llegará a erosionar hasta ese nivel. Este valor funciona como un control de la erosión, aunque no representa la altura de erosión calculada, sino simplemente un límite superior determinado.

Además, es necesario especificar los puntos a la izquierda y derecha donde se iniciará la erosión. En la imagen siguiente se muestra la erosión controlada, con el límite de 10 metros establecido y los puntos de inicio de erosión a ambos lados.

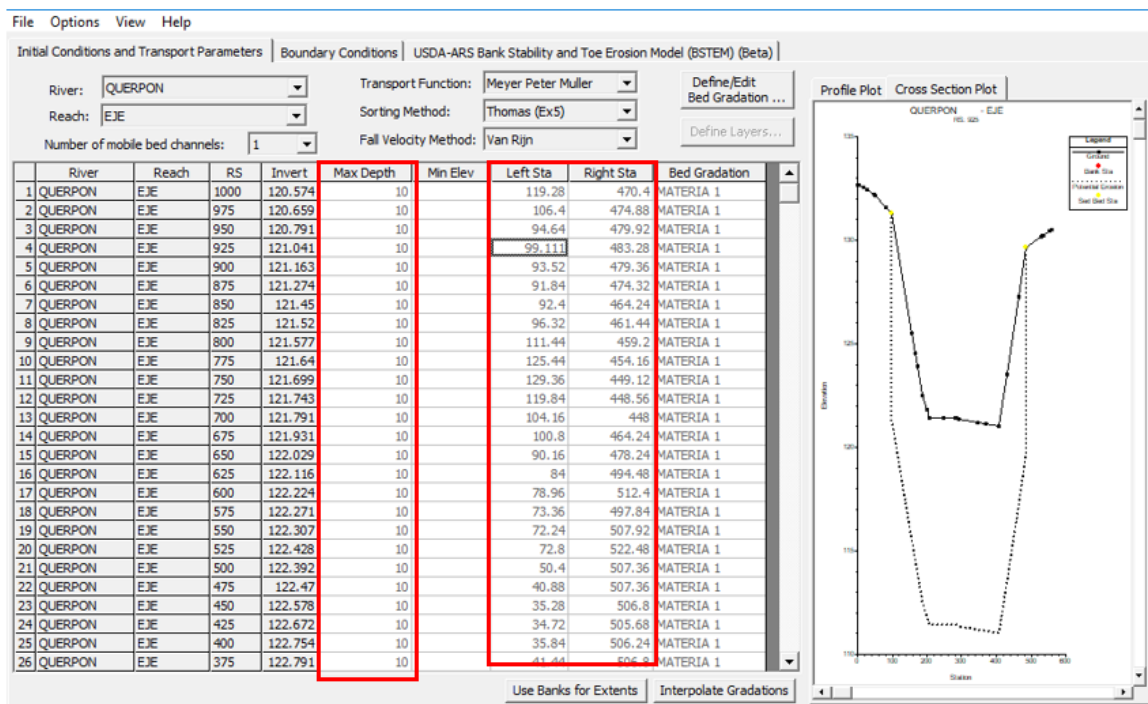


Fig. 28. Descripción de datos iniciales para erosión en cada estación.

En la fase final, se debe especificar el tipo de muestra en varias secciones, ingresando los datos de la curva granulométrica obtenida en el estudio de mecánica de suelos, indicando el porcentaje de material que pasa a través de las mallas correspondientes.

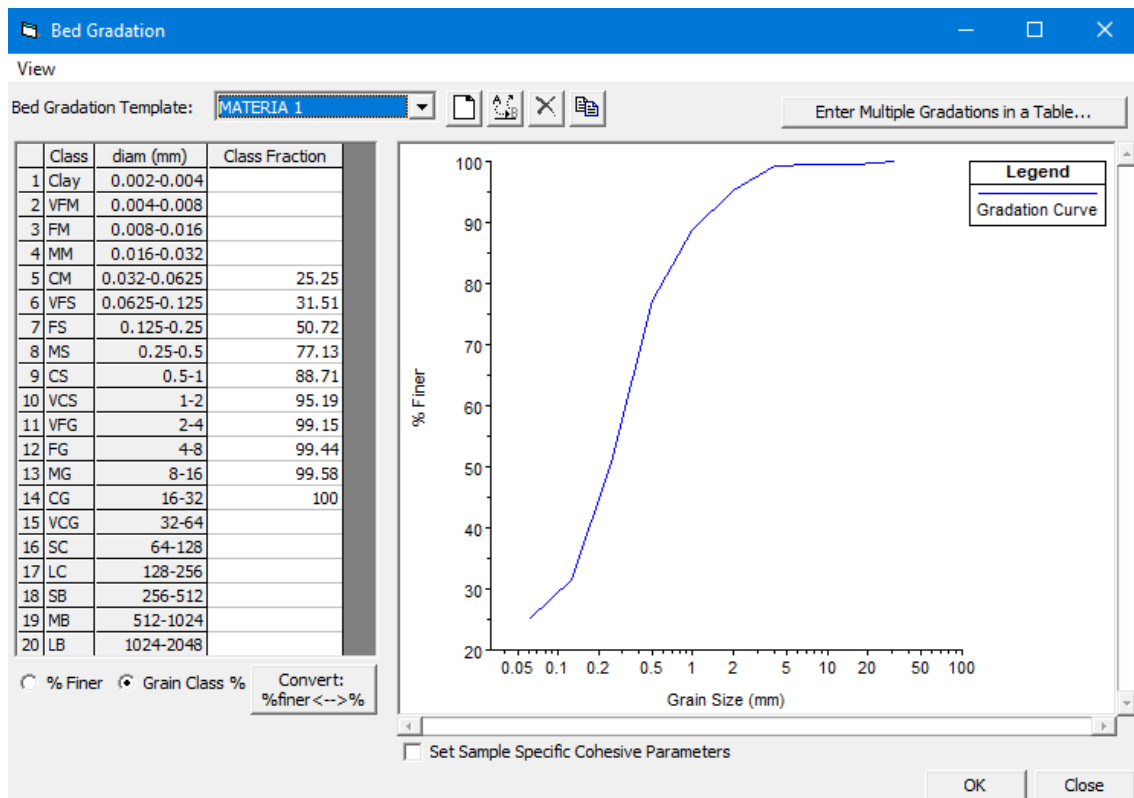


Fig. 29. Muestra granulométrica de la calicata.

Como información adicional, en las condiciones de contorno se incorpora una carga de equilibrio en la zona aguas arriba, lo que asegura una entrada de sedimentos balanceada.

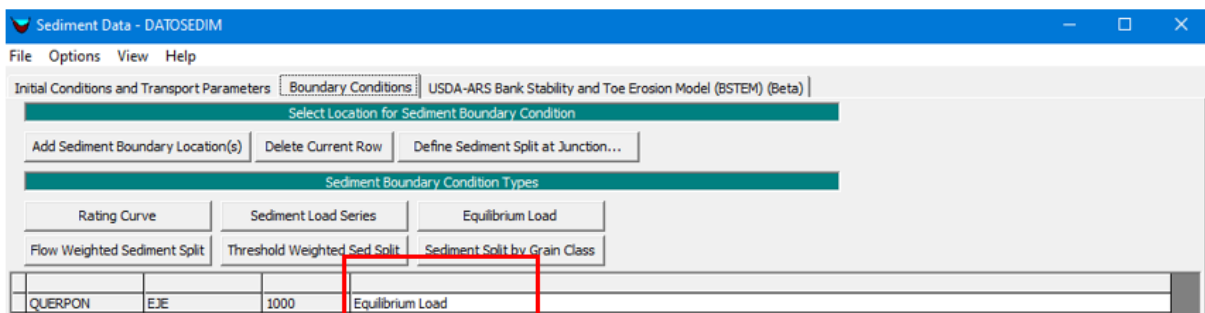


Fig. 30. Condiciones de contorno para la entrada de sedimentos.

b) Plan de transporte de sedimentos

Se elabora un plan para el transporte de sedimentos durante un periodo específico. Para la situación presente, se ha establecido un análisis de 3 días con un caudal constante, que es el tiempo máximo permitido por el programa para los intervalos de tiempo definidos.

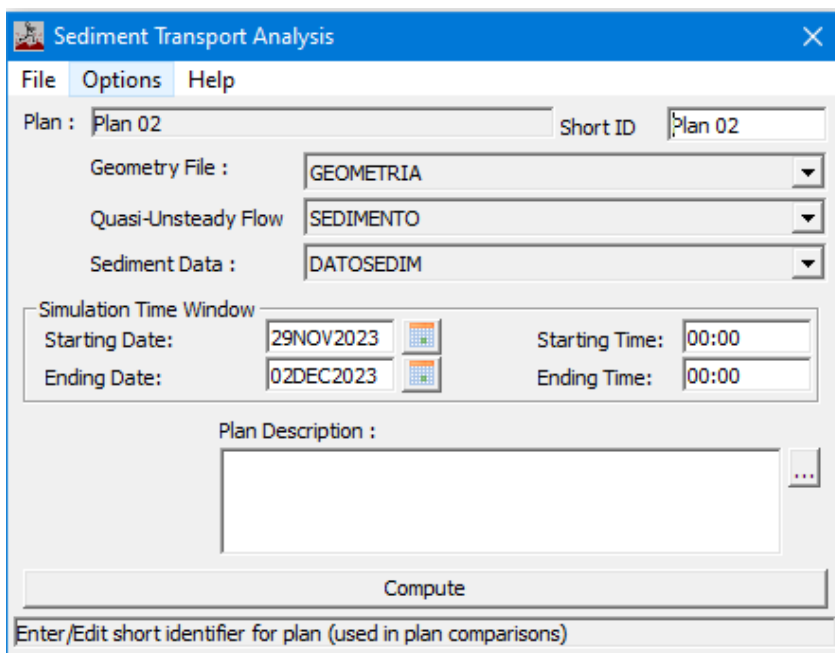


Fig. 31. Análisis de transporte de sedimentos.

4.5.2. Análisis de agradación y sedimentación del lecho del río Querpón

Se presenta el análisis de erosión y sedimentación en el cauce del río estudiado, utilizando la topografía del terreno natural.

Este análisis reveló que, además de la erosión a lo largo del tramo examinado, también ocurría el fenómeno de la agradación o sedimentación, como se detalla a continuación.

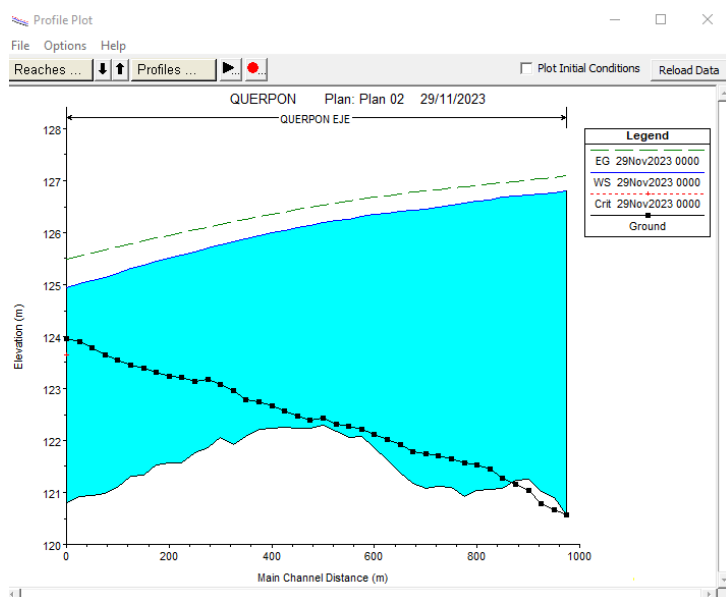


Fig. 32. Análisis de agradación y sedimentación del lecho del río Querpón.

4.6. Diseño de defensa ribereña

Mediante el modelamiento hidráulico se logró determinar que en ambos márgenes se proyecta la defensa ribereña.

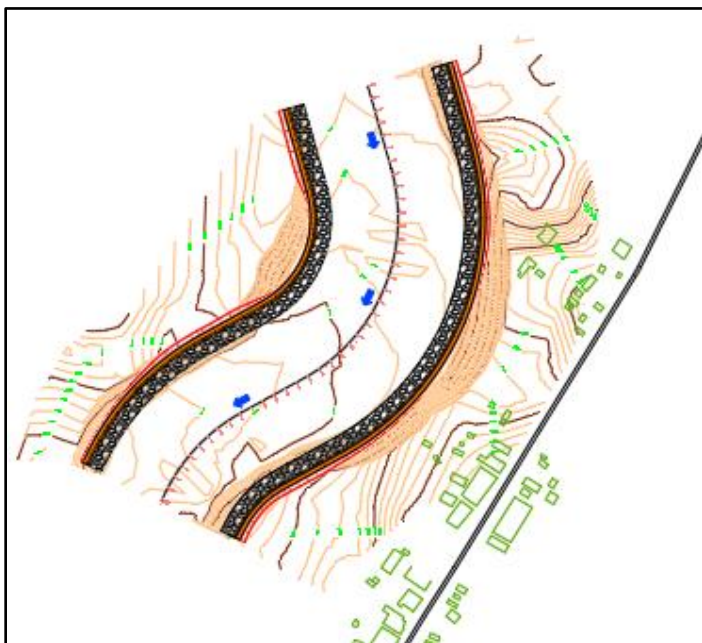


Fig. 33. Modelamiento de defensa ribereña.

4.6.1. Dique enrocado

a) Cálculo de ancho estable

$$Q(m^3) = 3233.29$$

$$n \text{ (Manning- Cauce del río)} = 0.035$$

$$\text{Pendiente} = 0.00233$$

-Recomendación Estable para el ancho estable -ANA

TABLA XXXIV

Valores recomendados de ancho estable - ANA

Recomendación Práctica	
Q(m ³ /s)	Ancho Estable
500	70
1000	100
1500	120
2400	190
3000	200

$$B=200$$

-Método de Petits

$$B = 4.44Q^{0.5}$$

$$B = 252.47$$

-Método de Simons y Henderson

$$B = K_1 Q^{0.5}$$

$K_1 = 5.70$ (Fondo y orillas de Arena)

$$B = 324.11$$

-Método de Blench y Altunin

$$B = 1.81 \left(Q * \frac{Fb}{Fs} \right)^{0.5}$$

$Fb = 0.80$ (Mat. Finos)

$Fs = 0.10$ (Mat. Suelos)

$$B = 291.10$$

-Método de Manning Strickler

$$B = \left(\frac{Q^{0.5}}{S^{0.2}} \right) \left(n * K^{\frac{5}{3}} \right)^{3/(3+5m)}$$

$K = 16$ (Mat. Fácilmente erosionable)

$m = 0.70$ (Ríos de cauces arenosos)

$$B = 343.43 \text{ m}$$

=>>> **Ancho estable (m) = 300** (Promedio de todos los métodos)

4.6.2. Dimensiones de dique**a) Tirante (Y)**

$$t = \left(\frac{Q}{Ks * b * S^{0.5}} \right)^{3/5}$$

-Caudal (Q) = 3233.29 m³

-Ancho estable (B) = 300 m

-Pendiente (S) = 0.00232 m/m

-Inversa del coeficiente de rugosidad (Ks) = 28 m

$$Y(m) = 3.48$$

Tirante calculado (Hec Ras)

$$Y(m) = 6.31 \text{ (mayor valor de las secciones)}$$

====>> Por lo tanto, el tirante asumido es valor máximo entre los 2:

$$Y(m) = 6.31$$

b) Velocidad (V):

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * S^{1/2}$$

$$-Z = 1.5$$

$$-\text{Manning (S)} = 0.035$$

$$-\text{Perímetro mojado (P)} = 303.82 \text{ m}$$

$$-\text{Área hidráulica (A)} = 1833.28 \text{ m}^2$$

$$-\text{Radio hidráulico (R)} = 6.03 \text{ m}$$

$$V \text{ (m/s)} = 4.57$$

Velocidad calculada (Hec Ras)

$$V(m/s) = 3.27 \text{ (mayor valor de las secciones)}$$

====>> Por lo tanto, la velocidad asumida es valor máximo entre los 2:

$$V(m/s) = 4.57$$

c) Número de froude (F):

$$F = V / (g * y)^{1/2}$$

$$-\text{Profundidad hidráulica media (y)} = A / B = 1833.28 \text{ m}^2 / 300 \text{ m} = 6.11 \text{ m}$$

$$-\text{Velocidad (V)} = 4.57 \text{ m/s}$$

$$-\text{Gravedad (g)} = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$F = 0.59$$

d) Borde Libre (BL):

$$Bl = \phi \frac{V^2}{2g}$$

$$\phi = 2 \text{ (Caudal máximo entre 3000 y 4000 m}^3/\text{s)}$$

$$g \text{ (m/s}^2\text{)} = 9.81$$

$$BL = 2.12 \text{ m.}$$

e) Altura de muro (HM):

$$HM = Y + BI$$

$$HM = 8.43$$

Por criterio y proceso constructivo

$$HM = 8.50 \text{ m.}$$

f) Ancho de corona

El ancho de la parte superior del dique debe ser suficiente para permitir el paso de un vehículo, con un mínimo de 3.00 metros, garantizando así el acceso a cualquier punto dentro del proyecto.

$$\text{ANCHO DE CORONA} = 4 \text{ m}$$

g) Dimensiones de dique de diseño

-Altura de dique = 8.50 m

-Ancho de corona = 4.00 m

-Talud =

$$\text{Cara húmeda} = 1.5H / 1V$$

$$\text{Cara seca} = 1H / 1V$$

-Área = 124.3125 m²

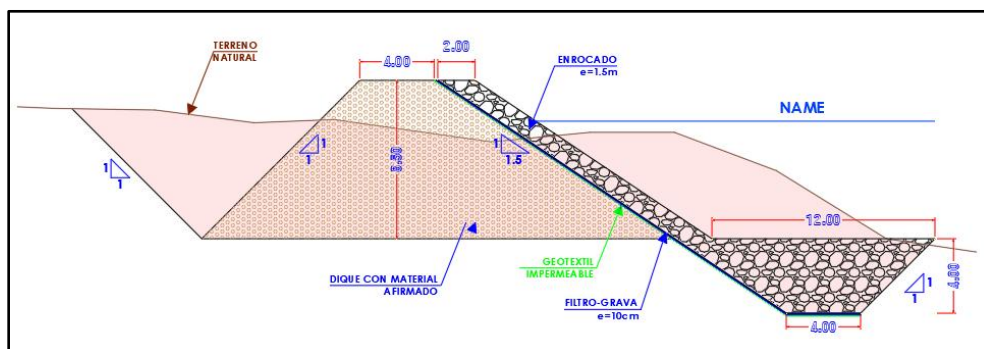


Fig. 34. Representación de las dimensiones de dique de diseño.

4.6.3. Profundidad de socavación

-Caudal (Q) = 3233.29 m³/s

-Tirante hidráulico (t) = 6.31 m.

-Profundidad Hidráulica media (y) = 6.11 m.

-Diámetro medio (D_m) = 0.21 mm.

-Coef. Por tiempo retorno (β) = 1.013

- Ancho estable (B)= 300 m.
- Velocidad (V)= 4.57 m/s
- Por tipo de suelo (X)= 0.42

$$\mu = 1 - 0.387 \frac{V}{B}$$

$$\mu: 0.994$$

$$\theta = \frac{Q}{y^{5/3} * B * \mu}$$

$$\theta: 0.53$$

- El tirante de socavación para suelo en estudio:

$$ts = \left(\frac{\theta * t^{5/3}}{0.68 * Dm^{0.28} * \beta} \right)^{\frac{1}{X+1}}$$

$$ts = 9.89 \text{ m.}$$

- La profundidad de socavación:

$$Hs = ts - t = 3.58 \text{ m.}$$

- Profundidad de socavación HECRAS:

$$Hs = 3.20 \text{ m.}$$

- Profundidad de socavación asumida (valor máximo):

$$Hs = 3.58 \text{ m.}$$

4.6.4. Profundidad de uña

$$\text{-Puña} = F_s * H_s$$

$$\text{-}F_s = 1.1$$

$$\text{-Puña} = 3.94 \text{ m.} = 4.00 \text{ m.}$$

4.6.5. Estabilidad del terraplén

$$\text{-Fuerza resistente (R)} = W * \text{Tag } \theta = 2563.50 \text{ Kg/m}^3 * \text{Tag } (17.6^\circ) = 101,089.69 \text{ Kg/m}$$

$$\text{-Presión del agua (P)} = P_w * t_2 / 2 = 1000 * 6.31 * 6.31 / 2 = 19,908.05 \text{ Kg/m}^2$$

En razón de que $R > P \implies \rightarrow$ El dique es estable a la presión de agua

4.6.6. Probabilidad de movimiento de roca

$$F_{roca} (D50) = 0.56 * (V^2/2g) * (1/D50) * (1/\Delta)$$

- Velocidad de caudal de diseño (V)= 4.57 m/s
- Peso específico de la roca (γ_s) = 2,640 kg / m³
- Peso específico del agua (γ_a) = 1,000 kg / m³
- $\Delta = (\gamma_s - \gamma_a) / \gamma_a = 1.64$
- Diámetro medio de la roca (D50) = 2

$$F_{roca} = 18.14\%$$

4.6.7. Estabilidad del revestimiento del enrocado

a) Esfuerzo máximo cortante actuante

$$\tau_a = \gamma_a * t * S$$

- Peso específico del agua (γ_a) = 1000 kg/m³
- Tirante de diseño (t)=3.48 m
- Pendiente Tramo de estudio (S)= 0.00232433

$$\tau_a = 8.08$$

b) Esfuerzo cortante crítico

$$\tau_c = C * (\gamma_s - \gamma_a) * D50 * K$$

- Peso específico del agua (γ_a) = 1000 kg/m³
- Peso específico de la roca (γ_s) = 2,640 kg / m³
- Ángulo del talud (α) = 33.69°
- Ángulo de fricción (Φ) = 45°
- Factor de talud (K) = 0.62
- Coeficiente de shield= 0.100

$$\tau_c = 203.36$$

En razón de que $\tau_a < \tau_c \implies$ **El revestimiento del enrocado es estable**

4.6.8. Cálculo del diámetro de roca

a) Cálculo de la fórmula de Maynard

- Altura hidráulica = 3.48 m
- Velocidad = 4.57 m/s

- Coeficiente (C1) = 0.32
- Coeficiente por ubicación de roca (C2) = 1.50
- $F = C2 V / (g y)^{0.5} = 1.17$
- $D50 = t * C1 * (F^3) = 1.79$
- $D100 = 3.59$

b) Cálculo de la fórmula de R.A. Lopardo

$$W = \frac{0.011314 * \gamma_s * V^6}{\gamma \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) * \text{SENO}^3(\phi - \theta)}$$

- Peso específico de partículas (γ_s) = 2.680 tn/m³ = 167.307 pcf
- Peso específico del fluido (γ) = 1.000 tn/m³
- Velocidad media (V) = 4.565 m/s
- Ángulo del reposo del material (ϕ) = 45.00°
- Talud (Z) = 2.00
- $q = 26.57^\circ$

$$W = 5172.55 \text{ kg} = 5.173 \text{ Tn} = 11403.52 \text{ Lb.}$$

$$D_s = \left(\frac{6 * W}{\pi * \lambda_s} \right)^{1/3}$$

$$D_s = 1.54 \text{ m}$$

c) Cálculo de la fórmula de la California Division of Highways

$$d_{50} = \frac{b * V^2 * 1}{\Delta * 2g * f}$$

- Factor para condiciones de bastante turbulencia (b) = 1.4
- Densidad relativa del material (Δ) = $(\gamma_s - \gamma) / \gamma = 1.63$
- Densidad de la roca (γ_s) = 2.630 tn/m³
- Densidad del agua (γ) = 1.000 tn/m³
- Velocidad media (V) = 4.57 m/s
- Aceleración gravedad (g) = 9.81 m/s²
- Talud (Z) = 2.00
- Ángulo del talud (θ) = 26.57°
- Ángulo de fricción interna del material (ϕ) = 38.00 °
- Factor de talud (f) = $\sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \phi}} = 0.69$

D50 = 1.33 m

4.7. Evaluación económica de la alternativa de solución

4.7.1. Costo del proyecto

TABLA XXXV
Presupuesto dique enrocado

Ítem	Descripción	Parcial S/.
01	OBRAS PROVISIONALES	S/27,907.45
02	DEFENSA RIBEREÑA	S/25,610,218.81
02.01	TRABAJOS PRELIMINARES	S/3,116,131.86
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS	S/12,070,234.11
02.03	ENROCADO	S/10,423,852.84
02.03.01	ENROCADO DE UÑA	S/5,797,719.63
02.03.02	ENROCADO DE TALUD	S/4,626,133.21
03	SEÑALIZACIÓN DE OBRA	S/8,978.00
04	SEGURIDAD Y SALUD	S/16,896.00
05	PROTECCIÓN AMBIENTAL	S/1,762,161.65
05.01	PROGRAMA DE MONITOREO AMBIENTAL	S/54,300.00
05.02	PROGRAMA DE CIERRE DE OBRA	S/1,700,444.19
05.03	MITIGACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL	S/7,417.46
06	CAPACITACIÓN	S/9,000.00
COSTO DIRECTO		S/27,435,161.91
GASTOS GENERALES		S/1,447,138.95
UTILIDAD		S/1,646,109.71
SUB TOTAL		S/30,528,410.57
IGV (18%)		S/5,495,113.90
TOTAL		S/36,023,524.47

4.7.2. Beneficios del proyecto



Fig. 35. Ubicación del proyecto y zonas afectadas ante un evento.

a) Beneficios sin proyecto

En la situación actual, sin la implementación de proyectos, no se generan beneficios, ya que no es posible optimizar las condiciones existentes debido a la ausencia de estructuras de defensa y a la falta de un adecuado encauzamiento del río Querpon, el cual se encuentra completamente colmatado.

b) Beneficios con proyecto

El beneficio principal del proyecto radica en prevenir la pérdida de superficie por inundaciones y erosión. Por ello, el objetivo central del proyecto es reducir el riesgo de daños provocados por las crecidas del río Querpon en los tramos críticos de ambos márgenes. Esto incluye la protección de terrenos y cultivos, además de fomentar el bienestar económico y social de los agricultores. Los beneficios del proyecto estarán representados y cuantificados en términos de "superficie protegida, daños evitados, y patrimonio e inversiones preservadas". En este contexto, los daños estimados en la situación "Sin Proyecto" se transformarán en beneficios al implementar el proyecto, alcanzándose mediante la ejecución de las metas propuestas.

Los beneficios obtenidos con la construcción de la defensa ribereña incluyen:

Beneficios Directos:

- Salvaguardar los terrenos agrícolas ubicados en el área de estudio frente a inundaciones y procesos de erosión.
- Garantizar la seguridad de las cosechas.
- Preservar la infraestructura vial existente.
- Proteger las estructuras hidráulicas de posibles daños.

Beneficios Indirectos:

- Resultan complejos de cuantificar y valorar.
- Contribuyen a prevenir la pérdida de vidas humanas.

4.7.3. Análisis de costo- efectividad**a) Flujo de costos sociales**

Para evaluar socialmente las opciones de proyecto, se transforma el flujo de costos basado en el mercado en un flujo de bienes y servicios valorados a precios sociales. Estos precios representan el costo de oportunidad asociado al uso de un bien o recurso productivo en la sociedad. Para determinar los costos sociales, se aplican Factores de Corrección a los precios de mercado, los cuales reflejan las distorsiones o ineficiencias existentes en el mercado.

El flujo de costos sociales se ha desarrollado siguiendo los pasos detallados a continuación:

- Se clasificaron los costos en tres categorías: bienes de producción nacional, bienes importados y mano de obra.
- A cada categoría de bienes se le aplicó su correspondiente factor de corrección para ajustar los valores.

Se debe considerar la siguiente ecuación de evaluación social:

$$\text{Costo a precio de mercado} \times \text{Factor de corrección} = \text{Costos a precio social}$$

Los factores de corrección según lo que se indica en Anexos del Ministerio de Economía son los siguientes:

TABLA XXXVI

Factores de corrección según nivel de calificación y zona

Nivel de calificación	Lima metropolitana	Resto de costa	Sierra	Selva
Calificado	0.85	0.80	0.79	0.82
Semicalificado	0.80	0.65	0.60	0.61
No calificado	0.80	0.62	0.42	0.50

TABLA XXXVII

Factores de corrección según componentes de inversión

Componentes de inversión	Factor de corrección
Inversión	0.79
Mantenimiento	0.75

b) Metodología Costos- Efectividad

Esta metodología se utiliza como criterio de evaluación social del PIP, pues estima el costo social de lograr los resultados e impactos de cada alternativa del PIP. Se define un indicador de efectividad relacionado con los impactos del PIP o un indicador de eficacia relacionado con los resultados o el objetivo central del PIP. Los indicadores de rentabilidad social utilizados en la metodología costo-efectividad son el Ratio Costo-Efectividad o el Ratio Costo-Eficacia. Para estimarlos se requiere:

Se emplea como un criterio para la evaluación social del PIP, permitiendo estimar el costo social necesario para alcanzar los resultados e impactos de cada alternativa del proyecto. Se define un indicador que refleje la efectividad vinculada a los impactos del PIP o la eficacia asociada a sus resultados o al objetivo principal. Entre los indicadores de rentabilidad social empleados en esta metodología se encuentran el Ratio Costo-Eficacia y Costo-Efectividad. Para su cálculo se deben realizar los siguientes pasos:

- Determinar el Valor Actual de Costos Sociales (VACS) utilizando la tasa social de descuento. Este valor se obtiene a partir de los flujos incrementales de costos expresados a precios sociales.

- Medir la meta del indicador; por ejemplo, en proyectos de educación básica, se aplica el indicador costo-eficacia. La meta se define considerando la población beneficiaria que será atendida por el PIP a lo largo de su horizonte de evaluación.
- Calcular el ratio costo – eficacia, dividiendo el VACS entre el indicador de eficacia.

$$CE = \text{VACS} / \text{Indicador de eficacia}$$

TABLA XXXVIII
Costos a precios sociales

NOMBRE	COSTO	FC	COSTO X FC
1 OBRAS PROVISIONALES	S/ 27,907.45	0.79	S/ 22,046.89
2 DEFENSA RIBEREÑA	S/ 25,610,218.81	0.79	S/ 20,232,072.86
3 SEÑALIZACIÓN EN OBRA	S/ 8,978.00	0.79	S/ 7,092.62
4 SEGURIDAD Y SALUD	S/ 16,896.00	0.79	S/ 13,347.84
5 PROTECCIÓN AMBIENTAL	S/ 1,762,161.65	0.79	S/ 1,392,107.70
6 CAPACITACION	S/ 9,000.00	0.8	S/ 7,200.00
Costo Directo	S/ 27,435,161.91		S/ 21,673,867.91
Gastos Generales	S/ 1,447,138.95	0.8	S/ 1,157,711.16
Utilidad	S/ 1,646,109.71	0.79	S/ 1,300,426.67
Sub Total	S/ 30,528,410.57		S/ 24,132,005.74
IGV (18%)	S/ 5,495,113.90		S/ 4,343,761.03
Total	S/ 36,023,524.47		S/ 28,475,766.77

El costo total en función del Fc corresponde al valor de S/28,475,766.77.

TABLA XXXIX
Flujo de costos totales

RUBRO	AÑO 0	AÑO 1	AÑO 2	AÑO 3	AÑO 4	AÑO 5	AÑO 6	AÑO 7	AÑO 8	AÑO 9	AÑO 10
COSTO CON PROYECTO	S/ 21,673,867.91										
GASTOS GENERALES	S/ 1,447,138.95										
COSTO DE MANTENIMIENTO (9%*CP)		S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11
A-TOTAL DE COSTO CON PROYECTO	S/ 23,121,006.86	S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11	S/ 1,950,648.11
B-COSTOS SIN PROYECTO (8%*CP)		S/ 1,733,909.43	S/ 1,733,909.43	S/ 1,733,909.43	S/ 1,733,909.43	S/ 1,733,909.43	S/ 1,733,909.43	S/ 1,733,909.43	S/ 1,733,909.43	S/ 1,733,909.43	S/ 1,733,909.43
COSTOS INCREMENTALES (A-B)	S/ 23,121,006.86	S/ 216,738.68	S/ 216,738.68	S/ 216,738.68	S/ 216,738.68	S/ 216,738.68	S/ 216,738.68	S/ 216,738.68	S/ 216,738.68	S/ 216,738.68	S/ 216,738.68
FACTOR DE ACTUALIZACIÓN **	1.000	0.817	0.742	0.672	0.608	0.550	0.496	0.447	0.402	0.360	0.322
VAN SOCIAL	S/ 23,121,006.86	S/ 177,075.50	S/ 160,820.10	S/ 145,648.39	S/ 131,777.12	S/ 119,206.27	S/ 107,502.38	S/ 96,882.19	S/ 87,128.95	S/ 78,025.92	S/ 69,789.85

TABLA XL

Evaluación costo – efectividad (Global)

AÑOS	SIN PROYECTO		CON PROYECTO		COSTO INCREMENTAL
	COSTO MANTENIMIENTO		COSTO MANTENIMIENTO	INVERSIÓN	
0				S/ 21,673,867.91	S/ 21,673,867.91
1	S/ 1,733,909.43		S/ 1,950,648.11		S/ 216,738.68
2	S/ 1,733,909.43		S/ 1,950,648.11		S/ 216,738.68
3	S/ 1,733,909.43		S/ 1,950,648.11		S/ 216,738.68
4	S/ 1,733,909.43		S/ 1,950,648.11		S/ 216,738.68
5	S/ 1,733,909.43		S/ 1,950,648.11		S/ 216,738.68
6	S/ 1,733,909.43		S/ 1,950,648.11		S/ 216,738.68
7	S/ 1,733,909.43		S/ 1,950,648.11		S/ 216,738.68
8	S/ 1,733,909.43		S/ 1,950,648.11		S/ 216,738.68
9	S/ 1,733,909.43		S/ 1,950,648.11		S/ 216,738.68
10	S/ 1,733,909.43		S/ 1,950,648.11		S/ 216,738.68

De ello, se puede indicar que:

-VACS: S/23,841,254.70

-Número de beneficiarios: 300

Por lo que, se obtiene un coste- efectividad (ratio) de S/79,470.85 por beneficiario del proyecto

a) Etapa preliminar

Durante la etapa de estudios preliminares, como topografía, toma de muestras y análisis de suelos, los impactos generados son menores. Se evidencia un impacto negativo leve en el factor suelo al extraer muestras, así como la tala de algunos arbustos en ciertos tramos para facilitar la realización de la topografía, dado que la visibilidad era limitada al momento de tomar los puntos.

b) En la calidad del aire:

En la fase de construcción, la calidad del aire se verá afectada negativamente debido a la emisión de material particulado y ruidos generados por actividades como el movimiento de tierras, la construcción de obras y el transporte de materiales. Esto incluye emisiones de gases derivados de la combustión de motores en la maquinaria pesada. Aunque estos impactos son significativos, su duración es temporal.

c) En la calidad del agua:

Por otro lado, los recursos hídricos también experimentarán afectaciones debido al proyecto, considerando que se desarrolla en un área rural con una amplia variedad de flora. Además, el flujo de agua será alterado por las obras realizadas a lo largo del tramo Getsemaní - San Rafael.

d) En la calidad del suelo:

El suelo sufrirá cambios en su calidad debido a los desechos generados durante las actividades de construcción, incluyendo residuos de grasa y combustible en las áreas de maquinaria y recorridos. Asimismo, se producirá compactación y asentamiento del suelo como resultado del acopio de materiales y el uso intensivo de los patios de maquinarias.

e) En el medio socioeconómico:

-Impactos negativos:

- El proyecto ocasionará molestias a los vecinos que habitan en las áreas cercanas. Estas molestias estarán relacionadas con diversos factores, como la disminución de la calidad del aire, el aumento de los niveles de ruido y otros impactos previamente **mencionados**.
- Otro posible impacto adverso es el riesgo a la salud del personal de obra y de las comunidades cercanas, generado por la dispersión de partículas provenientes de los residuos sólidos producidos durante las actividades de construcción, especialmente en el movimiento de tierras, desmontes y manejo de materiales.

- Asimismo, se incrementará la demanda de servicios básicos como agua potable y energía eléctrica, lo que podría afectar a la disponibilidad de estos recursos.

-Impactos positivos:

- La creación directa de empleo durante esta etapa del proyecto es un impacto positivo significativo, aunque temporal. Se requerirá tanto mano de obra calificada como no calificada, generando oportunidades laborales en la zona.
- Además, el movimiento del personal de obra impulsará indirectamente la economía local, favoreciendo actividades comerciales como tiendas, restaurantes, pensiones y otros negocios cercanos al área del proyecto.

V. Discusión de resultados

Del estudio hidrológico, en relación a los caudales máximos, se obtuvo valores de 531.158, 1105.933, 1682.817, 1866.419, 2427.570, 2973.680 y 3233.292 m³/s para tiempos de retorno de 5, 10, 20, 25, 50, 100 y 140 años; considerando el período de diseño el correspondiente a 140 años por la presencia del cauce natural colindante a asentamientos poblacionales. Quiroga [12], en su estudio obtuvo como resultados, determinó que para tr de 100, 200 y 500 años se presentan caudales de 468.3, 874 y 2062.4 m³/s respectivamente. Por otro lado, **Segura y Vargas** [7], en su investigación determinaron caudales máximos de 15.82, 18.68, 21.32, 25.02, 28.16 y 31.61 m³/s respecto a períodos de retorno de 2,5,10,25,50 y 100 años.

Del modelamiento hidráulico, con este estudio se obtuvo que el tirante hidráulico representativo fue el mayor de todas las secciones analizadas con un valor de 6.31 m. perteneciente a la sección 0+975 km. El tirante hidráulico menor tuvo un valor de 3.66 m. para la sección de 0+025km. Por otro lado, **Peña** [11], en su investigación determinó que, en base a los hallazgos de los modelamientos hidráulicos realizados, las secciones representativas son las siguientes: la zona del C.P Pampa Flores (del km 0+160 al 0+620) debido a las altas velocidades del agua y el tramo del km 0+640 al 1+300 debido a la cercanía del río al pueblo y la erosión que provoca en las riberas. De igual forma, **Segura y Vargas** [7], en su investigación determinaron que el 80% de la zona urbana se vio afectada para un Tr=2 años y al 100% con un Tr=100 años.

Con el análisis de sedimentación, en esta investigación se determinó que, a lo largo del río, el proceso de erosión sucede desde los tramos 0+000 y 0+840 y el proceso de agradación en los tramos 0+840 a 1+000. En razón a ello, se tiene que a lo largo del río en análisis es predominante el fenómeno de erosión con una altura de socavación aproximadamente de 3.20 m. Por otro lado, **Agip** [10], mediante la evaluación de varios tipos de defensas fluviales, reveló una profundidad máxima de socavación general de 1.5 metros en su estudio realizado. Esta erosión, junto con la agradación debida a las bajas pendientes y al ancho del canal, ocurre en áreas específicas. Por ello midió la altura del agua en estas zonas críticas, alcanzando hasta 4.5 metros con velocidades superiores a 2.5 m/s.

En este estudio Se eligió como solución la implementación de una defensa ribereña tipo dique enrocado, ya que el material rocoso utilizado cumplió con los requerimientos y especificaciones establecidos en la NTP 4000.2014-Método resistencia por abrasión en la máquina de los Ángeles. Asimismo, **Quiroga** [12], en su estudio estableció como medida de solución el tipo dique enrocado. Por otro lado, **Peña** [11], en su investigación recomendó medidas de protección como rompeolas (espigones), gaviones y la instalación de diques para regular el caudal de agua. De igual forma, **Segura y Vargas** [7], en su investigación recomendaron implementar muros de contención en zonas estratégicas de la zona afectada. Finalmente, **Agip** [10], obtuvo como resultados que la construcción de diques con alturas no mayores de 5 m y espigones en el área de abrojal, son medidas necesarias para evitar desbordamientos y erosión en los tramos críticos discutidos.

Elegir un dique enrocado como alternativa de diseño para una defensa ribereña, en lugar de otras opciones, se basa en una combinación de criterios técnicos y económicos. Ello se justifica por su robustez y capacidad de adaptación a condiciones adversas, su costo de construcción relativamente bajo y su necesidad reducida de mantenimiento a largo plazo, lo que lo convierte en una solución efectiva y sostenible para la defensa ribereña:

-Con respecto a los muros de contención, aunque son efectivos, suelen ser más caros y menos adaptables a cambios en el entorno. Además, pueden tener un efecto reductor en los ecosistemas acuáticos y carecen de la capacidad de manejar adecuadamente la infiltración de agua.

-En cuanto a las soluciones vegetativas, estas pueden ser más económicas a corto plazo, pero son menos duraderas y menos efectivas en condiciones de erosión intensa y fluctuaciones significativas en los niveles de agua.

-En lo que respecta a los diques de tierra, estos requieren más espacio y un mantenimiento más intensivo para prevenir la erosión y las infiltraciones que pueden comprometer la estructura.

VI. Conclusiones

1.- Para solucionar la problemática respecto a la inundabilidad en esta área, se estableció un kilómetro de análisis debido que afecta directamente a la zona de influencia del centro poblado de Querpón.

2.-Respecto al levantamiento topográfico, se visualizó que la variación de niveles del margen de la derecha con el margen de la izquierda oscila entre 0.50 y 1.00 m., con una pendiente promedio del cauce principal de 0.23%.

3.- En relación al estudio de mecánica de suelos, se llevaron a cabo excavaciones de 4 calicatas con una profundidad máxima de 4.00 m. Del análisis de ello, el suelo predominante es suelo arenoso con una presencia de arenas pobremente graduadas (SP), arenas limosas (SM) y baja plasticidad (ML).

4.- Del estudio hidrológico se obtiene que el área de la cuenca delimitada de 360.67 km² y un perímetro de 94.14 km, clasificándose como una intermedia- pequeña. En relación a los caudales máximos, se obtuvo valores de 531.158, 1105.933, 1682.817, 1866.419, 2427.570, 2973.680 y 3233.292 m³/s para tiempos de retorno de 5, 10, 20, 25, 50, 100 y 140 años; considerando el período de diseño el correspondiente a 140 años por la presencia del cauce natural colindante a asentamientos poblacionales.

5.- Del modelamiento hidráulico, se obtuvo que el tirante hidráulico representativo fue el mayor de todas las secciones analizadas con un valor de 6.31 m. perteneciente a la sección 0+975 km. El tirante hidráulico menor tuvo un valor de 3.66 m. para la sección de 0+025km.

6.- Con el análisis de sedimentación se determinó que, a lo largo del río, el proceso de erosión sucede desde los tramos 0+000 y 0+840 y el proceso de agradación en los tramos 0+840 a 1+000. En razón a ello, se tiene que a lo largo del río en análisis es predominante el fenómeno de erosión con una altura de socavación aproximadamente de 3.20 m.

7.- Se optó como solución el diseño de una defensa ribereña tipo dique enrocado, debido a que el material rocoso elegido cumplió con los requisitos establecidos en la NTP 4000.019:2014, que especifica el método de resistencia por abrasión utilizando la máquina de los Ángeles. En cuanto al diseño de dicha defensa ribereña, se obtuvo como resultados un ancho estable de 300 m. Como dimensiones del dique se obtuvo una altura de 8.50 m., ancho de corona

de 4.00 m., taludes de 1.5H y 1V en la cara húmeda y de 1H y 1V en la cara seca con un área de 124.3125 m². La profundidad de socavación fue de 3.58 m. y la profundidad de uña de 4.00m. Se determinó que la posibilidad del movimiento de roca es de 18.14 % y que el dique presenta estabilidad en lo correspondiente a la presión del agua y que el revestimiento del enrocado es estable.

8.- De la elaboración de metrados, costos y presupuestos del proyecto se obtuvo un costo total de la obra de S/. 36,023,524.47; del cual se cuenta con un monto de inversión sobre el costo directo de S/27,435,161.91 y un costo a precios sociales sobre el costo directo de S/21,673,867.91. Se cuenta con VAN SOCIAL de S/23,121,006.86 para el año cero y con ello el costo-efectividad por beneficiario del proyecto es de S/79,470.85. De igual forma, de la fabricación del cronograma de ejecución del proyecto se estimó un tiempo de 270 días calendarios.

9.- En cuanto al impacto ambiental, la matriz de impactos reveló un valor promedio de significancia de (-1925) durante la fase de construcción, destacando negativamente el Factor Paisaje, principalmente debido a la alteración visual causada por las actividades realizadas, como el corte de terreno y la extracción de material, con una puntuación de (-359). Este impacto es seguido por el factor flora, con un valor de (-316), causado por la tala de árboles tanto en el área del proyecto como en la cantera. Por otro lado, el factor que mostró un impacto positivo más significativo fue el socioeconómico, específicamente el empleo, con un valor de (+290).

VII. Recomendaciones

Se sugiere no utilizar los datos de estudios de suelos para otros proyectos, ya que cada área presenta características específicas. Emplear datos de diferentes zonas podría generar considerables variaciones que afectarían las condiciones del proyecto.

Para lograr un modelado hidráulico exacto, se aconseja que en futuros proyectos se cuente con una topografía detallada y se tenga un conocimiento preciso de las propiedades del suelo a modelar. Esto facilitará la obtención de parámetros más confiables relacionados con la inundación y la erosión.

Se aconseja a los organismos responsables analizar con urgencia la construcción de estructuras de protección para el C.P. Querpon, ya que la población está en riesgo de sufrir inundaciones.

Se sugiere el uso de un filtro de geotextil en el diseño de lo correspondiente a las defensas ribereñas

VIII. Referencias

- [1] R. Itsukushima, K. Ohtsuki y T. Sato, «Learning from the past: common sense, traditional wisdom, and technology for flood risk reduction developed in Japan,» *Regional Environmental Change*, vol. 21, n° 89, 2021.
- [2] I. Camilloni, V. Barros, S. Moreiras, G. Poveda y J. Tomasella, «Inundaciones y sequías,» de *Adaptación frente a los riesgos del cambio climático en los países iberoamericanos—informe RIOCCADAPT*, Madrid, McGraw-Hill, 2020, pp. 391-417.
- [3] A. Goicochea, «Estimación del nivel de riesgo por inundación de la quebrada Cruz Blanca para la zona urbana-Cajamarca,2020,» Universidad Nacional de Cajamarca, 2021.
- [4] W. Rojas, B. Hidalgo, C. Moya, F. Castro y M. Barboza, «Percepción de riesgo ante las inundaciones en personas que habitan en zonas vulnerables de Lima, Perú,» *Revista Cubana Salud Pública*, vol. 45, n° 2, 2019.
- [5] H. Sardón, W. Lavador-Casimiro y O. Felipe, «Inventario de datos de eventos de inundaciones del Perú. Estudio final,» SENAMHI, Lima, 2022.
- [6] Diario La República, «Lambayeque: patrullero intenta pasar por badén inundado y policía muere en Olmos,» La República, Lambayeque, 2023.
- [7] G. Segura y J. Vargas, «Determinación de las zonas de inundación del caño Maizaro, en el tramo del barrio La Vainilla, Villavicencio-Meta, por medio de los software HEC-RAS y HEC-HMS.,» Universidad de la Salle, 2022.
- [8] K. Bischiniotis, W. Kanning, S. Jonkman y M. Kok, «Cost-optimal design of river dikes using probabilistic methods.,» *Journal of Flood Risk Management*, vol. 11, 2018.
- [9] J. Xia y J. Chen, «A new era of flood control strategies from the perspective of managing the 2020 Yangtze River flood,» *Science China Earth Sciences*, vol. 64, pp. 1-9, 2021.
- [10] J. Agip, «Análisis y diseño de defensas ribereñas para el control de desbordes y socavación en el cauce del río Motupe para el tramo comprendido entre el centro poblado Cahuide y Pampa de Lino del distrito de Jayanca, Lmbayeque, 2019,» Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo, 2021.
- [11] N. Peña, «Evaluación del riesgo por inundación debido al desborde del río Corral del medio en los Centros Poblados Ingenio de Buenos Aires y Pampa Flores del distrito de

- Buenos Aires Morropón-Piura,» Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo, 2022.
- [12] F. Quiroga, «Estudio de inundabilidad del río Motupe, en el distrito de Motupe, departamento de Lambayeque, 2020,» Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo, 2021.
- [13] J. Peralta, M. Cordero y J. Jaramillo, Topografía I, Alicante: Área de innovación y desarrollo, S.L., 2020.
- [14] J. Vizcarra, «Topografía I,» Universidad Nacional de San Agustín, Arequipa, 2019.
- [15] D. Castelló, «Elaboración del perfil longitudinal,» Valencia, 2020.
- [16] A. Moreira, P. Mirádola, A. Pinto, E. Salinas y I. Oliveira, «Manejo integrado de cuencas hidrográficas: posibilidades y avances en los análisis de uso y cobertura de la tierra,» *Cuadernos de Geografía: Revista Colombiana de Geografía*, vol. 29, n° 1, pp. 69-85, 2020.
- [17] C. García, «Hidrología en la ingeniería forestal,» Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Colombia, 2019.
- [18] C. Matovelle, B. Andreo y M. Mudarra, «Análisis de la influencia de la altitud en los eventos de máxima precipitación en una cuenca del Pacífico: Tendencias y variabilidad,» *Información tecnológica*, vol. 32, n° 6, pp. 3-12, 2021.
- [19] E. Burgos, «Riesgos de inundación por aguas pluviales: Tajo Cerro Corona, unidad minera Gold Fields, Hualgayoc, Cajamarca,» Cajamarca, 2019.
- [20] B. Calvo, «Estudio hidrológico e hidráulico para evaluar el impacto de amenazas hidrometeorológicas extremas en la gestión de las plantas hidroeléctricas Bijagua y Canalete ubicadas en la Cuenca de Río Zapote, Alajuela, Costa Rica,» Universidad Nacional de Costa Rica, 2022.
- [21] M. Martínez, X. Lana, C. Serra, R. Rodríguez, J. Roca y B. B. R. Arellano, «Episodios de intensidad extrema de precipitación en Barcelona: riesgo de inundaciones súbitas,» de *International conference Virtual City and Territory*, Barcelona, 2019.
- [22] L. Rivasplata, «Generación de escorrentía superficial a partir de información climática en la cuenca de la quebrada Huertas - Chilete, Cajamarca,» Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, 2019.

- [23] A. Hernández, M. Arganis, R. Dominguez, E. Carrizosa y I. Pavon, «Hidrogramas de diseño obtenido con análisis de escurrimientos y de precipitaciones en cuencas de Mexico,» de *XXVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Buenos Aires, 2018.
- [24] MVCS, «Modificación de la norma técnica OS.060 Drenaje pluvial urbano a norma técnica CE.040 Drenaje pluvial del reglamento Nacional de edificaciones,» Ministerio de Vivienda y Saneamiento, Lima, 2021.
- [25] G. Ponce, S. Grande , M. Eder y A. Testa, «Aplicación de modelos hidrológicos e hidráulicos para cuantificación de escurrimientos superficiales del sistema endorreico cuenca Laguna La Picasa,» *Tecnología y ciencias del agua*, vol. 13, nº 5, pp. 136-199, 2022.
- [26] R. HERNÁNDEZ Sampieri, *Metodología de la Investigación*, Mexico: Mc Graw Hill, 2018, pp. 1-753.
- [27] E. Cabezas, D. Andrade y J. Torres, *Introducción a la metodología de la investigación científica*, Comisión Editorial de la Universidad de las Fuerzas Armadas, 2018.
- [28] H. Ñaupas, M. Valdivia, J. Palacios y H. Romero, *Metodología de la investigación cuantitativa - cualitativa y Redacción de la Tesis*, Bogotá: Ediciones de la U, 2018.

IX. Anexos

https://drive.google.com/file/d/1DS4a6PGDz89v1vJc_XXtZZKpJxh7x5I8/view?usp=drive_link