



UNIVERSIDAD
PRIVADA
DEL NORTE

FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería Civil

“ANÁLISIS DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN
LOS PILARES DEL PUENTE MOCHE UBICADO
EN LA CIUDAD DE TRUJILLO MEDIANTE
SIMULACIÓN HIDRÁULICA EN HEC-RAS”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniera Civil

Autora:

Br. Mariana Antonella Armas Melendez

Asesor:

Ms. Ing. Roxana Milagros Aguilar Villena

Trujillo - Perú

2021

DEDICATORIA

*A Dios, por ser quien siempre me cuida, guía y acompaña
durante toda mi vida.*

*A mis amados padres, Nelson Armas y Liliana Meléndez
porque gracias a ellos este logro se concreta. Por el amor,
la guía y el apoyo brindado durante todas las etapas de mi
vida. Les agradezco infinitamente por toda la confianza
puesta en mí desde siempre.*

*A mis hermanos, Nelson y Renato por el cariño, la
paciencia y los consejos brindados.*

*A mis amigos y familiares, quienes siempre han estado
para mí. A mi querida tía Pilar Armas, por toda la
confianza, el apoyo y el amor brindado.*

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios en primer lugar, porque gracias a Él, he llegado a concretar esta etapa de mi vida. Por guiar y cuidar desde siempre mi camino. Gracias por la sabiduría brindada para poder lograr mis metas y anhelos.

A mis padres y hermanos por creer en mí. Gracias por brindarme su apoyo y amor incondicional. Este logro es suyo.

A mis amigos y futuros colegas, con quienes compartí toda mi etapa universitaria.

Agradezco a la Universidad Privada del Norte, mi casa de estudios, y a todos mis docentes por compartir todos sus conocimientos y experiencias durante los cinco años de mi carrera.

Agradezco especialmente a mi asesora, Ms. Ing. Roxana Aguilar Villena, sin su apoyo y guía, no hubiera sido posible el desarrollo de esta investigación. Gracias por la confianza puesta desde un inicio, por brindarme su tiempo y guiarme con todos sus conocimientos.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	2
AGRADECIMIENTO.....	3
ÍNDICE DE TABLAS	6
ÍNDICE DE FIGURAS	7
ÍNDICE DE ECUACIONES	9
RESUMEN	10
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	11
1.1. Realidad problemática.....	11
1.2. Formulación del problema	17
1.3. Objetivos	18
1.3.1. Objetivo general.....	18
1.3.2. Objetivos específicos	18
1.4. Hipótesis.....	18
1.5. Definiciones conceptuales.....	18
CAPÍTULO II. METODOLOGÍA	22
2.1 Tipo de investigación	22
2.2 Población y muestra	23
2.3 Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos.....	23
2.4 Procedimiento.....	23
2.4.1 Topografía y puente	23
2.4.1.1 Topografía	23
2.4.1.2 Puente	24
2.4.2 Caracterización del suelo de fundación	25
2.4.3 Estudio hidrológico	28

2.4.4	Simulación hidráulica mediante el software HEC-RAS	30
2.4.5	Socavación local en pilares	33
2.4.5.1	Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)	33
2.4.5.2	Procesamiento y determinación de la profundidad de socavación local en HEC-RAS	35
2.4.6	Propuesta de protección	39
CAPÍTULO III. RESULTADOS		40
3.1	Topografía y puente	40
3.1.1	Área de estudio.....	40
3.1.2	Topografía.....	40
3.1.3	Puente.....	42
3.1.3.1	Datos técnicos	42
3.1.3.2	Ubicación del puente en el terreno.....	44
3.2	Caracterización del suelo de fundación.....	45
3.2.1	Análisis Granulométrico	45
3.2.2	Gravedad Específica	48
3.3	Estudio hidrológico	48
3.4	Simulación hidráulica mediante el software HEC-RAS	50
3.5	Socavación local en pilares	54
3.6	Propuesta de protección	59
CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES		62
4.1	Discusión.....	62
4.2	Conclusiones	64
REFERENCIAS		67
ANEXOS		72

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Operacionalización de variables	22
Tabla 2. Ensayos de caracterización del suelo	25
Tabla 3. Límites territoriales área de estudio	40
Tabla 4. Método de Taylor y Schawrz para la estimación de pendiente media	42
Tabla 5. Pendiente media longitudinal	42
Tabla 6. Coordenadas geográficas puente Moche	43
Tabla 7. Datos técnicos puente Moche (1951)	44
Tabla 8. Progresiva puente Moche sobre el terreno	45
Tabla 9. Análisis granulométrico de muestras C-1 y C-2.....	45
Tabla 10. Clasificación SUCS del suelo muestras C-1 y C-2	47
Tabla 11. Diámetros requeridos promedio	47
Tabla 12. Gravedad específica promedio	48
Tabla 13. Caudales máximos anuales.....	49
Tabla 14. Caudales máximos obtenidos mediante distribuciones probabilísticas.....	50
Tabla 15. Caudal máximo para cálculo de socavación local en pilares	50
Tabla 16. Coeficientes de rugosidad de Manning en márgenes del río Moche	51
Tabla 17. Resultado socavación local máxima en pilares por método de la CSU	55
Tabla 18. Resultados socavación local en pilar n.º1 por método de la CSU	56
Tabla 19. Resultados socavación local en pilar n.º2 por método de la CSU	57
Tabla 20. Resultados socavación local en pilar n.º3 por método de la CSU	57
Tabla 21. Resultados socavación local en pilar n.º4 por método de la CSU	58
Tabla 22. Resumen resultados socavación local máxima y por pilar	59

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Socavación local en pilares.	21
Figura 2. Manto de escollera	21
Figura 3. Procesamiento en AutoCAD Civil 3D	24
Figura 4. Análisis de Frecuencia.	29
Figura 5. Valores coeficientes de rugosidad.....	32
Figura 6. Factor de corrección por forma del pilar (K1)	34
Figura 7. Factor de corrección por ángulo de ataque (K2).....	34
Figura 8. Factor de corrección por forma del lecho (K3).....	34
Figura 9. Factor de corrección por acorazamiento del sedimento (K4).	34
Figura 10. Selección Hydraulic Design	35
Figura 11. Ventana Hydraulic Design - Bridge Scour.....	36
Figura 12. Creación nuevo diseño hidráulico.....	36
Figura 13. Selección de método de cálculo de socavación.....	37
Figura 14. Ingreso de datos.	38
Figura 15. Terreno río Moche seccionado cada 15 m	41
Figura 16. Perfil longitudinal del terreno del río Moche.....	41
Figura 17. Puente Moche (1951)	43
Figura 18. Ubicación puente Moche sobre terreno.....	44
Figura 19. Curvas granulométricas del suelo muestras C-1 y C-2.....	46
Figura 20. Terreno y puente Moche ingresado en HEC-RAS.....	52
Figura 21. Gráfico 3d río Moche para un Tr de 500 años..	52
Figura 22. Perfil del flujo río Moche para un Tr 500 años.....	53
Figura 23. Gráfico sección 465 río Moche para un Tr de 500 años.	53

Figura 24. Resultados de las características hidráulicas de la sección 465 aguas arriba del puente Moche.	54
Figura 25. Representación gráfica socavación local máxima en pilares del puente Moche	55
Figura 26. Representación gráfica socavación local por cada pilar del puente Moche.....	58
Figura 27. Ubicación de pilares y representación gráfica profundidad de socavación local	59

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Método de Taylor y Schwarz.....	24
Ecuación 2. Coeficiente de Uniformidad.	26
Ecuación 3. Coeficiente de Curvatura	26
Ecuación 4. Fórmula de interpolación.....	27
Ecuación 5. Gravedad Específica.	27
Ecuación 6. Delta teórico.....	30
Ecuación 7. Coeficiente de Rugosidad de Manning.....	31
Ecuación 8. Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU).....	33

RESUMEN

La presente tesis tiene por objetivo analizar la socavación local en los pilares del puente Moche mediante simulación hidráulica en HEC-RAS, con la finalidad de poder determinar la profundidad de socavación que se encuentra produciéndose en los pilares, y describir las consideraciones para el diseño de una posible propuesta de protección para la estructura.

Para ello fue necesario obtener la superficie del terreno del río Moche seccionada cada 15 m para el ingreso al HEC-RAS mediante el procesamiento de la data. A partir de la caracterización se determinó que el suelo clasifica como arena mal graduada (SP), presenta un diámetro medio (D_{50}) igual a 0.357 mm, un D_{95} de 8.417 mm y una gravedad específica equivalente a 2.67.

En el estudio hidrológico, aplicando el análisis de frecuencia mediante el empleo de distribuciones probabilísticas, se obtuvo un caudal máximo para un periodo de retorno de 500 años de $263.61 \text{ m}^3/\text{s}$.

Finalmente, se realizó la simulación hidráulica en HEC-RAS, obteniendo las características del flujo en la sección 465 aguas arriba del eje del puente, presentando valores como la profundidad de tirante máximo igual a 3.18 m y una velocidad de flujo de 1.53 m/s. Ingresando características del suelo y puente, se obtuvo una profundidad de socavación máxima equivalente a 1.71 m mediante el método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU) presentado en el mismo programa.

Palabras clave: Socavación local, HEC-RAS, caudal máximo, profundidad de tirante.

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

A nivel mundial, los puentes son considerados una de las estructuras más importantes ya que tienen la función de permitir el cruce de un desnivel, conectar dos puntos salvando un accidente geográfico o cualquier obstáculo físico permitiendo el tránsito vehicular, peatonal, ferroviario, de tuberías, de canales, líneas de energía, etc. Sin embargo, se debe considerar que cuando el río y el puente se cruzan, cada uno trata de influir sobre el otro. El puente, como toda estructura necesita estabilidad y permanencia en el tiempo frente a la agresividad fluvial. El río, en cambio, por su propia naturaleza es esencialmente dinámico y cambiante según lo señalado por García-Chevesich (2018). A causa de esto, se debe considerar diversos efectos que este contacto trae consigo; entre ellos y siendo uno de los principales enemigos de los puentes durante épocas de crecida, tal como lo afirma el mismo autor: la socavación local.

La socavación local es un fenómeno que se produce en la subestructura del puente debido al efecto del río, Soto (2013) la define como la remoción del material que circunda pilas, estribos, diques o terraplenes de acceso a un puente. Originada por el cambio de dirección de las líneas de corriente, la turbulencia, la aceleración del flujo y los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al flujo.

Las estadísticas mundiales de fallas de puentes ubicados sobre cursos de aguas, demuestran que la mayoría de estos fallan por razones hidráulicas, generalmente por erosión en pilares o estribos. Las fallas de puentes por razones meramente estructurales son poco comunes en comparación con las fallas por erosión hidráulica, según lo indicado por Seaurz (2006).

Además, Seaurz (2006), hace referencia a un estudio realizado en el año 1976 sobre las causas de fallo de 143 puentes en todo el mundo. Menciona que de estos, 1 falló debido a corrosión de la estructura, 4 por fatiga, 4 por efecto de las cargas horizontales del viento, 5 a un diseño inadecuado, 11 por terremotos, 12 a un procedimiento inadecuado de construcción, 14 fallos debido a la sobrecarga o impacto de las embarcaciones, 22 por los materiales empleados o la ejecución defectuosa de la estructura, y 70 fallos fueron originados por las avenidas (de los cuales 66 fueron debido a la socavación, representando al 46% del total).

En su investigación para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil en Bogotá - Colombia, Cañas (2018) menciona la investigación realizada por Muñoz (2012), la cual hace referencia al estudio de las causas de colapsos de 71 puentes a nivel mundial entre los años (1906 – 1971), donde se indica que el 27% de colapsos de estos puentes se produjeron por socavación relacionada con inundaciones y falta de área hidráulica; desastres naturales, afectación local y global en la cimentación, acumulación de escombros, o producida por la afectación de los márgenes del río.

En el mismo país, Cusba (2011) realizó una investigación titulada “Estudio de las causas y soluciones estructurales del colapso total o parcial de los puentes vehiculares de Colombia desde el año 1986 al 2011, y la evaluación de las consecuencias del derrumbamiento de uno de ellos”, basándose en un estudio previo realizado en el año 2011, en el cual presenta las estadísticas de las principales causas de colapso de 63 puentes en Colombia entre los años 1830 y 2010, se encuentran: por socavación (35%), crecientes (35%), deficiencias estructurales (14%), deficiencias en la construcción (7%), sobrecarga e impacto (7%) y falta de mantenimiento (2%). Siendo, en este caso la socavación originada debido a que en la etapa de diseño de

estas estructuras generalmente no se contempló un estudio hidráulico, por lo que se realizó el dimensionamiento de su cimentación sin contemplar las profundidades de socavación probables de acuerdo con las características del cauce y de la cuenca. En este país, muchos puentes fueron construidos sin considerar un estudio hidrológico, hidráulico o de socavación, por lo que se concluyó que el criterio del diseño geométrico de la vía tuvo mayor relevancia para la selección de su ubicación, por encima de las consideraciones de las características del cauce, tal como lo indica García (1992).

En Perú, una de las grandes problemáticas que afectan a los puentes son las fluctuaciones en los flujos de agua, los cuales se encuentran influenciados por parámetros meteorológicos como el clima, la temperatura, la presión, etc. Debido a ello, muchos puentes han fallado o se encuentran en estado crítico, puesto que además de haber superado su tiempo de servicio útil, las variaciones de regímenes y duraciones de lluvia, han sobrepasado en exceso las consideraciones que se tenían para el diseño, siendo uno de los principales motivos por los cuales se origina la socavación en las estructuras, según lo indicado por Alarcón y Ramírez (2016).

En nuestro país el colapso de los puentes es un riesgo latente. Esto se ha generado en ocasiones debido a diversos factores, siendo el principal: las crecidas del caudal de los ríos, las cuales fueron potenciadas por eventos extremos, tal como es el fenómeno de “El Niño”. En el informe elaborado por el Colegio de Ingenieros del Perú sobre El fenómeno “El Niño” 97-98, indica que la causa principal de colapso de los puentes entre esos años se dio por problemas de socavación del lecho de los ríos, lo que generó que las fundaciones llegaran a inclinarse o colapsar totalmente. Mencionan que estas fallas se debieron por la falta de estudios de hidráulica y por la reducción de costos en la construcción de estas obras.

Años después, en el seminario titulado “Lecciones aprendidas durante el último evento de El Niño Costero en obras de defensa ribereña y encauzamiento” realizado en el CIP en el año 2017, especialistas en el tema señalaron que, durante el fenómeno del Niño Costero del año 2017, del total de 180 puentes que colapsaron, un (70%) se debió a un mal diseño y falta de mantenimiento. Mencionando que este problema parte del desconocimiento de factores vitales para la construcción de estas estructuras como son: el transporte de sedimentos, la morfología, la dinámica de los ríos, la erosión, entre otros.

Según el investigador Martínez (2007), en su boletín técnico titulado “¿Por qué fallan los puentes en el Perú?”, también menciona entre las principales causas: el diseño sin criterio geotécnico, geológico y de hidráulica fluvial por parte de los diseñadores estructurales; deficiencias en las dimensiones y estética del puente, lo que genera el desequilibrio del ancho del cauce; de igual manera, se consideran cimentaciones sin tomar en cuenta la interacción suelo-estructura para el diseño estructural. Por lo que, hace referencia que gran parte de los puentes en el Niño del 83 y en el del 98 colapsaron debido a la socavación local. Como es el caso del Puente Simón Rodríguez, ubicado en Amotape – Piura, el cual falló en el año 1998 debido a este fenómeno, producido en la cimentación sobre suelos areno-limoso. Lo mismo sucedió en el año 1993, en el Puente Huachipa (Lima), en el cual fallaron los pilares ubicados sobre un suelo gravoso. El puente Saltur, ubicado en Chiclayo falló de igual manera por socavación local, sin embargo, en este caso se debió a que fue construido en una mala ubicación, exactamente en un meandro; de la misma manera el puente Reque – Chiclayo colapsó debido a la concentración de corrientes en ese pilar.

Cotrina y Hernández (2017), indican que gran número de puentes vehiculares en nuestro país están expuestos a la ocurrencia de fenómenos hidrológicos extremos, con el consiguiente riesgo de socavación las estructuras de apoyo. Como se menciona, son diversos los casos de colapsos y fallas de puentes vehiculares en el Perú; este problema debe ser de objeto de reflexión y análisis por parte de la Ingeniería Nacional para determinar sus causas y posibles soluciones.

A partir de las cifras mostradas anteriormente, se puede deducir que la socavación local es una de las principales causas de falla o colapso de los puentes, esto mayormente debido a que en su etapa de diseño no se tuvo en consideración un completo estudio hidráulico del flujo con respecto al efecto que este podría generar en la sub estructura de los puentes. Es por ello que se considera necesario y recomendable realizar un análisis de la socavación local que se puede originar en los pilares de los puentes, con el fin de proponer medidas de prevención y evitar que en un futuro este fenómeno produzca efectos irreversibles como el colapso de estas estructuras.

En una realidad más cercana, en la provincia de Virú, ubicada en el departamento de La Libertad, en el mes de marzo del año 2017 durante el fenómeno de El Niño Costero, el puente Virú colapsó debido al incremento del caudal del río sobre el cual se encuentra ubicado, generado por las precipitaciones excesivas que afectaron a la costa del país (Provias Nacional, 2019). Este evento interrumpió la transitabilidad a través de la carretera Panamericana Norte por lo que fue necesario instalar un puente temporal, el cual hasta el día de hoy se encuentra activo.

En el mismo departamento, en la provincia de Trujillo, distrito de Moche; cruzando el río denominado con el mismo nombre, se encuentra ubicado el puente Moche, el cual está conformado por 2 puentes, los cuales permiten el tránsito cada uno

en dirección opuesta por una de las vías más importantes y recurrentes en nuestro país, la carretera Panamericana Norte (Carretera Nacional PE-1N). Estos fueron construidos en distintos años; el primero en el año 1951 el cual será denominado en esta investigación “Puente A” (Sur → Norte), y el segundo en el año 1987 “Puente B” (Norte → Sur).

La problemática reside en el “Puente A” con más de 68 años de antigüedad, específicamente sobre sus pilares, de los cuales parte del material perteneciente al lecho del río ubicado alrededor de la cimentación se encuentra ya removido, dejando a los pilares desprotegidos, considerándose un riesgo latente (ver anexo n.º 1). Esto en épocas de avenidas máximas o futuros fenómenos naturales como el del Fenómeno del Niño, acentuarían la profundidad de socavación local en la subestructura, generando la falla del puente y, por lo tanto, su colapso.

El desarrollo de las principales naciones está relacionado directamente con el buen funcionamiento de su infraestructura vial. Dentro de esta infraestructura, los puentes son elementos fundamentales para el normal flujo vehicular dentro de una malla vial. El cierre de una vía causa un colapso económico y social para una región por el deterioro generado en sus productos, fruto de los taponamientos provocados por el derrumbe de los puentes y cierres en sus principales corredores viales, generando cuantiosas pérdidas económicas a sus habitantes y el detrimento a las finanzas públicas. (Saenz, 2016)

En vista a lo mencionado anteriormente, es que esta investigación se justifica, dado que es necesario realizar el cálculo y análisis de la socavación local que se encuentra produciéndose alrededor de los pilares del puente Moche, considerando que esta estructura se encuentra vulnerable ante este fenómeno ya que fue construida en el

año 1951 y actualmente se encuentra deteriorada, además al ser una vía de vital importancia ya que permite el tránsito entre la Costa Sur del país con Trujillo. Su colapso dejaría incomunicadas a las principales ciudades de La Libertad y obstaculizaría el abastecimiento de provisiones y alimentos de primera necesidad entre el norte y sur del país.

Considerando la importancia e impacto del estudio de este fenómeno que se produce en los puentes, es que la presente tesis tiene como objetivo analizar la socavación local en los pilares del puente Moche mediante la simulación hidráulica en HEC-RAS, para poder así determinar la profundidad de socavación local, y a la vez describir las consideraciones para el diseño de una posible obra de protección para los pilares. Esto con el fin brindar información necesaria para futuras investigaciones o proyectos que planeen realizar el diseño de estructuras de protección para este puente u otros. Además, se considera que el presente estudio permitirá dar a conocer a la sociedad y a las distintas autoridades e instituciones de la región involucradas con la infraestructura vial y la seguridad; los efectos de ese fenómeno, para que puedan tomar conciencia y den mayor importancia a la situación actual, con el fin de proponer medidas de mitigación a este efecto, y evitar las posibles consecuencias que este conllevaría como el colapso total o parcial del puente.

1.2. Formulación del problema

¿Cuál es el grado de socavación local en los pilares del puente Moche obtenido mediante la simulación hidráulica en HEC-RAS?

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Analizar la socavación local en los pilares del puente Moche ubicado en la ciudad de Trujillo mediante simulación hidráulica en HEC-RAS.

1.3.2. Objetivos específicos

- Realizar el procesamiento de datos topográficos del terreno del río y puente Moche.
- Caracterizar el suelo de fundación en la sección donde se ubica el puente.
- Realizar un estudio hidrológico para la estimación del caudal máximo para un periodo de retorno de 500 años.
- Ejecutar la simulación hidráulica del río Moche en HEC-RAS.
- Determinar la profundidad de socavación en los pilares del puente Moche en HEC-RAS.
- Describir las recomendaciones para el diseño de mantos de escollera.

1.4. Hipótesis

El grado de socavación local obtenido mediante la simulación hidráulica en HEC-RAS, será equivalente a la profundidad de la socavación determinada en los pilares.

1.5. Definiciones conceptuales

- **Puente**

Los puentes son las estructuras mayores que forman parte del drenaje transversal de la carretera y permiten salvar o cruzar un obstáculo natural, el cual puede ser el curso de una quebrada o un río. (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2012, p. 86)

Se encuentra compuesto por la superestructura y la subestructura.

- **Subestructura**

Parte del puente que soporta y transmite al suelo sobre el cual se encuentra cimentada la estructura la carga proveniente de los componentes del tramo horizontal (superestructura).

- **Pilar**

Apoyos intermedios que tienen por finalidad principal soportar la superestructura y transmitir las cargas al terreno. Se encuentran diseñados para resistir fuerzas externas tales como: las presiones hidráulicas, fuerzas horizontales de viento, cargas de impacto, etc. (MTC, 2016)

- **Río**

Un río es una corriente natural de agua que fluye con continuidad. Posee un caudal determinado, rara vez es constante a lo largo del año, y desemboca en el mar, en un lago o en otro río. (Felipe, 2016, p. 27)

- **Cauce**

Lecho de los ríos y arroyos. También se puede definir como conducto descubierto o acequia por donde corren las aguas para riego u otros usos. (Diccionario de la Real Academia Española)

- **Caudal**

Cantidad de agua que pasa por un punto específico en un sistema hidráulico en un momento o período dado. (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2012, p. 218).

- **Periodo de retorno**

El periodo de retorno (T), se define como el intervalo promedio de tiempo en años, dentro del cual un evento de magnitud puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio cada “T” años. (Hidrología Estadística, 2006, p. 21).

- **Tirante máximo**

Distancia máxima vertical medida del fondo del lecho del río, a la altura libre del nivel del agua.

- **Régimen del flujo**

Soto (2013), indica que se clasifica en función del Número de Froude, el cual es una relación adimensional entre las fuerzas inerciales y de gravedad. En el régimen supercrítico ($F > 1$) el flujo es de alta velocidad, propio de cauces de gran pendiente; el subcrítico ($F < 1$) corresponde a un régimen de llanura con baja velocidad y por lo tanto con mínima pendiente. El flujo crítico equivale a un valor de ($F = 1$), siendo este el punto de transición entre los dos regímenes ya mencionados.

- **HEC-RAS**

Es un Sistema de modelamiento desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC-Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers), que permite simular la respuesta que tendrá el flujo de agua a través de los ríos naturales y de otros canales. (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2012, p. 219)

- **Socavación local**

Remoción que realiza el agua del material sólido constituyente del lecho fluvial en los alrededores de ciertas estructuras como pilares y estribos.

Se debe a la aparición de velocidades locales mucho mayores que la velocidad media de la corriente y a la generación de vórtices en diferentes secciones del escurrimiento. (Rocha, 2013, p. 13)

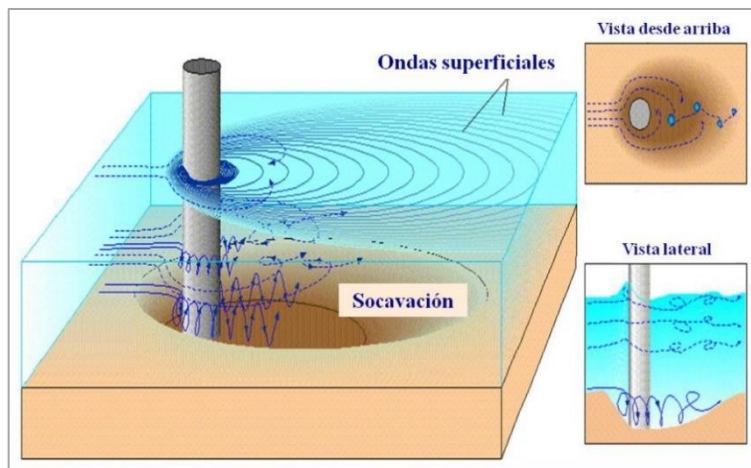


Figura 1. Socavación local en pilares. Fuente: Rocha, 2013.

- **Manto de escollera**

Sistema para defensa ribereña, compuesto principalmente por material pétreo procedente de excavaciones en roca, colocado alrededor de los pilares formando una capa compacta, bien graduada y con un mínimo de vacíos. Los elementos se colocan sin ligante, por lo que su estabilidad se debe a su propio peso. (Monge, 2007)

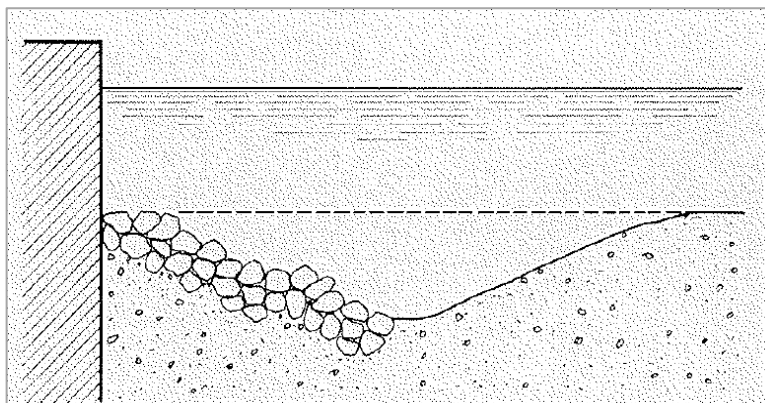


Figura 2. Manto de escollera. Fuente: Ministerio de Obras Públicas y Transportes, España.

CAPÍTULO II. METODOLOGÍA

2.1 Tipo de investigación

La siguiente investigación es de tipo descriptiva-cualitativa, ya que posee como objetivo central el de describir las características de la variable dependiente, la socavación local, y de la variable independiente que está conformada por las características del suelo, topográficas e hidrológicas de la zona de estudio, con el fin de poder determinar la correlación existente entre ellas y su futura interpretación para brindar recomendaciones; mediante la recolección de datos y el análisis de características ya existentes.

Tabla 1

Operacionalización de variables

Variable	Definición conceptual	Dimensiones	Indicadores	Ítems
<u>Variable dependiente</u> Socavación local en los pilares del puente Moche	Remoción que realiza el agua del material sólido constituyente del lecho fluvial en los alrededores de ciertas los pilares	Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU).	La profundidad de socavación local en los pilares del puente se expresa en m.	<ul style="list-style-type: none"> - Dimensiones y forma del pilar. - Velocidad y tirante máximos. - Factores de corrección: K1, K2, K3, K4.
<u>Variable independiente</u>	Las características del suelo permiten reconocer cada tipo de suelo según sus propiedades.	Ensayos de Análisis Granulométrico y Gravedad Específica.	Diámetros: D ₅₀ y D ₉₅ en milímetros. Gravedad Específica.	Porcentajes pasantes y tamaño aberturas tamices.
Características del suelo, topográficas e hidrológicas del río Moche	Las características topográficas permiten obtener la representación gráfica de una superficie.	Procesamiento de la data topográfica.	El terreno seccionado cada 15 m. La pendiente media del terreno en decimales.	Topografía del terreno.
	Las características hidrológicas permiten estudiar propiedades del flujo del agua.	Análisis de frecuencia.	El caudal máximo para un Tr de 500 años se expresa en m ³ /s	Registro caudales máximos de los últimos 25 años.

Fuente: Elaboración propia

2.2 Población y muestra

La población de esta investigación está representada por la sección del río donde se ubica el puente Moche, siendo esta la única unidad de estudio, por consiguiente, para la muestra se considera la misma unidad.

2.3 Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos

Las técnicas e instrumentos de recolección de datos empleadas para la presente investigación se basaron principalmente en la recopilación de información en campo y mediante la solicitud de información a fuentes externas confiables.

Para el tratamiento y análisis de datos, la técnica empleada se basó en el procesamiento de la información mediante el empleo de diversos softwares entre los cuales se encuentran: AutoCAD Civil 3D, Google Earth Pro, HEC-RAS v.4.1.0, Hidroesta 2, Ms Excel.

2.4 Procedimiento

2.4.1 Topografía y puente

2.4.1.1 Topografía

Para conocer el terreno de estudio en el cual el río Moche transcurre y principalmente determinar la información referente a la geometría del terreno necesaria para ejecutar la simulación hidráulica, se obtuvo la data topográfica del estudio: “Identificación de áreas vulnerables mediante modelamiento hidráulico del Río Moche, Tramo Puente Moche – desembocadura playa Buenos Aires, Trujillo – 2019”.

Esta información fue posteriormente procesada en el software AutoCAD Civil 3D (ver Figura 3) para generar la superficie del terreno seccionado cada 15 m, el alineamiento horizontal, el perfil longitudinal del terreno, y calcular la pendiente

media del terreno por el método de Taylor y Schwarz mediante la siguiente expresión:

$$S = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2$$

Ecuación 1. Método de Taylor y Schwarz.
Fuente: Cálculos hidrológicos e hidráulicos en Cuencas Hidrográficas.

En la cual “S” hace referencia a la pendiente media del cauce, “n” al número de tramos en el cual se subdivide el perfil y “Sn” la pendiente de cada tramo obtenida a partir de la división entre el desnivel y la longitud del tramo del tramo.

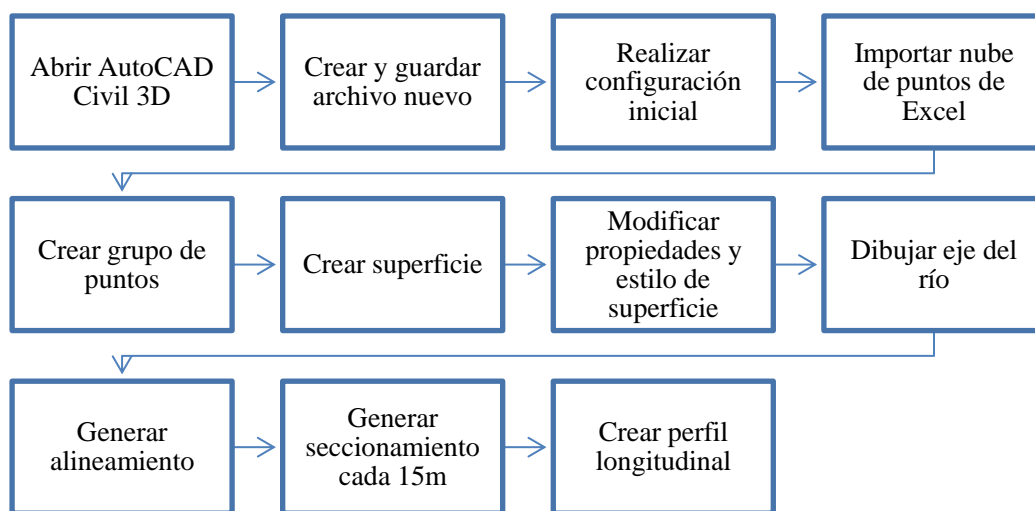


Figura 3. Procesamiento en AutoCAD Civil 3D. Fuente: Elaboración propia.

2.4.1.2 Puente

La información referente a la geometría del puente Moche fue solicitada a Provías Nacional. La progresiva para determinar su ubicación exacta en el terreno, fue obtenida a partir del programa Google Earth Pro.

2.4.2 Caracterización del suelo de fundación

Para el estudio de la socavación local en puentes se requiere conocer la composición y características específicas de la sección del lecho del río en la cual la subestructura se encuentra cimentada, para ello se siguió el siguiente procedimiento:

En campo

Se realizaron 2 calicatas ubicadas exactamente en el eje del puente cerca a los pilares (ver anexo n.º2). De cada calicata se extrajo una muestra de 8 kg aproximadamente a una profundidad promedio de 1.00 m.

En laboratorio y gabinete

Se realizaron los ensayos de Análisis Granulométrico y el de Gravedad Específica para ambas muestras. A partir de estos, se determinaron características del suelo tales como: su clasificación SUCS, la gravedad específica, el diámetro medio (D_{50}) y el D_{95} . Siendo estas dos últimas requeridas para la estimación de la socavación local. A continuación, se mostrará la normativa de referencia para el desarrollo de cada ensayo en el laboratorio de mecánica de suelos:

Tabla 2

Ensayos de caracterización del suelo

Ensayo	Normas aplicadas
Análisis Granulométrico	MTC E107 (p. 44)
Clasificación Unificada de Suelos (SUCS)	NTP 339.134 (ASTM B2487)
Gravedad Específica	MTC E 113 (p. 80)

Fuente: Elaboración propia

2.4.2.1 Análisis Granulométrico

El ensayo de Análisis Granulométrico consiste en la determinación de la distribución de los tamaños de las partículas de una muestra de suelo determinado mediante el análisis de tamices. A partir de este ensayo, se pudo realizar la representación gráfica del tamaño de partículas que conforman el suelo mediante la curva granulométrica, y clasificar al suelo por SUCS mediante el cálculo de parámetros como el Coeficiente de Uniformidad (C_u) y el Coeficiente de Curvatura (C_c).

Estos dos últimos parámetros fueron obtenidos mediante las siguientes expresiones:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Ecuación 2. Coeficiente de Uniformidad. Fuente: ASTM B2487.

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

Ecuación 3. Coeficiente de Curvatura. Fuente: ASTM B2487.

Donde “ D_x ” hace referencia al porcentaje del material del total de la muestra que posee un diámetro igual o inferior a 10 mm, 30 mm o 60 mm. Estos fueron obtenidos mediante interpolación entre los diámetros superior e inferior al diámetro indicado con su respectivo porcentaje pasante. Este mismo procedimiento se realizó para el cálculo de los D_{50} y D_{95} , para lo cual se empleó la siguiente expresión:

$$D_x = D_s - \frac{(\%P_s - X)(D_s - D_I)}{(\%P_s - \%P_I)}$$

Ecuación 4. Fórmula de interpolación. Fuente: Elaboración propia.

Donde D_x es el diámetro efectivo que se desea hallar, D_s y D_I los diámetros de la malla superior e inferior respectivamente, $\%P_s$ y $\%P_I$, los porcentajes de material pasan la malla superior e inferior.

2.4.2.2 Gravedad Específica

La gravedad específica o densidad relativa de un material (G_t) es la relación que existe entre la densidad de la muestra de suelo (ρ_s) que se busca estudiar con respecto a la densidad de una sustancia de referencia, en este caso, el agua (ρ_a). Esta característica del suelo se determinó reemplazando la información obtenida del ensayo en la siguiente expresión:

$$G_t = \frac{\rho_s}{\rho_a} = \frac{M_s}{(M_{p+a} - (M_{p+a+s} - M_s))}$$

Ecuación 5. Gravedad Específica. Fuente: Manual de Ensayos de Materiales (MTC).

Donde M_s hace referencia a la masa del suelo en gramos, M_{p+a+s} a la masa de la fiola más agua más suelo, y M_{p+a} a la masa de fiola más suelo.

Los procedimientos para cada ensayo fueron desarrollados conforme a las pautas y especificaciones presentes en la norma ya mencionada (Anexo n.º3).

2.4.3 Estudio hidrológico

Con la finalidad de determinar el caudal máximo para un periodo de retorno de 500 años, al ser este el empleado y recomendado según normativa para estimar la profundidad de socavación y la estabilidad de la cimentación ante un evento hidrológico extremo; se solicitó el registro de caudales máximos del río Moche al Proyecto Especial Chavimochic (ver anexo n.º4 y n.º5), quienes poseen esta información proveniente de la estación Quirihuac, ubicada en las coordenadas: 8° 4'52.96" S, 78°52'23.26" O, con un nivel de cota de 196 m.s.n.m., cerca al puente de Fierro el cual cruza el río Moche.

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje recomienda contar con un mínimo de 25 años de registro para obtener resultados confiables; es por ello que para la presente investigación se seleccionaron los caudales máximos anuales referentes entre los años 1995 – 2019.

Posteriormente en el software Hidroesta 2, aplicando un análisis de frecuencia por medio de distribuciones probabilísticas (figura 4), las cuales fueron sometidas a una prueba de bondad de ajuste por el método de Smirnov-Kolmogorov; se estimaron caudales máximos para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años.

Para la estimación de la socavación local en pilares, se empleó el caudal máximo para un periodo de retorno de 500 años, obtenido a partir de la distribución seleccionada que presentaba mejor ajuste a la serie de datos con respecto a las demás.

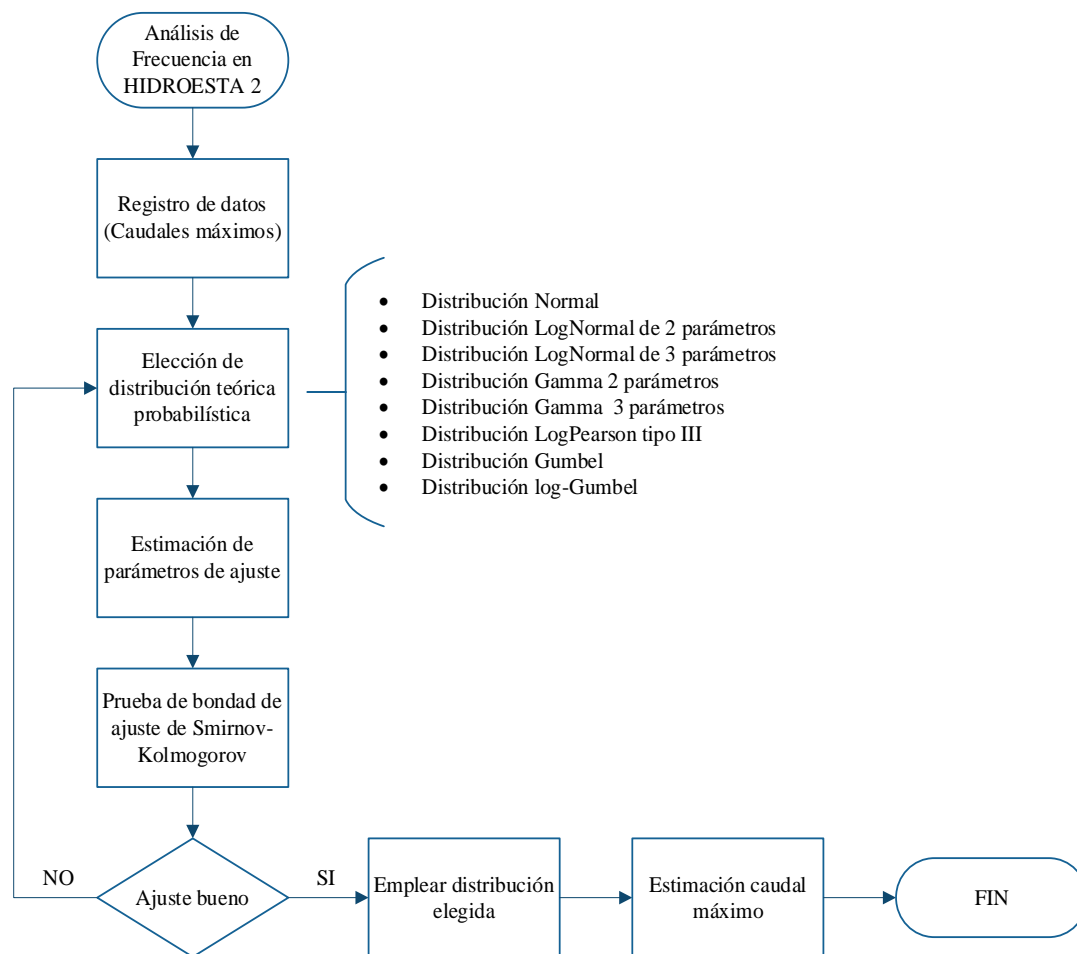


Figura 4. Análisis de Frecuencia. Fuente: Elaboración propia.

Prueba de bondad de ajuste de Smirnov - Kolmogorov

La calidad de los valores de caudal estimados para un determinado periodo de retorno con distribuciones de probabilidad teórica, depende directamente del criterio para su elección. Para lo cual, es necesario verificar si un conjunto de datos observados se ajusta a una determinada distribución o función matemática.

Como criterio de selección para determinar cuál es la distribución que presenta mejor ajuste a la serie de datos con respecto a las demás, el software Hidroesta 2 emplea la prueba de bondad de ajuste mediante el método de Smirnov –Kolmogorov.

Esta prueba no paramétrica permite evaluar si la función de probabilidad experimental de la muestra $P(x)$ se desvía una cantidad estadísticamente significativa respecto al modelo de predicción, es decir, a la función de distribución de probabilidad teórica $F(z)$. Para lo cual se fija la siguiente expresión:

$$\Delta = \text{máx } |F(z) - P(x)|$$

Ecuación 6. Delta teórico. Fuente: Mafla, 2019

La prueba requiere el cálculo del denominado máximo delta teórico (Δ), obtenido a partir de la diferencia de las funciones mencionadas; sea menor al delta tabular (Δ_0) asociado al nivel de significación aplicado y al tamaño de la muestra seleccionada para el estudio. Las posibles hipótesis que se presentan son:

- $\Delta < \Delta_0$: El ajuste es bueno, la distribución ajusta correctamente al nivel de significación seleccionado.
- $\Delta > \Delta_0$: El ajuste no es bueno, la distribución no ajusta correctamente al nivel de significación seleccionado. Es necesario probar con otra distribución.

2.4.4 Simulación hidráulica mediante el software HEC-RAS

Con la simulación hidráulica en HEC-RAS se pudieron determinar características hidráulicas del flujo para un periodo de retorno de 500 años tales como: el caudal, la velocidad, el tirante hidráulico, etc.; en las diversas secciones por las que el flujo transcurre naturalmente.

Para ello fue fundamental contar con la siguiente información:

- Terreno del río Moche seccionado cada 15m.

- Progresiva donde se ubica el puente Moche y sus dimensiones.
- Pendiente del terreno.
- Caudal máximo para un Tr de 500 años.
- Coeficientes de rugosidad del cauce (n Manning).

Coeficiente de rugosidad de Manning

Permite expresar cuantitativamente la resistencia al movimiento del flujo de agua en cauces naturales o artificiales. Este coeficiente es muy variable, por lo que depende de factores relacionados con las características del cauce de estudio como: el material involucrado, la irregularidad, variaciones en las secciones transversales, efecto de las obstrucciones, vegetación y efecto del meandro.

En la presente investigación se empleó el método de Cowan, quien propone la siguiente expresión para la estimación del coeficiente de rugosidad:

$$n = m_5(n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)$$

Ecuación 7. Coeficiente de Rugosidad de Manning.
Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.

Donde:

- n_0 : Rugosidad base para un canal relacionado con el material involucrado.
- n_1 : Rugosidad adicional debida a irregularidades superficiales del perímetro mojado a lo largo del tramo en estudio.
- n_2 : Rugosidad adicional equivalente debida a variación de forma y de dimensiones de las secciones a lo largo del tramo en estudio.
- n_3 : Rugosidad equivalente debida a obstrucciones existentes en el cauce.
- n_4 : Rugosidad adicional equivalente debida a la presencia de vegetación.

- m_5 : Factor de corrección para incorporar efecto de sinuosidad del cauce o presencia de meandros.

“Para obtener el coeficiente de rugosidad de Manning, se requiere la experiencia del especialista para realizar las estimaciones, que puede apoyarse en antecedentes de casos similares, tablas y publicaciones técnicas disponibles, sobre la base de datos recopilados en la etapa de campo”. (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, p. 94).

Es por ello que para la determinación de los coeficientes de rugosidad “n”, estos fueron seleccionados en la siguiente tabla en base a lo observado en campo:

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en Roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente Alternante		0.050
	Frecuentemente Alternante		0.010 - 0.015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010 - 0.015
	Apreciable		0.020 - 0.030
	Severo		0.040 - 0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005 - 0.010
	Media		0.010 - 0.025
	Alta		0.025 - 0.050
	Muy Alta		0.050 - 0.100
Grado de los Efectos por Meandro	Menor	m_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Figura 5. Valores coeficientes de rugosidad. Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.

2.4.5 Socavación local en pilares

2.4.5.1 Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)

Para la estimación de la profundidad de la socavación local producida en los pilares del puente Moche, se empleó el software HEC-RAS 4.1.0, abalado por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Este programa ejecuta los métodos propuestos por el HEC-18, en esta investigación se empleó el Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU), para el cual el programa facilita el desarrollo de la siguiente ecuación propuesta:

$$\frac{Y_s}{Y_1} = 2.0 \times K_1 \times K_2 \times K_3 \times K_4 \times \left(\frac{a}{Y_1}\right)^{0.65} \times F_r^{0.43}$$

Ecuación 8. Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU). Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.

Donde:

- Y_s : Profundidad de socavación local (m).
- Y_1 : Profundidad de flujo aguas arriba de pilar (m).
- K_1 : Factor de corrección por la forma del pilar.
- K_2 : Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo.
- K_3 : Factor de corrección por la forma del lecho del río.
- K_4 : Factor de corrección por acorazamiento del sedimento.
- a : Ancho del pilar (m).
- F_r : Número de Froude en la sección aguas arriba del pilar igual a $F_r = \frac{v}{\sqrt{gY_1}}$.
- v : Velocidad del flujo en la sección aguas arriba del pilar.
- g : Gravedad (9.81 m/s²).

Los valores de los factores de corrección K_1 , K_2 , K_3 , K_4 ; se determinan mediante las siguientes tablas:

Forma de la pila	K_f
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1.0
Cilíndrica	1.0
Punta aguda	0.9
Grupo de cilindros	1.0

Figura 6. Factor de corrección por forma del pilar (K_1).
Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.

Ángulo de ataque	$l/a = 4$	$l/a = 8$	$l/a = 12$
0°	1.0	1.00	1.0
15°	1.5	2.00	2.5
30°	2.0	2.75	3.5
45°	2.3	3.30	4.3
90°	2.5	3.90	5.0

Figura 7. Factor de corrección por ángulo de ataque (K_2). Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.

Condición del lecho	Altura de la duna H [pies]	K_c
Socavación en agua clara	N/A	1.1
Lecho plano y antidunas	N/A	1.1
Dunas pequeñas	$2 < H < 10$	1.1
Dunas mediana	$10 < H < 30$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H > 30$	1.3

Figura 8. Factor de corrección por forma del lecho (K_3). Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.

$D_{50} < 2 \text{ mm}$ o $D_{95} < 20 \text{ mm}$	$K_a = 1.0$
$D_{50} \geq 2 \text{ mm}$ y $D_{95} \geq 20 \text{ mm}$	$K_a = 0.4(V_R)^{0.15}$

Figura 9. Factor de corrección por acorazamiento del sedimento (K_4).
Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.

2.4.5.2 Procesamiento y determinación de la profundidad de socavación local en HEC-RAS

Posteriormente de haber ejecutado la simulación hidráulica, el software se encargó de reingresar las dimensiones de los pilares, y las características hidráulicas del flujo como la profundidad de tirante y la velocidad de la siguiente sección aguas arriba del puente.

Adicionalmente, para la estimación de la profundidad de socavación en los pilares, fue necesario ingresar manualmente características del suelo de fundación obtenidas a partir del análisis granulométrico como: el diámetro medio del suelo (D_{50}) y el D_{95} .

El procedimiento que se siguió en el programa fue el siguiente:

1) Creación proyecto

- Abrir la ventana *Hydraulic Design* y en *Type* seleccionar la opción *Bridge Scour*. En la nueva vista aparecen 3 secciones: Datos de entrada (1), representación gráfica (2) y la de resultados (3).

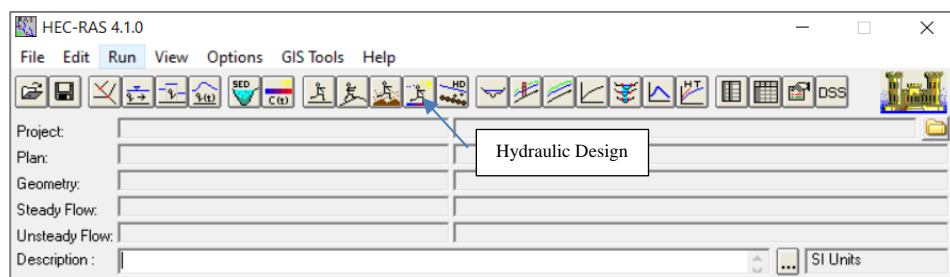


Figura 10. Selección Hydraulic Design. Fuente: Elaboración propia.

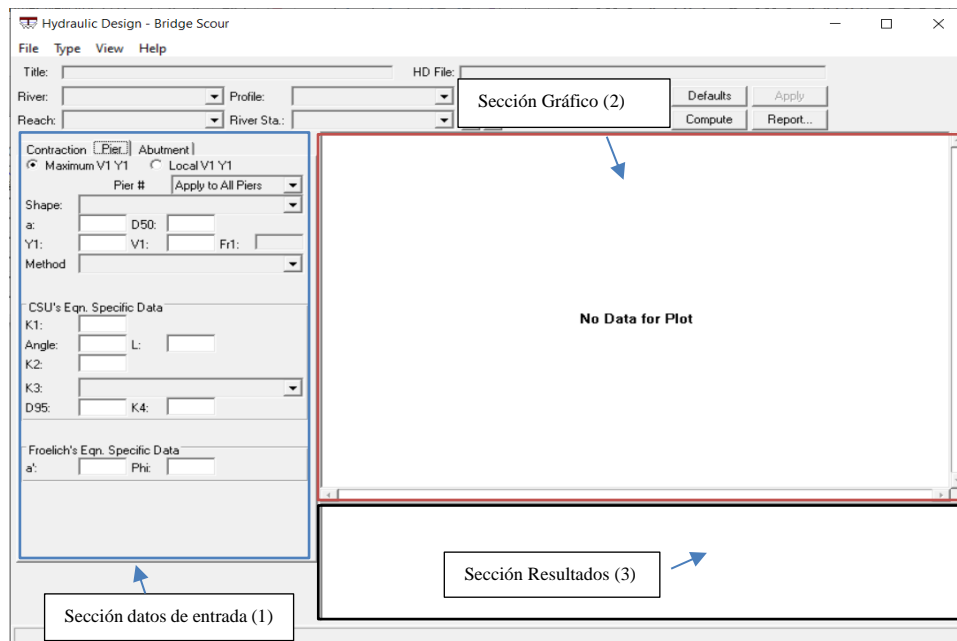


Figura 11. Ventana Hydraulic Design - Bridge Scour. Fuente: Elaboración propia.

- En *File* seleccionar la opción *New Hydraulic Design Data*, indicar el nombre del proyecto y guardar.

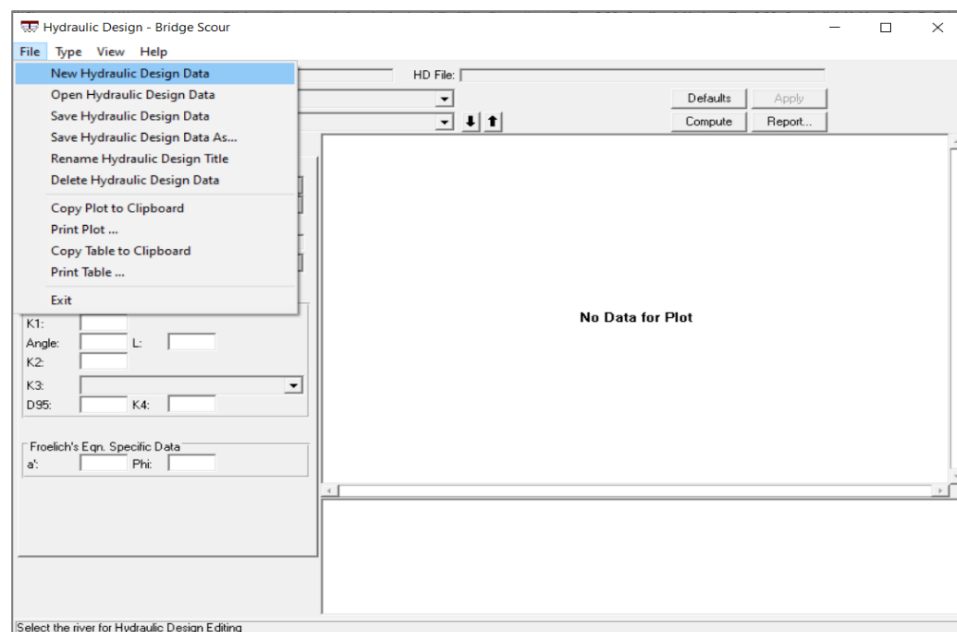


Figura 12. Creación nuevo diseño hidráulico. Fuente: Elaboración propia.

2) Datos de entrada

- Seleccionar el botón *Pier* para indicar que se estimará la socavación local en pilares.
- Seleccionar el método con el cual se estimará la socavación, en esta investigación fue el Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU).
- Para la selección de la velocidad y tirante, el programa presenta dos opciones: *Maximum V1, Y1* o *Local V1, Y1*. Si se indica como predeterminada la primera opción, el programa buscará la velocidad máxima y el tirante máximo ubicados exactamente en la siguiente sección aguas arriba del puente, si es así, se estimará una socavación local máxima uniforme para todos los pilares. En el caso de la segunda opción, el programa seleccionará la velocidad y el tirante ubicados en el eje de cada pilar en la siguiente sección aguas arriba y se obtendrá una profundidad de socavación local variable por cada uno.

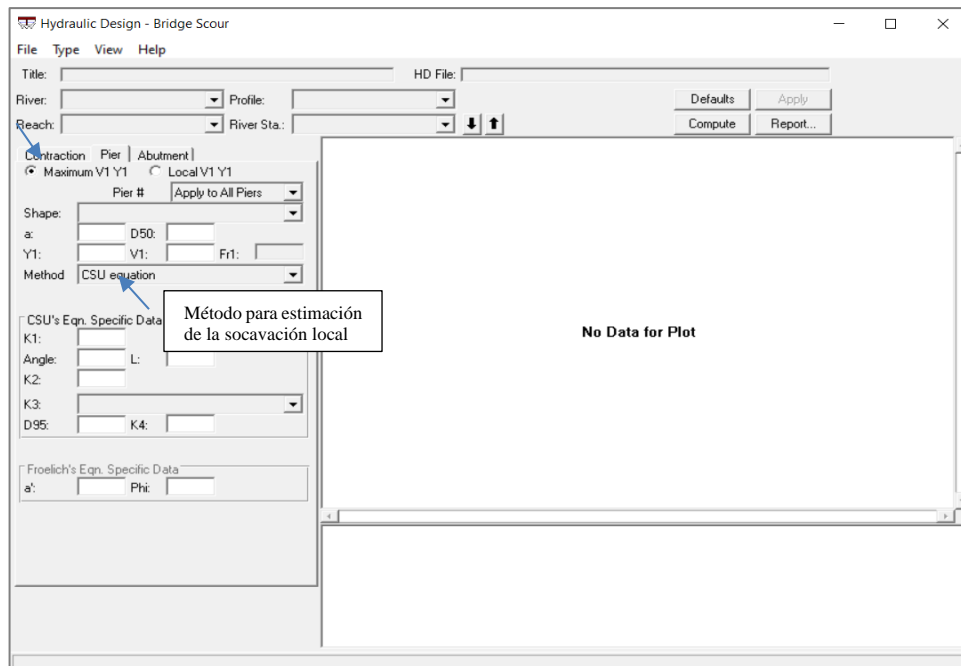


Figura 13. Selección de método de cálculo de socavación. Fuente: Elaboración propia.

- Indicar la forma del pilar *Shape* y el ángulo de ataque del flujo.
- Los coeficientes K_1 , K_2 , K_3 , K_4 se ingresan automáticamente al indicar el ángulo de ataque, las dimensiones del pilar “a” y “L” y los valores referentes al diámetro medio (D_{50}) y D_{95} del suelo en milímetros.
- Finalmente seleccionar el botón *Apply* y luego *Compute* para calcular la profundidad de socavación, las variables mencionadas anteriormente son automáticamente ingresadas en la (Ecuación 6) por el programa.

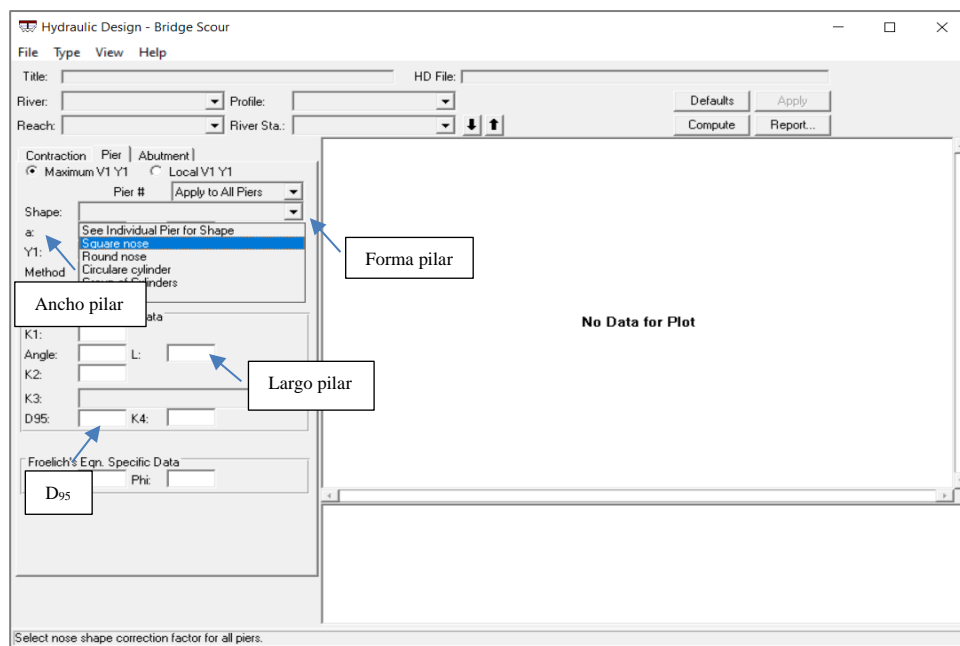


Figura 14. Ingreso de datos. Fuente: Elaboración propia.

3) Resultados

- La profundidad de socavación en los pilares se representará tanto numérica como gráficamente.
- Con el botón *Report* se obtiene el resumen ordenado de todos los datos de ingreso y los resultados.

2.4.6 Propuesta de protección

Según lo mencionado por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (p.169), la solución más común y efectiva empleada tiempo atrás en muchos países para la protección de los pilares de puentes frente a la erosión, es la colocación de mantos de escollera.

Consiste en el acomodo en forma de manto alrededor de los pilares, de material pétreo proveniente de lugares de préstamo o excavaciones insitu en roca, de canteras o ríos, formando capas bien graduadas y con la mínima cantidad de vacíos. Serán adecuadas para conformar el manto de escollera las rocas que presenten las siguientes características: alta resistencia a la tracción, sin alteraciones apreciables, compactas y estables químicamente ante la acción de posibles agentes externos, tales como el agua. Estos elementos son colocados sin algún tipo de ligante, por lo que su estabilidad se debe a su peso propio.

Dentro de las ventajas, se tiene que es una medida de protección eficaz y versátil, debido a que, al ser una estructura flexible permite que, ante los descensos generados en el lecho del río debido a la socavación, no generen fallo en el manto, haciendo que este solo descienda y se vaya adaptando a partir del reacomodo de sus elementos a la nueva forma del terreno.

En esta investigación se describirán las recomendaciones para su diseño.

CAPÍTULO III. RESULTADOS

3.1 Topografía y puente

3.1.1 Área de estudio

El área de estudio se encuentra ubicado en la costa norte del Perú, exactamente en el departamento de La Libertad, limita por el norte con el departamento de Lambayeque y Cajamarca; por el sur con Áncash, por el este con el departamento de San Martín, y por el oeste con el Océano Pacífico. Exactamente, el puente Moche se encuentra ubicado en una de las vías más importantes: la carretera Panamericana Norte (Ruta Nacional PE-1N), sobre el transcurso del río Moche, en el distrito de Moche, ubicado en la provincia de La Libertad (ver anexo n.º6).

Tabla 3

Límites territoriales área de estudio

Límites territoriales	
Norte	Distrito Trujillo, provincia Ascope, departamento Lambayeque y Cajamarca.
Este	Distrito Laredo, provincia Otuzco y Julcán, departamento San Martín.
Sur	Distrito Salaverry, provincia Virú, departamento Áncash.
Oeste	Distrito Víctor Larco Herrera y el Océano Pacífico.

Fuente: Elaboración propia

3.1.2 Topografía

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (p.88), la longitud de levantamiento topográfico mínima requerida tanto aguas arriba como aguas abajo del eje del puente debe ser de 150 m; es por ello que para el presente estudio se realizó el procesamiento de la data topográfica la cual abarca una longitud mayor a lo

requerido equivalente a 617.5 m, esto con la finalidad de obtener mayor precisión en la información obtenida. Se generó la superficie del terreno para ser seccionada cada 15 m para su futura importación en el HEC-RAS.

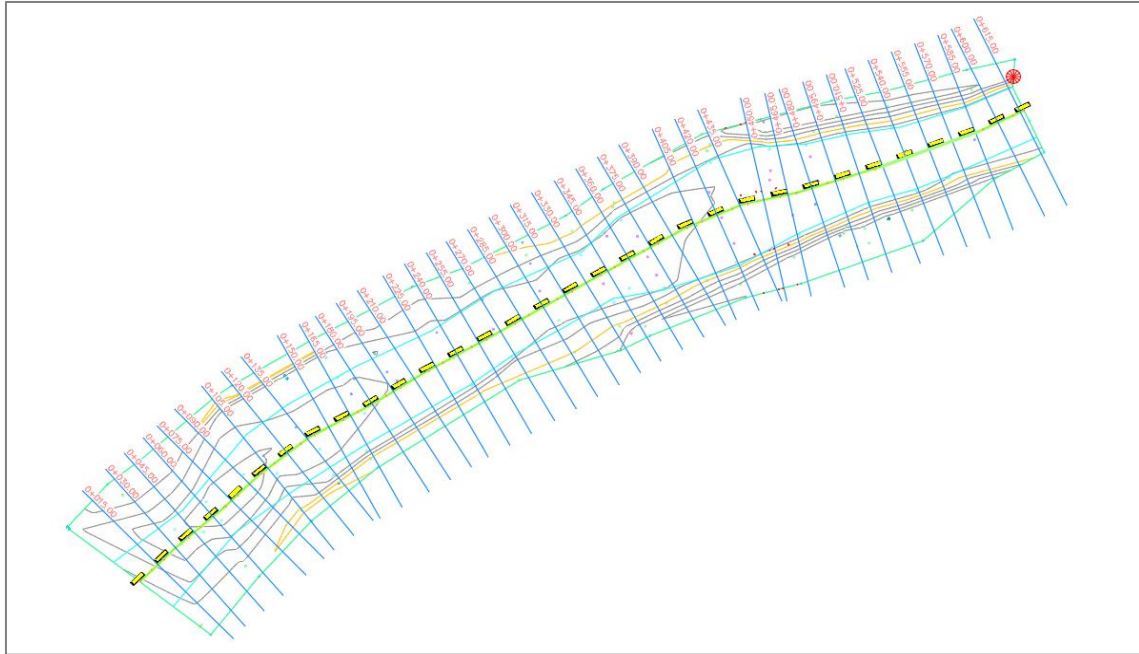


Figura 15. Terreno río Moche seccionado cada 15 m. Fuente: Elaboración propia.

De igual manera, se generó el perfil longitudinal a partir del alineamiento horizontal, y se estimó la pendiente media del terreno mediante el método de Taylor y Schawrz:

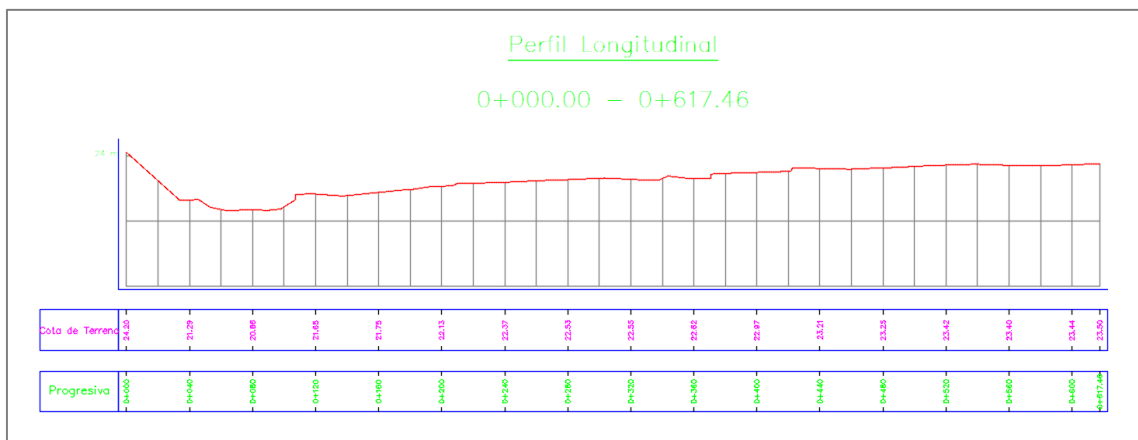


Figura 16. Perfil longitudinal del terreno del río Moche. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4

Método de Taylor y Schawrz para la estimación de pendiente media

Método de Taylor y Schawrz							
Tramo	Progresiva	L (m)	Cota (m)	Desnivel (m)	Sn	\sqrt{Sn}	$1/\sqrt{Sn}$
-	Km 0+000	0.00	24.20	-	-	-	-
1	Km 0+040	40.00	21.29	2.91	0.0728	0.27	3.71
2	Km 0+080	40.00	20.66	0.63	0.0158	0.13	7.97
3	Km 0+120	40.00	21.65	0.99	0.0248	0.16	6.36
4	Km 0+160	40.00	21.75	0.10	0.0025	0.05	20.00
5	Km 0+200	40.00	22.13	0.38	0.0095	0.10	10.26
6	Km 0+240	40.00	22.37	0.24	0.0060	0.08	12.91
7	Km 0+280	40.00	22.53	0.16	0.0040	0.06	15.81
8	Km 0+320	40.00	22.55	0.02	0.0005	0.02	44.72
9	Km 0+360	40.00	22.62	0.07	0.0018	0.04	23.90
10	Km 0+400	40.00	22.97	0.35	0.0087	0.09	10.69
11	Km 0+440	40.00	23.21	0.24	0.0060	0.08	12.91
12	Km 0+480	40.00	23.25	0.04	0.0010	0.03	31.62
13	Km 0+520	40.00	23.42	0.17	0.0043	0.07	15.34
14	Km 0+560	40.00	23.40	0.02	0.0005	0.02	44.72
15	Km 0+600	40.00	23.44	0.04	0.0010	0.03	31.62
							292.55

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5

Pendiente media longitudinal

Pendiente media	
S	0.0026
S (%)	0.26%

Fuente: Elaboración propia

3.1.3 Puente

3.1.3.1 Datos técnicos

El puente Moche (1951) posee una longitud total de 105.3 m y un ancho de 9 m.

Está compuesto por 2 estribos ubicados en cada extremo y un total de 8 pilares

que transfieren al terreno la carga restante (ver anexo n.º7).



Figura 17. Puente Moche (1951). Fuente: Elaboración propia.

Se encuentra ubicado entre las siguientes coordenadas geográficas:

Tabla 6

Coordenadas geográficas puente Moche

Coordenadas			
	Latitud	Longitud	Cota
Inicio	8° 8'36.73"S	79° 0'46.11"O	28.94 m.s.n.m.
Fin	8° 8'33.35"S	79° 0'46.72"O	

Fuente: Elaboración propia

Las características y dimensiones del puente necesarias para el desarrollo de esta investigación, fueron extraídas de los planos solicitados a Provias Nacional (ver anexo n.º8 y n.º9). A continuación, se muestra parte de la información resumida:

Tabla 7

Datos técnicos puente Moche (1951)

Datos técnicos Puente Moche (1951)	
Sentido	Lima → Trujillo
Kilometraje	557+300
Losa	
Longitud total	105.30 m
Luz	90.00 m
Ancho total	9.00 m
Espesor	0.18 m
Pilares	
N.º pilares	8
Dimensiones pilar	2.5 x 0.6 m
Longitud pilar	11.175 m
Cimentación	
Tipo	Caisson
Profundidad	5.40 m

Fuente: Elaboración propia

3.1.3.2 Ubicación del puente en el terreno

La progresiva en la cual se encuentra ubicado el puente Moche en el terreno, necesaria para ubicarlo en el HEC-RAS, se obtuvo a partir de su posicionamiento sobre el alineamiento horizontal.

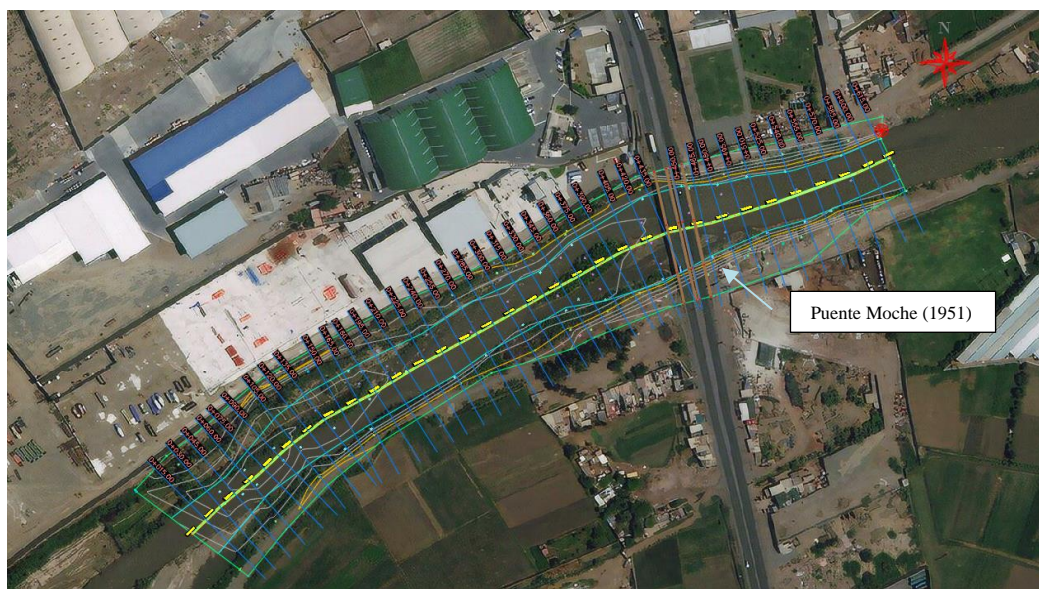


Figura 18. Ubicación puente Moche sobre terreno. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 8

Progresiva puente Moche sobre el terreno

Progresiva puente Moche

Km 0+454.097

Fuente: Elaboración propia

3.2 Caracterización del suelo de fundación

3.2.1 Análisis Granulométrico

Mediante el Análisis Granulométrico del suelo por tamizado se determinó la distribución y tamaño de las partículas de las muestras provenientes de ambas calicatas. El análisis completo de este ensayo se encuentra en los anexos n.º10 y n.º11.

A continuación, se presentan los porcentajes pasantes obtenidos de cada muestra, y las curvas granulométricas graficadas a partir de estos datos (figura 19):

Tabla 9

Análisis granulométrico de muestras C-1 y C-2

Análisis Granulométrico de Suelos por Tamizado (MTC E 107)

Malla N.º	Abertura (mm)	% Que pasa	
		C-1	C-2
3"	75.000	100.00	100.00
2"	50.800	100.00	100.00
1 1/2"	38.100	100.00	100.00
1"	25.400	100.00	100.00
3/4"	19.000	100.00	100.00
3/8"	9.500	96.31	96.68
Nº4	4.760	90.12	89.83
Nº 10	2.000	82.32	80.10
Nº 20	0.840	75.40	73.24
Nº 40	0.425	66.27	53.00
Nº 60	0.260	43.63	24.42
Nº 100	0.149	13.84	10.19
Nº 200	0.075	4.23	4.33
< Nº 200	0	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia

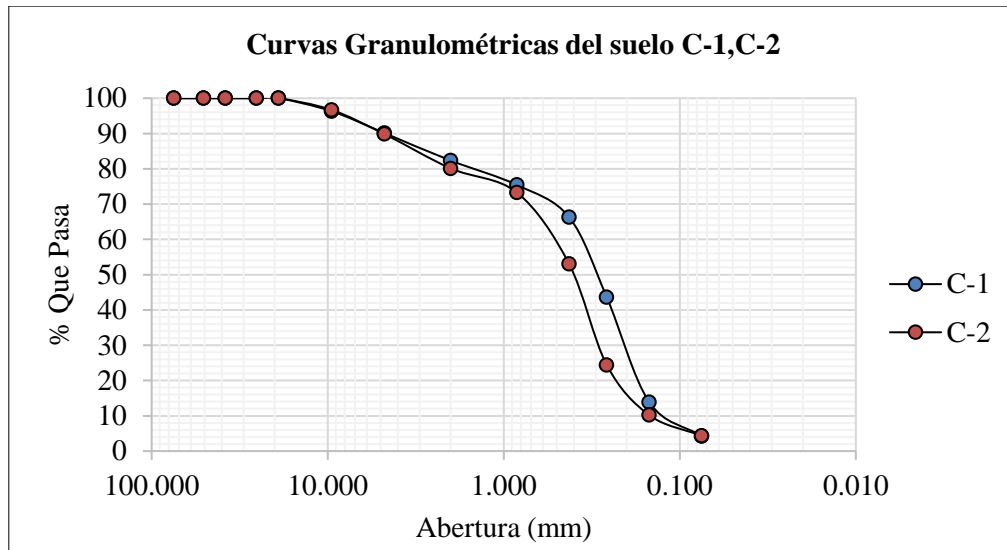


Figura 19. Curvas granulométricas del suelo muestras C-1 y C-2. Fuente: Elaboración propia.

El tipo de suelo, se determinó según lo establecido por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) (ver anexo n.º12), para lo cual fue necesario determinar características del suelo tales como: el Coeficiente de Uniformidad (C_u) y el Coeficiente de Curvatura (C_c), a partir de la previa interpolación entre el tamaño de la malla y el porcentaje pasante para la obtención de los diámetros requeridos (ver anexo n.º13).

Tabla 10

Clasificación SUCS del suelo muestras C-1 y C-2

Clasificación SUCS del suelo		
Características	Calicatas	
	C-1	C-2
% que pasa malla n.º4	90.12	89.83
% que pasa malla n.º200	4.23	4.33
Diámetros	D ₁₀ (mm)	0.119
	D ₃₀ (mm)	0.209
	D ₆₀ (mm)	0.379
Coefficiente de Curvatura (C _c)	0.97	1.02
Coefficiente de Uniformidad (C _u)	3.18	3.88
Clasificación SUCS	Arena mal graduada (SP)	Arena mal graduada (SP)

Fuente: Elaboración propia

Los diámetros D₅₀ y D₉₅ necesarios para la estimación de la socavación local en los pilares, fueron calculados de igual manera mediante interpolación (anexo n.º13). Posteriormente, los resultados obtenidos fueron promediados tal como se observa en la siguiente tabla:

Tabla 11

Diámetros requeridos promedio

Diámetros requeridos promedio				
Calicata	D ₅₀ (mm)	Promedio (mm)	D ₉₅ (mm)	Promedio (mm)
C - 1	0.306	0.357	8.497	8.417
C - 2	0.408		8.337	

Fuente: Elaboración propia

3.2.2 Gravedad Específica

Se determinó la gravedad específica del suelo según lo especificado por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje para el estudio de la socavación local.

Tabla 12

Gravedad específica promedio

Gravedad específica de los sólidos del suelo		
Calicata	Gt	Promedio
C - 1	2.667	2.67
C - 2	2.674	

Fuente: Elaboración propia

En el anexo n.º14 y n.º15 se muestran los datos que fueron necesarios para determinar la gravedad específica de los sólidos del suelo.

3.3 Estudio hidrológico

De la base de datos de caudales máximos de los años (1950 – 2019) ubicada en el anexo n.º5, se filtraron los caudales máximos anuales de los últimos 25 años (1995 – 2019), siendo estos los que se ingresaron al programa Hidroesta 2.

Tabla 13

Caudales máximos anuales

N.º Año	Año	Q _{máx} Anual (m ³ /s)
1	1995	8.64
2	1996	17.07
3	1997	21.87
4	1998	182.77
5	1999	38.72
6	2000	24.55
7	2001	41.02
8	2002	26.73
9	2003	12.75
10	2004	14.03
11	2005	10.98
12	2006	14.85
13	2007	16.89
14	2008	20.72
15	2009	24.47
16	2010	16.49
17	2011	14.68
18	2012	19.01
19	2013	18.65
20	2014	21.32
21	2015	40.14
22	2016	12.50
23	2017	30.26
24	2018	11.61
25	2019	22.87

Fuente: Elaboración propia

Luego de ingresar la data, y determinar las distribuciones probabilísticas a las cuales se ajustaba la serie de datos (ver anexos n.º16 y n.º17), se estimaron los caudales máximos para los periodos de retorno especificados según la normativa. Se seleccionó el caudal máximo obtenido de la distribución probabilística que tuviese mejor ajuste, es decir, aquella que presente mayor proximidad a la línea de tendencia y la que presentase un

delta teórico mucho menor que el delta tabular, con respecto a las demás distribuciones (ver anexo n.º18).

Tabla 14

Caudales máximos obtenidos mediante distribuciones probabilísticas

Tr (Años)	Caudales máximos (m ³ /s)			Q _{máx} (m ³ /s)
	Distribuciones probabilísticas			
	Log Normal 2 parámetros	Gumbel	LogGumbel	
2	21.00	23.97	19.10	19.10
5	33.40	42.11	31.77	31.77
10	42.57	54.13	44.50	44.50
20	52.02	65.65	61.47	61.47
50	65.19	80.56	93.39	93.39
100	75.76	91.74	127.77	127.77
500	102.70	117.57	263.61	263.61

Fuente: Elaboración propia

Para la ejecución de la simulación hidráulica y la estimación de la socavación local en los pilares, se seleccionó el caudal máximo para un periodo de retorno de 500 años:

Tabla 15

Caudal máximo para cálculo de socavación local en pilares

Q _{máx} para cálculo de socavación (m ³ /s)		
Distribución Log Gumbel	Tr 500	263.61

Fuente: Elaboración propia

3.4 Simulación hidráulica mediante el software HEC-RAS

Habiendo obtenido previamente toda la información referente a la topografía del terreno, datos técnicos del puente y el caudal máximo; fue necesario calcular los coeficientes de rugosidad de Manning de los márgenes del río para también poder ser ingresados en el programa.

- **Coefficiente de rugosidad de Manning**

Mediante el método de Cowan se determinó el coeficiente de rugosidad para el margen central, es decir, el cauce del río, de igual manera para las llanuras de inundación las cuales involucran el margen derecho e izquierdo del río.

Tabla 16

Coefficientes de rugosidad de Manning en márgenes del río Moche

Margen	Condiciones		Valores		Coefficiente de Rugosidad
Central (cauce)	Material involucrado	Grava Fina	n_0	0.024	0.089
	Grado de irregularidad	Moderado	n_1	0.010	
	Variaciones ST	Frecuentemente	n_2	0.010	
	Obstrucciones	Apreciable	n_3	0.025	
	Vegetación	Media	n_4	0.020	
Derecho	Meandro	Menor	m_5	1.000	0.050
	Vegetación	Alta	-	0.050	
Izquierdo	Vegetación	Alta	-	0.050	0.050

Fuente: Elaboración propia

Para iniciar con la simulación hidráulica, se importó la geometría del terreno del AutoCAD Civil 3D, en la cual se encuentra el esquema del río Moche representado por su eje central y su seccionamiento. De igual manera, se ingresó el puente en el terreno:

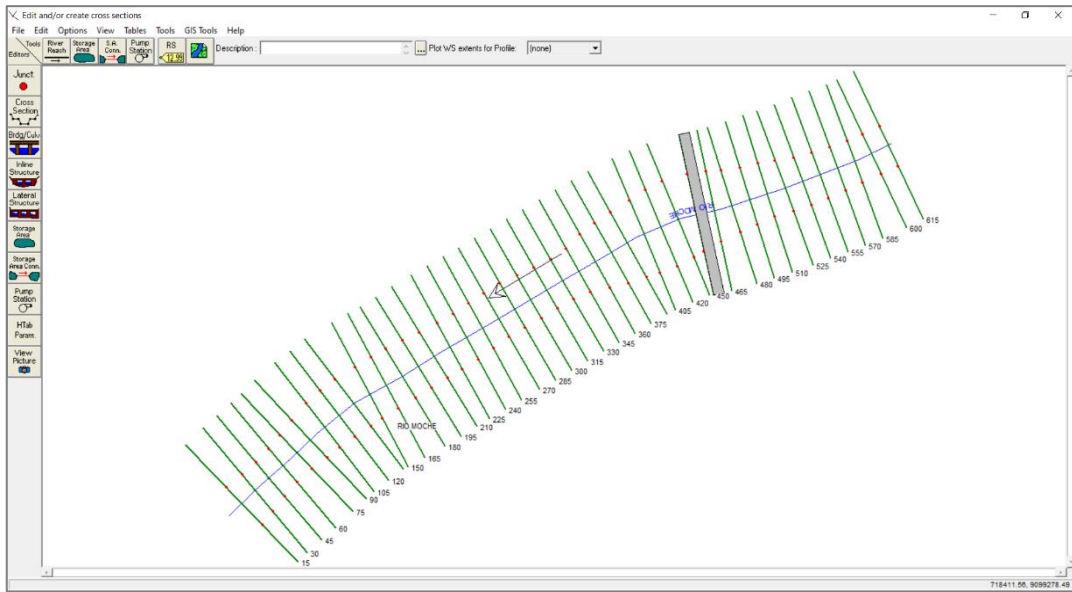


Figura 20. Terreno y puente Moche ingresado en HEC-RAS. Fuente: Elaboración propia.

Luego de ello, y de haber ingresado las condiciones de contorno como la pendiente media, los coeficientes de rugosidad de Manning y el caudal máximo para un periodo de retorno de 500 años, se ejecutó la simulación.

Entre los resultados obtenidos se encuentran: la vista 3D del río, el perfil del flujo, las vistas y tablas de las características del flujo en cada sección transversal formadas a partir del alineamiento horizontal (ver anexo n.º19 y n.º20).

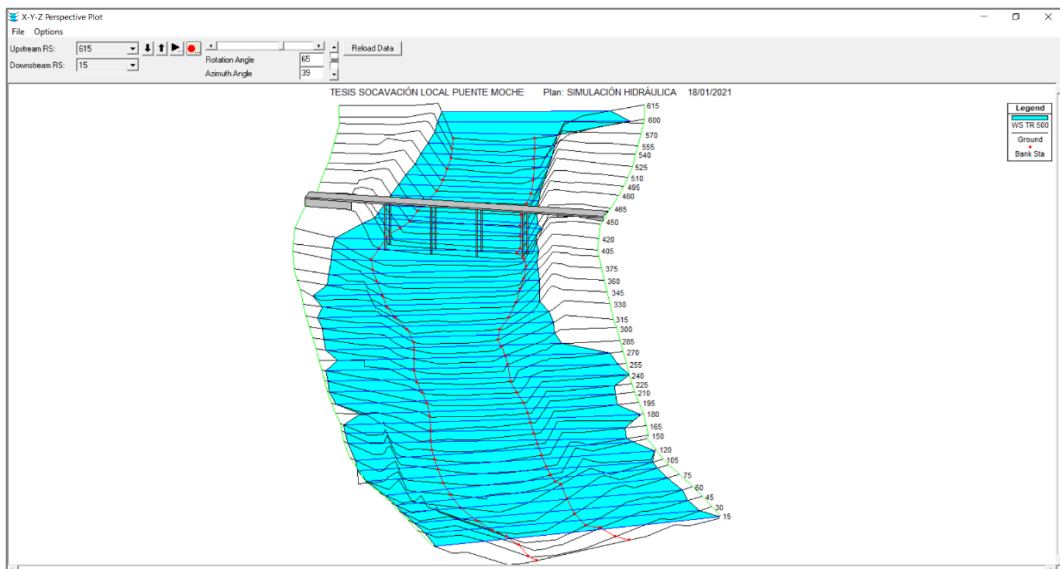


Figura 21. Gráfico 3d río Moche para un Tr de 500 años. Fuente: Elaboración propia.

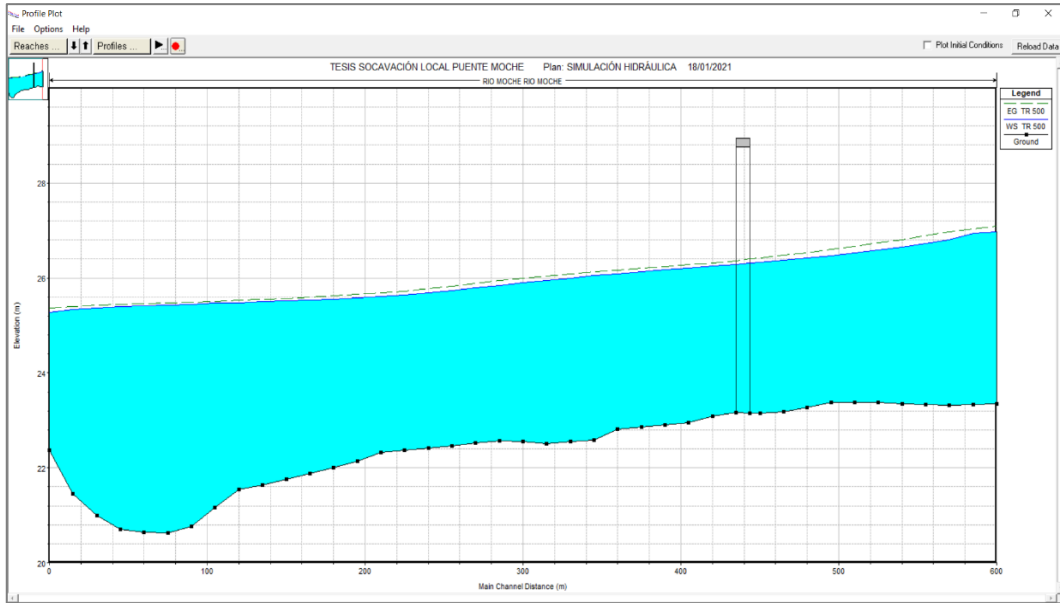


Figura 22. Perfil del flujo río Moche para un Tr 500 años. Fuente: Elaboración propia.

Siendo para esta investigación los resultados obtenidos de la siguiente sección aguas arriba del puente, la sección 465, los de mayor influencia para la estimación de la socavación en el mismo programa:

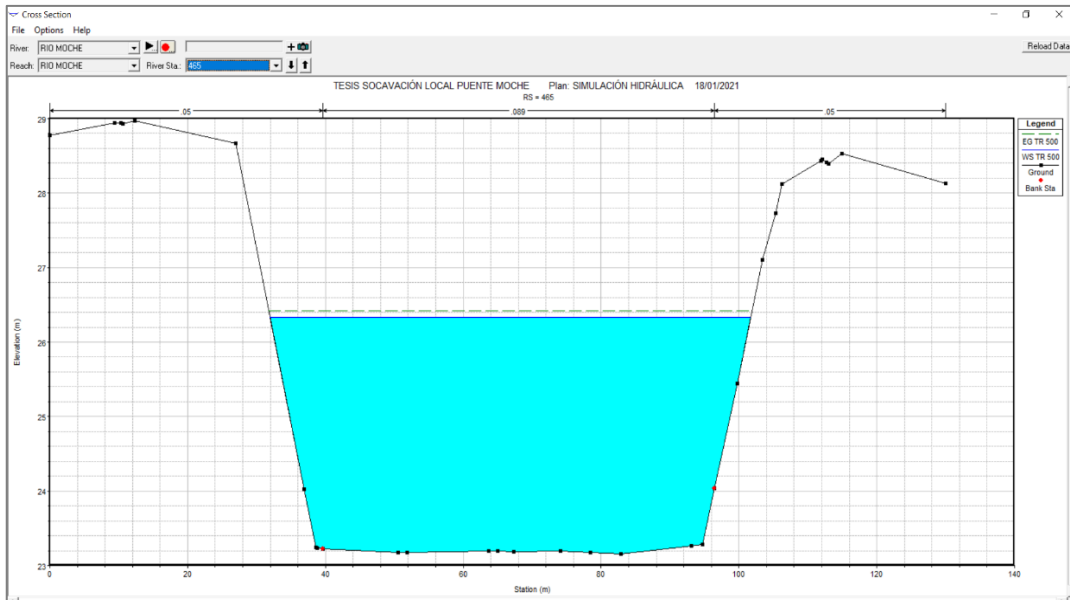


Figura 23. Gráfico sección 465 río Moche para un Tr de 500 años. Fuente: Elaboración propia.

Plan: SH RIO MOCHE RIO MOCHE RS: 465 Profile: TR 500					
E.G. Elev (m)	26.42	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.09	Wt. n-Val.	0.050	0.089	0.050
W.S. Elev (m)	26.33	Reach Len. (m)	6.40	6.40	6.40
Crit W.S. (m)	24.49	Flow Area (m ²)	13.54	177.34	6.08
E.G. Slope (m/m)	0.003082	Area (m ²)	13.54	177.34	6.08
Q Total (m ³ /s)	263.61	Flow (m ³ /s)	20.73	235.86	7.02
Top Width (m)	69.74	Top Width (m)	7.68	56.81	5.25
Vel Total (m/s)	1.34	Avg. Vel. (m/s)	1.53	1.33	1.15
Max Chl Dpth (m)	3.18	Hydr. Depth (m)	1.76	3.12	1.16
Conv. Total (m ³ /s)	4748.2	Conv. (m ³ /s)	373.4	4248.3	126.4
Length Wtd. (m)	6.40	Wetted Per. (m)	8.36	56.97	5.73
Min Ch El (m)	23.16	Shear (N/m ²)	48.94	94.10	32.07
Alpha	1.01	Stream Power (N/m s)	6224.12	0.00	0.00
Fictn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m ³)	12.96	69.14	23.31
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m ²)	13.17	20.51	15.48

Figura 24. Resultados de las características hidráulicas de la sección 465 aguas arriba del puente Moche. Fuente: Elaboración propia.

3.5 Socavación local en pilares

Se estimó la profundidad de socavación local producida en los pilares del puente Moche mediante la herramienta Hydraulic Design – Bridge Scour ubicada en el programa HEC-RAS, mediante el método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU).

Para ello, se ingresaron características requeridas por el programa tales como: la forma de la nariz del pilar, dimensiones como el ancho “a” y largo “L” del pilar, el diámetro medio (D₅₀) y el D₉₅ en milímetros del suelo, y el ángulo de ataque “Angle”, con la finalidad de que el programa calcule automáticamente los factores K₁, K₂, K₃ y K₄.

A partir de esta información y los valores referentes a la velocidad y el tirante, obtenidos en la previa simulación hidráulica del río, se estimó la profundidad de socavación local máxima y por cada pilar.

En la tabla 17, se presenta el resumen de los valores de entrada necesarios para la estimación de la profundidad de socavación local máxima de los pilares y el valor estimado.

Tabla 17

Resultado socavación local máxima en pilares por método de la CSU

Pier Scour	
All piers have the same scour depth	
Input Data	
Pier Shape	Square Nose
Pier Width (m)	0.60
Grain Size D50 (mm)	0.36
Depth Upstream (m)	3.18
Velocity Upstream (m/s)	1.53
K1 Nose Shape	1.00
Pier Angle	6.00
Pier Length (m)	2.50
K2 Angle Coef	1.26
K3 Bed Cond Coef	1.10
Grain Size D95 (mm)	8.42
K4 Armouring Coef	1.00
Results	
Scour Depth Y_s (m)	1.71
Froude #	0.27
Equation	CSU equation

Fuente: Elaboración propia

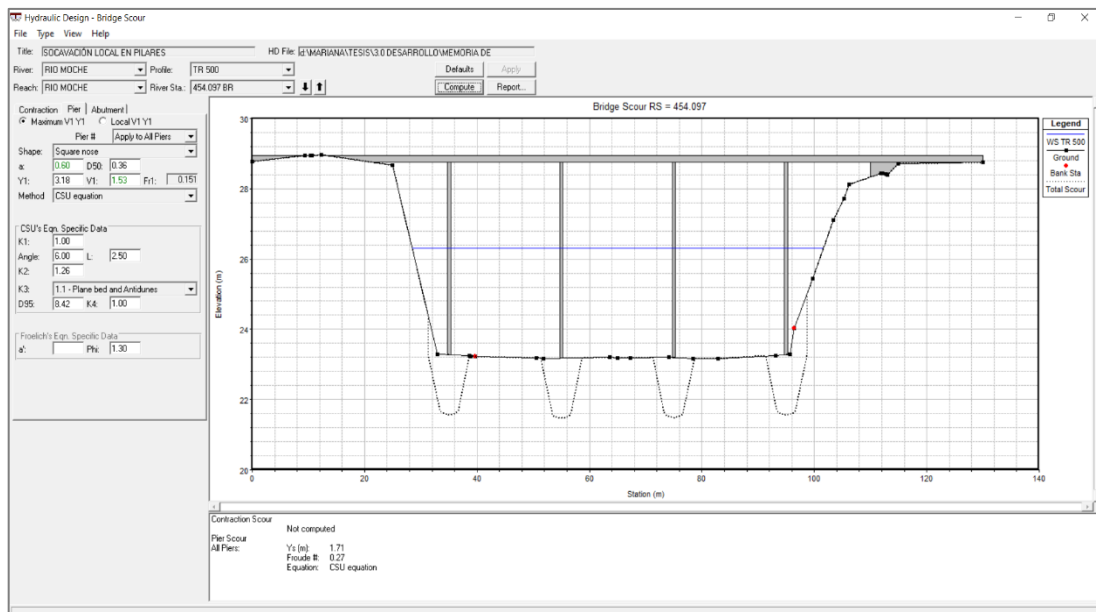


Figura 25. Representación gráfica socavación local máxima en pilares del puente Moche. Fuente: Elaboración propia.

En las siguientes tablas y en la figura 26, se observa los valores de la profundidad de socavación local hallados por cada pilar. Para lo cual, al momento de seleccionar la opción de cálculo en el HEC-RAS, el programa automáticamente ingresó los valores referentes a la velocidad y la profundidad de tirante ubicadas en el eje de cada pilar en la sección aguas arriba inmediata al puente:

Tabla 18

Resultados socavación local en pilar n.º1 por método de la CSU

Pier Scour	
Pier #1 (CL = 35)	
Input Data	
Pier Shape	Square Nose
Pier Width (m)	0.60
Grain Size D50 (mm)	0.36
Depth Upstream (m)	3.05
Velocity Upstream (m/s)	1.53
K1 Nose Shape	1.00
Pier Angle	6.00
Pier Length (m)	2.50
K2 Angle Coef	1.26
K3 Bed Cond Coef	1.10
Grain Size D95 (mm)	8.42
K4 Armouring Coef	1.00
Results	
Scour Depth Ys (m)	1.70
Froude #	0.28
Equation	CSU equation

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19

*Resultados socavación local en pilar n.º2 por
método de la CSU*

Pier Scour	
Pier #2 (CL = 55)	
Input Data	
Pier Shape	Square Nose
Pier Width (m)	0.60
Grain Size D50 (mm)	0.36
Depth Upstream (m)	3.15
Velocity Upstream (m/s)	1.33
K1 Nose Shape	1.00
Pier Angle	6.00
Pier Length (m)	2.50
K2 Angle Coef	1.26
K3 Bed Cond Coef	1.10
Grain Size D95 (mm)	8.42
K4 Armouring Coef	1.00
Results	
Scour Depth Ys (m)	1.61
Froude #	0.24
Equation	CSU equation

Fuente: Elaboración propia

Tabla 20

*Resultados socavación local en pilar n.º3 por
método de la CSU*

Pier Scour	
Pier #3 (CL = 75)	
Input Data	
Pier Shape	Square Nose
Pier Width (m)	0.60
Grain Size D50 (mm)	0.36
Depth Upstream (m)	3.14
Velocity Upstream (m/s)	1.33
K1 Nose Shape	1.00
Pier Angle	6.00
Pier Length (m)	2.50
K2 Angle Coef	1.26
K3 Bed Cond Coef	1.10
Grain Size D95 (mm)	8.42
K4 Armouring Coef	1.00
Results	
Scour Depth Ys (m)	1.61
Froude #	0.24
Equation	CSU equation

Fuente: Elaboración propia

Tabla 21

Resultados socavación local en pilar n.º4 por método de la CSU

Pier Scour	
Pier #4 (CL = 95)	
Input Data	
Pier Shape	Square Nose
Pier Width (m)	0.60
Grain Size D50 (mm)	0.36
Depth Upstream (m)	3.06
Velocity Upstream (m/s)	1.33
K1 Nose Shape	1.00
Pier Angle	6.00
Pier Length (m)	2.50
K2 Angle Coef	1.26
K3 Bed Cond Coef	1.10
Grain Size D95 (mm)	8.42
K4 Armouring Coef	1.00
Results	
Scour Depth Ys (m)	1.60
Froude #	0.24
Equation	CSU equation

Fuente: Elaboración propia

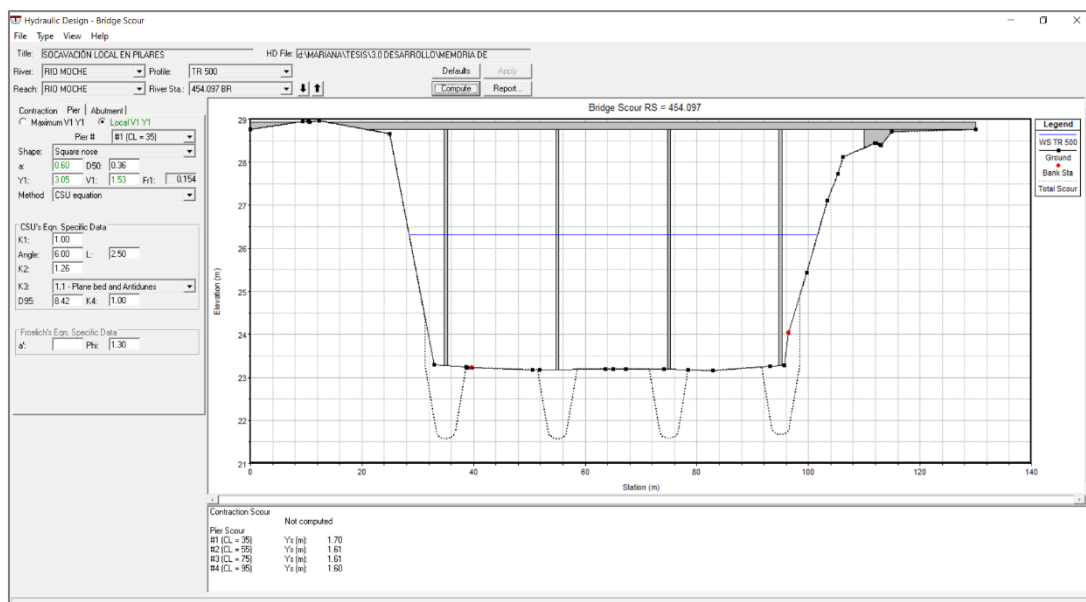


Figura 26. Representación gráfica socavación local por cada pilar del puente Moche. Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 22, se observa el resumen de los resultados referentes a la profundidad de socavación local máxima hallada por todos los pilares, y la profundidad de socavación local hallada por cada pilar (ver figura 27).

Tabla 22

Resumen resultados socavación local máxima y por pilar

Socavación local en pilares		
	Máxima	Por pilar
Profundidad de socavación (m)	1.71 m	#1 1.70 m
		#2 1.61 m
		#3 1.61 m
		#4 1.60 m

Fuente: Elaboración propia

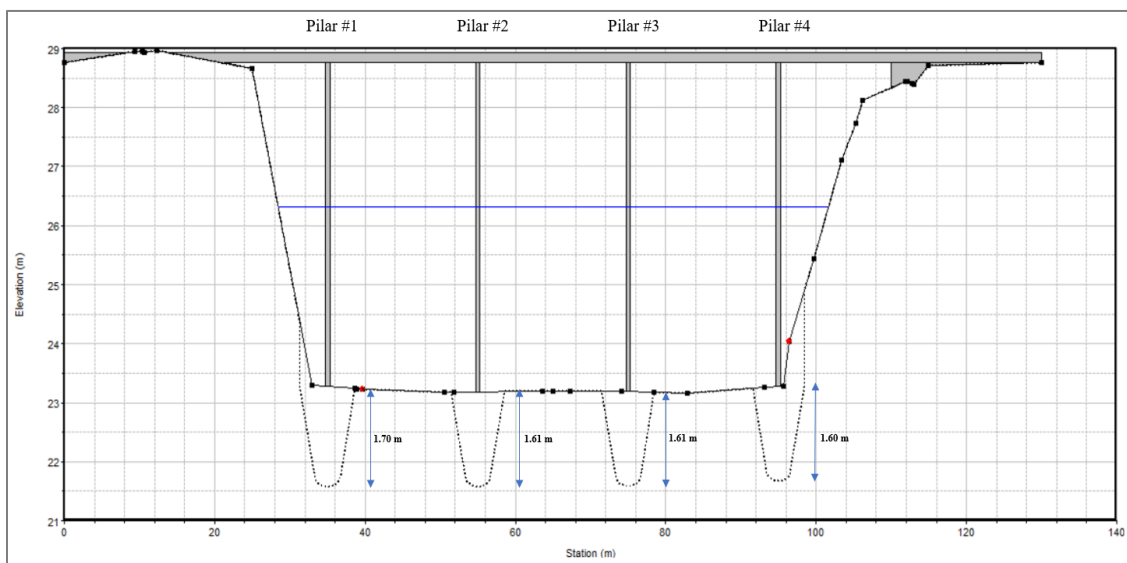


Figura 27. Ubicación de pilares y representación gráfica profundidad de socavación local. Fuente: Elaboración propia.

3.6 Propuesta de protección

Las recomendaciones para el diseño del manto de escollera como medida de protección son:

a) Cota

Se recomienda colocar el manto de escollera al nivel de la cota del lecho del río durante avenidas, es decir, a la profundidad habitual existente durante las épocas de crecida máxima del río. La parte superior del manto debe coincidir con la superficie del nivel del lecho del cauce.

b) Planta

La dimensión en planta del manto hace referencia a su anchura, la cual está entendida por la distancia desde el borde de la protección hasta el contorno del apoyo del puente.

Este elemento de protección puede ir colocado de dos formas: la primera cubriendo todo el perímetro del pilar o solamente en el extremo aguas arriba de este.

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, el ancho de la escollera se deberá extender al menos 2.5 veces el ancho del pilar, medido desde su cara externa formando una aureola a su alrededor.

c) Tamaño de fragmento de roca

El tamaño de los elementos o fragmentos de roca que componen la escollera debe ser tal, que la corriente sea incapaz de generar su arrastre.

Para realizar el dimensionamiento del diámetro de roca a emplear, se recomienda considerar los métodos descritos en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (p.170), el cual propone el método de Maza Alvarez y el método del HEC-18.

d) Espesor

Está comprobado que la efectividad de la protección del manto de escollera (su resistencia al arrastre bajo el flujo de la corriente) depende en gran parte del espesor o grosor que esté presente. Es por ello que se recomienda como criterio práctico que

deba contar con un mínimo de dos capas.

e) Filtro

Si existe gran diferencia entre la granulometría del material de la escollera y el material del fondo del lecho, este último puede ascender entre los espacios vacíos existentes del primero. De esta forma los elementos de la escollera verían minada su base y descenderían a profundidades, dejando al descubierto los pilares a los cuales protegen frente a la socavación. Es por ello que se sugiere la colocación de un filtro entre el manto de escollera y el lecho del río, con el fin de que este impida la migración y/o pérdida de material del fondo.

Estos pueden ser filtros granulares o sintéticos (telas plásticas, geotextiles).

CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

4.1 Discusión

Para la presente investigación fue necesario realizar el procesamiento de la data topográfica del terreno del río Moche, la cual abarca una longitud total de 617.5 m, sobrepasando la distancia de levantamiento mínima de 150 m tanto aguas arriba como aguas abajo del eje del puente, recomendada según normativa para el estudio. Al obtener la superficie requerida, mediante el método de Taylor y Schawrz se determinó que el terreno presenta una pendiente media longitudinal de 0.26%, relacionada a una orografía plana, al presentar una pendiente menor a 3%. En el AutoCAD Civil 3D se optó por seccionar al terreno cada 15 m con la finalidad de que al momento de importar el terreno en el HEC-RAS y se ejecute la simulación, no se presenten cambios notorios en las velocidades obtenidas en cada sección transversal.

Para la caracterización del suelo se realizaron los ensayos de análisis granulométrico por tamizado y el de gravedad específica para ambas muestras. Se clasificó al suelo mediante SUCS como una Arena Mal Graduada (SP), al observar que más del 50% del material representativo por cada muestra pasa la malla n°4, es decir, hace referencia a un suelo compuesto principalmente por arenas, y con una graduación no uniforme al observar que no se cumple simultáneamente las condiciones requeridas para ser clasificado como un suelo bien graduado: $C_u > 6$ C_c y un C_c con un valor entre 1 y 3. Se obtuvieron los diámetros promedio requeridos D_{50} y D_{95} mediante interpolación entre los porcentajes pasantes y el diámetro de las mallas, siendo estos fundamentales para el cálculo de la socavación local. Mediante el ensayo de gravedad específica se obtuvo un valor promedio de ambas muestras equivalente a 2.67, al ser esta una característica requerida por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.

A partir del estudio hidrológico fue posible estimar el caudal máximo para un periodo de retorno de 500 años, siendo este el periodo especificado en la normativa para la estimación de la socavación local en los pilares del puente. En el programa Hydroesta 2, mediante la aplicación de las distribuciones probabilísticas a las cuales se ajustaba los datos, tales como: Log Normal 2 parámetros, Gumbel y LogGumbel; se estimaron los caudales máximos para periodos de retorno de: 2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años según lo especificado por el MTC. Para la selección de la distribución que presentaba mejor ajuste entre todas, se observó mediante la prueba de bondad de Smirnov-Kolmogorov que la distribución de LogGumbel a partir de la cual se estimó un caudal de $263.61 \text{ m}^3/\text{s}$, presentaba mejor aproximación a la serie de datos con respecto a las demás, al presentar el menor delta teórico con un valor de 0.058 inferior al delta tabular de 0.2720.

Para poder estimar la profundidad de la socavación local en los pilares del puente Moche, fue necesario haber ejecutado previamente la simulación hidráulica del flujo en HEC-RAS. Para ello, se ingresó toda la información ya obtenida como: el terreno del río Moche seccionado, la pendiente media longitudinal, el puente y el caudal máximo para un periodo de retorno de 500 años.

Considerando al terreno como un canal abierto natural, se determinaron e ingresaron al programa los coeficientes de rugosidad de Manning para los márgenes del río obtenidos mediante el método de Cowan con valores de: 0.089 para el margen central y de 0.050 para los márgenes de llanura de inundación.

Se simuló al flujo para un régimen subcrítico considerando la geometría del terreno y su pendiente poco significativa; obteniendo los gráficos referentes al terreno en planta, el gráfico en 3d y el perfil del flujo. De igual manera, se obtuvieron resultados de las características del flujo en cada sección transversal, siendo los referentes a la velocidad

del flujo y el tirante hidráulico hallados en la sección 465 aguas arriba del puente los necesarios para la estimación de la socavación local.

Se determinó una profundidad de socavación local máxima alrededor de todos los pilares de 1.71 m, mediante el método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU) en HEC-RAS; para lo cual el programa consideró para su estimación, la velocidad y tirante máximos de la siguiente sección aguas arriba del puente ($S = 465$). De igual manera, se estimaron las profundidades de socavación por cada pilar.

A partir de los resultados de la socavación obtenidos, la presente investigación presenta las recomendaciones para el diseño de un manto de escollera como medida de protección para los pilares, el cual puede ser considerado como una alternativa a desarrollar y diseñar de manera compleja, con el fin de reducir el impacto de la socavación en el puente de estudio u otros.

4.2 Conclusiones

- Mediante la simulación hidráulica en HEC-RAS, fue posible analizar el grado de la socavación local en los pilares del puente Moche.
- Mediante el procesamiento de la data topográfica fue posible obtener la superficie del terreno, la cual presenta una pendiente característica de una zona con relieve plano como es la costa, de igual manera se logró realizar el seccionamiento del terreno del río Moche cada 15 m para el ingreso al HEC-RAS.
- A partir de la caracterización de las muestras, se observó que el suelo presente en el lecho del río Moche se encuentra conformado por una arena mal graduada (SP). Mediante el análisis también se obtuvieron parámetros necesarios para el cálculo de

la socavación como el D_{50} de 0.357 mm, el D_{95} igual a 8.417 mm y la gravedad específica con un valor de 2.67.

- Del estudio hidrológico se obtuvieron caudales máximos para diferentes periodos de retorno. Para la simulación con el fin de poder determinar la socavación, se seleccionó el caudal máximo para un tiempo de retorno de 500 años obtenido a partir de la distribución LogGumbel con un valor de $263.61 \text{ m}^3/\text{s}$, al ser esta, a la que mejor se ajustaba la serie de datos, y, por lo tanto, presentaba mayor confiabilidad con respecto a las demás.
- Ejecutada la simulación en el HEC-RAS, se obtuvieron valores del flujo como: la velocidad y la profundidad del tirante máximos con valores de 1.53 m/s y 3.18 m respectivamente, ubicados en la sección 465 aguas arriba del puente, siendo estos importantes para la estimación de la profundidad de socavación local en el mismo programa.
- Se estimó una profundidad de socavación local máxima para los pilares de 1.71 m, siendo este un valor considerable al ser aproximadamente la tercera parte de la longitud de la profundidad de la cimentación.
- Se sugiere tomar en cuenta las recomendaciones brindadas para el diseño del manto de escollera alrededor de los pilares como medida de protección para este puente, tales como: colocarlo al nivel del lecho del río, de igual manera se recomienda que el manto se extienda alrededor del pilar al menos 2.5 veces su ancho; emplear las fórmulas propuestas según normativa para la estimación del diámetro de roca por el cual estará compuesto y contar con un mínimo de dos capas; y deberá presentar un filtro ya sea sintético o granular para evitar la suspensión de las partículas del lecho del río.

- Adicionalmente a la estimación de la profundidad de socavación, mediante la presente investigación fue posible determinar variables necesarias para el diseño de otras estructuras de protección para el puente frente a este fenómeno para otras investigaciones, tales como: la geometría del terreno, el caudal máximo, características del flujo importantes como el tirante máximo, el área hidráulica de la sección y la velocidad de flujo.

REFERENCIAS

- Alarcón T., Ramírez G. (2016). *Investigación de la falla hidráulica del puente Bella Unión para el análisis comparativo de costo de falla y costos de prevención, brindando lineamientos para el análisis del fenómeno de socavación en otros puentes*. Recuperado: https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/620548/ALARC%C3%93N_LT.pdf?sequence=1
- Colegio de Ingenieros del Perú (s.f.). *Resumen del informe elaborado por el Colegio de Ingenieros del Perú sobre el informe de El Niño 97-98*. Recuperado de: https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2019/01/8.3_res.pdf
- Cañas, E. (2018). *Estudio de la socavación local en pilas circulares de puentes en lechos no cohesivos con modelación física en laboratorio* (Tesis de Maestría). Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá, Colombia. Recuperado de: <https://repositorio.escuelaing.edu.co/handle/001/822>
- Casi el 70% de puentes colapsados por lluvias estaba mal diseñado* (30 de abril de 2017). RPP Noticias, en línea. Recuperado de: <https://rpp.pe/peru/actualidad/casi-el-70-de-puentes-colapsados-por-lluvias-estaba-mal-disenado-noticia-1047455>
- Cotrina, J, Hernández, I. (2017). *Estudio de la socavación del Proyecto del Puente El Inca ubicado en el Río Chorobal, del distrito de Chao, mediante Simulación Numérica Unidimensional*. (Tesis de Licenciatura). Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú. Recuperado de: <http://repositorio.upao.edu.pe/handle/upaorep/4171>
- Cusba, D. (2011). *Estudio de las causas y soluciones estructurales del colapso total o parcial de los puentes vehiculares de Colombia desde 1986 al 2011, y la evaluación de las consecuencias del derrumbamiento de uno de ellos*. (Tesis de Licenciatura). Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia. Recuperado de:

<https://repository.javeriana.edu.co/bitstream/handle/10554/7494/tesis600.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Diccionario de Arquitectura y Construcción. [En línea] Parro. [Citado el: 02 de Noviembre de 2019].] <https://www.parro.com.ar/index.php>

Diccionario de la Real Academia Española. Diccionario de la lengua española. [En línea] [Citado el: 02 de Noviembre de 2019.] <https://www.rae.es/>

Felipe, E. (2016). *Socavación producida por el Río Huallaga al puente Colpa Alta en la provincia de Huánuco, utilizando los métodos de Artamanov, Straub y Maza, en el HEC-RAS*. (Tesis de Maestría). Universidad de Piura, Piura, Perú. Recuperado de: <https://pirhua.udep.edu.pe/handle/11042/2627>

Hydraulic Engineering Circular No.18 (2012). *Evaluating Scour at Bridges*. Colorado: F.C.
Lecciones aprendidas durante el último evento de El Niño Costero en obras de defensa ribereña y encauzamiento (30 de abril de 2017). RPP Noticias, en línea. Recuperado de: <https://rpp.pe/peru/actualidad/casi-el-70-de-puentes-colapsados-por-lluvias-estaba-mal-disenado-noticia-1047455?ref=rpp>

Mafla F. (2019). Métodos para la estimación de caudales máximo basados en modelos de transformación de lluvia-caudal.

Martín J. (2003). *Ingeniería de ríos*. España: Barcelona.

Martínez A. (2017). *¿Por qué fallan los puentes en el Perú?*. Universidad Nacional de Ingeniería. Recuperado de: <https://docplayer.es/65612491-Por-que-fallan-los-puentes-en-el-peru-universidad-nacional-de-ingenieria-facultad-de-ingenieria-civil-seccion-de-post-grado.html>

Ministerio de Obras Públicas y Transporte (s.f.). Control de la erosión fluvial en puente.

Recuperado de: <https://normativadecarreteras.com/listing/control-de-la-erosion-fluvial-en-puentes/>

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2012). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2016). *Manual de puentes*.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2016). *Manual de Ensayos de Materiales*.

Monge A. (2007). “Sistemas de control de erosión en la subestructura de puentes”. (Tesis de licenciatura). Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago, Costa Rica. Recuperado de: <https://repositoriotec.tec.ac.cr/handle/2238/6178>

Muñoz E. (2003). “*Estudio de las causas del colapso de algunos puentes en Colombia*”. Ingeniería y Universidad, Publicación Semestral de la Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Javeriana, V.6, fase 1p33 – 47. Recuperado de: https://tycho.escuelaing.edu.co/contenido/encuentros-suelosyestructuras/documentos/tercer_ent/estudio_causas_colapso_algunos_puentes.pdf

Nureña D, Vásquez W. (2020). Identificación de áreas vulnerables inundables mediante modelamiento hidráulico el Río Moche, tramo Puente Moche – desembocadura playa Buenos Aires, Trujillo – 2019. (Tesis de Licenciatura). Universidad César Vallejo, Trujillo, Perú. Recuperado de: <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/46497>

Provias Nacional (2019). Trabajos de mantenimiento al puente Virú. Recuperado de: <https://www.pvn.gob.pe/noticias/trabajos-de-mantenimiento-al-puente-viru/>

¿Por qué se cayó el puente ferroviario en Pitrufquén? (19 de agosto de 2016). 24 horas, en línea. Recuperado de: <https://www.24horas.cl/nacional/por-que-se-cayo-el-puente-ferroviario-en-pitrufquen-2108481>

Rocha, A. (mayo, 2014). *Erosión en pilares y estribos de puentes*. Ponencia presentada al IV Congreso-ICG, Lima 2008. Recuperado de: https://www.academia.edu/7153272/EROSI%C3%93N_EN_PILARES_Y_ESTRIBOS_DE_PUENTES

Saenz, R. (2016). *La evaluación preliminar del puente Chillón km. 24+239 Carretera Panamericana Norte Habich – Intercambio Vial Ancón, para posible intervención preventiva*. (Tesis de Licenciatura). Universidad Privada del Norte, Lima, Perú. Recuperado de: http://repositorio.upn.edu.pe/bitstream/handle/11537/10564/T055_09754135_T.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Seaurz, A. (2006). *Dimensionamiento hidráulico optimizado de puentes con terraplenes*. (Tesis de Licenciatura). Universidad de Piura, Piura, Perú. Recuperado de: https://www.academia.edu/24339028/HIDRAULICA_DE_PUENTES_Extractos_de_la_Tesis_DIMENSIONAMIENTO_HIDR%C3%81ULICO_OPTIMIZADO_DE_PUENTES_CON_TERRAPLENES

Soto, A. (2013). *Modelo de socavación en la base del pilar del Puente Mariscal Cáceres*. (Tesis de Licenciatura). Universidad Nacional del Centro del Perú, Huancayo, Perú. Recuperado de: <http://repositorio.uncp.edu.pe/handle/UNCP/434>

US Army Corp of Engineers (2010). HEC-RAS River Analysis System. Davis, CA.

Villón, M. (2006). Hidrología Estadística. Recuperado de:



<http://infocivilweb.blogspot.com/2019/01/hidrologia-estadistica-maximo-villon.html>

ANEXOS

ANEXO n.º1. Estado actual pilares puente Moche

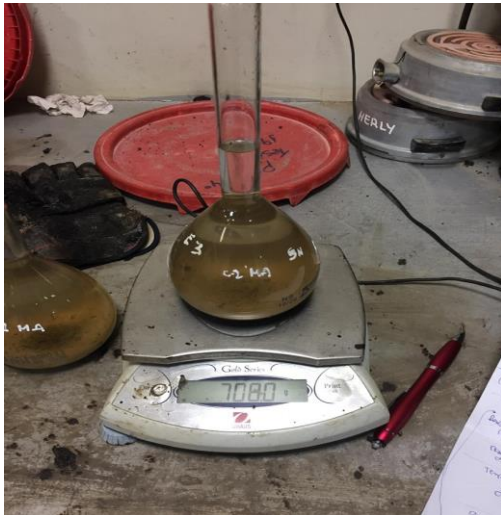
PANEL FOTOGRÁFICO N°1: ESTADO ACTUAL PUENTE MOCHE	
	<p>En las dos primeras fotografías se puede observar que el material que rodea al pilar del lado derecho, ha sido socavado en gran magnitud por los posibles efectos del flujo del río, dejando expuesta parte de la subestructura de apoyo.</p> <p>De igual manera se observa que los pilares del puente no se encuentran en buen estado debido a la presencia de grietas y parches ya realizados. En épocas de crecida, la presencia de basura obstaculiza el flujo normal del río, incentivando a que se genere una posible socavación más local.</p>

ANEXO n.º. Evidencia fotográfica de calicatas.

PANEL FOTOGRÁFICO N°2: CALICATAS	
Calicata n.º 1	
	<p>Descripción: En las fotografías se pueden observar las dos calicatas realizadas para la extracción de la muestra de suelo. Estas se realizaron a una profundidad aproximada de 1.00 m.</p> <p>Coordenadas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Calicata n.º.1 Latitud: 8° 8'36.44"S Longitud: 79° 0'46.34"O • Calicata n.º.2 Latitud: 8° 8'33.74"S Longitud: 79° 0'46.78"O
Calicata n.º 2	
	

ANEXO n.º3. Evidencia fotográfica ensayos de suelo en laboratorio.

PANEL FOTOGRÁFICO N°3: ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN EN LABORATORIO



En la primera fotografía se puede observar el material finalmente cuarteado para la distribución de la muestra a emplear para los ensayos.

En las siguientes fotografías se observa el desarrollo de los ensayos de gravedad específica mediante el uso de las fioles de 500 ml, y el análisis granulométrico en el cual el suelo fue tamizado por diversas mallas.

ANEXO n.º4. Solicitud información a Proyecto Especial Chavimochic

05288946

Proyecto Especial Chavimochic
TRAMITE DOCUMENTARI
TRUJILLO
INGRESADO
02 AGO. 2019
1410
04474633

Trujillo, 02 de agosto de 2019

Dr. CARLOS MATOS IZQUIERDO
GERENTE GENERAL
PROYECTO ESPECIAL CHAVIMOCHIC

El presente para saludarlo muy afectuosamente y a la vez presentarme, mi nombre es **Mariana Antonella Armas Meléndez**, identificada con D.N.I. 70689619, estudiante del X - Ciclo de la carrera de Ingeniería Civil en la Universidad Privada del Norte.

Le comento que actualmente me encuentro desarrollando mi **Tesis de Pregrado** para Optar el Grado de Bachiller en mi carrera, referente a Efectos Hidráulicos que ejerce el río Moche en el Puente del mismo nombre.

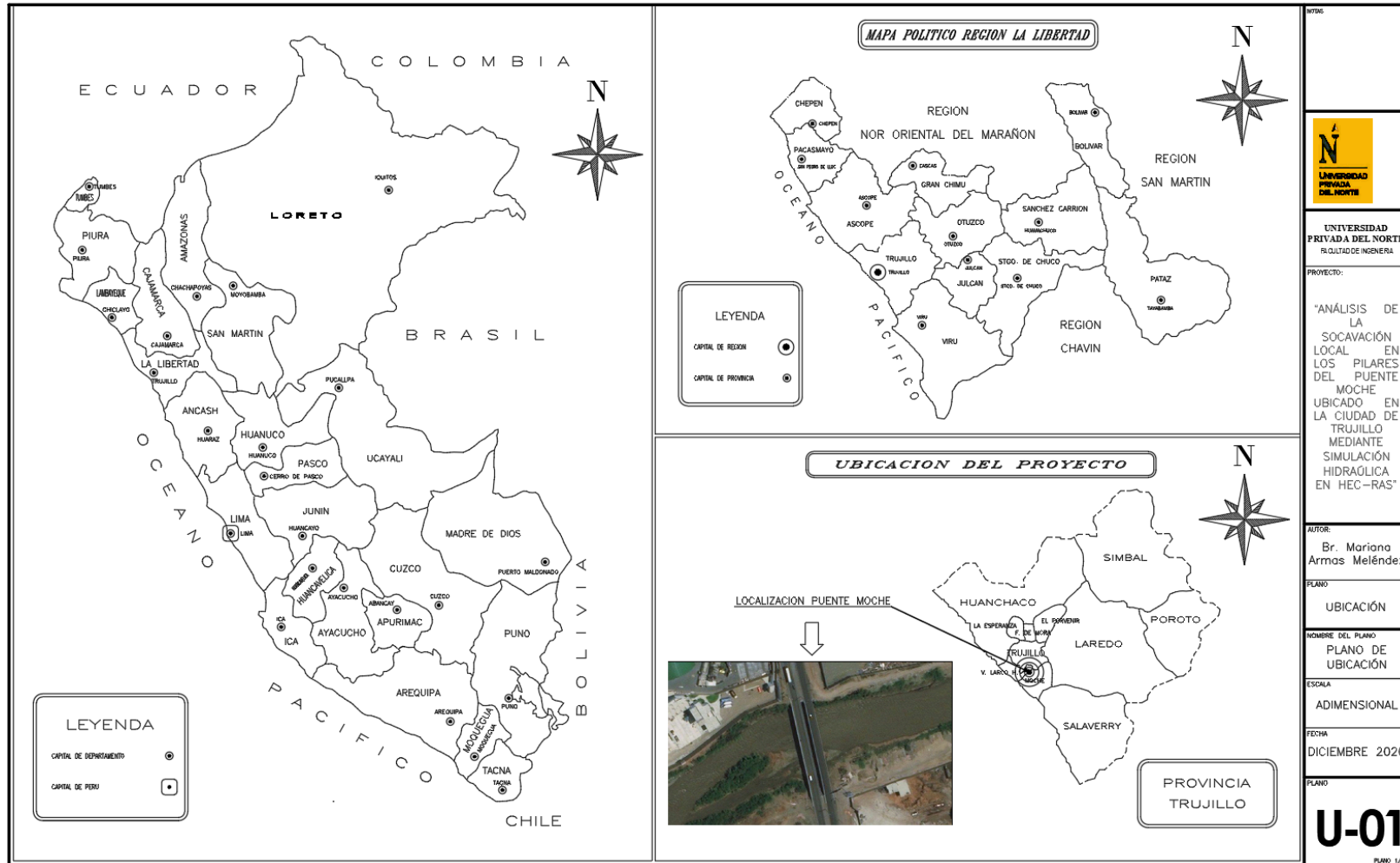
Por lo cual, solicito a usted se sirva disponer se me brinde **Información Técnica** referente al río Moche, la cual incluya caudales máximos históricos, precipitaciones, características geográficas de este como su longitud, ancho de cauce y topografía de la zona donde se encuentra ubicado el Puente Moche.

Mucho le agradecería me brinde esta información, por ser indispensable para el desarrollo de mi Investigación.

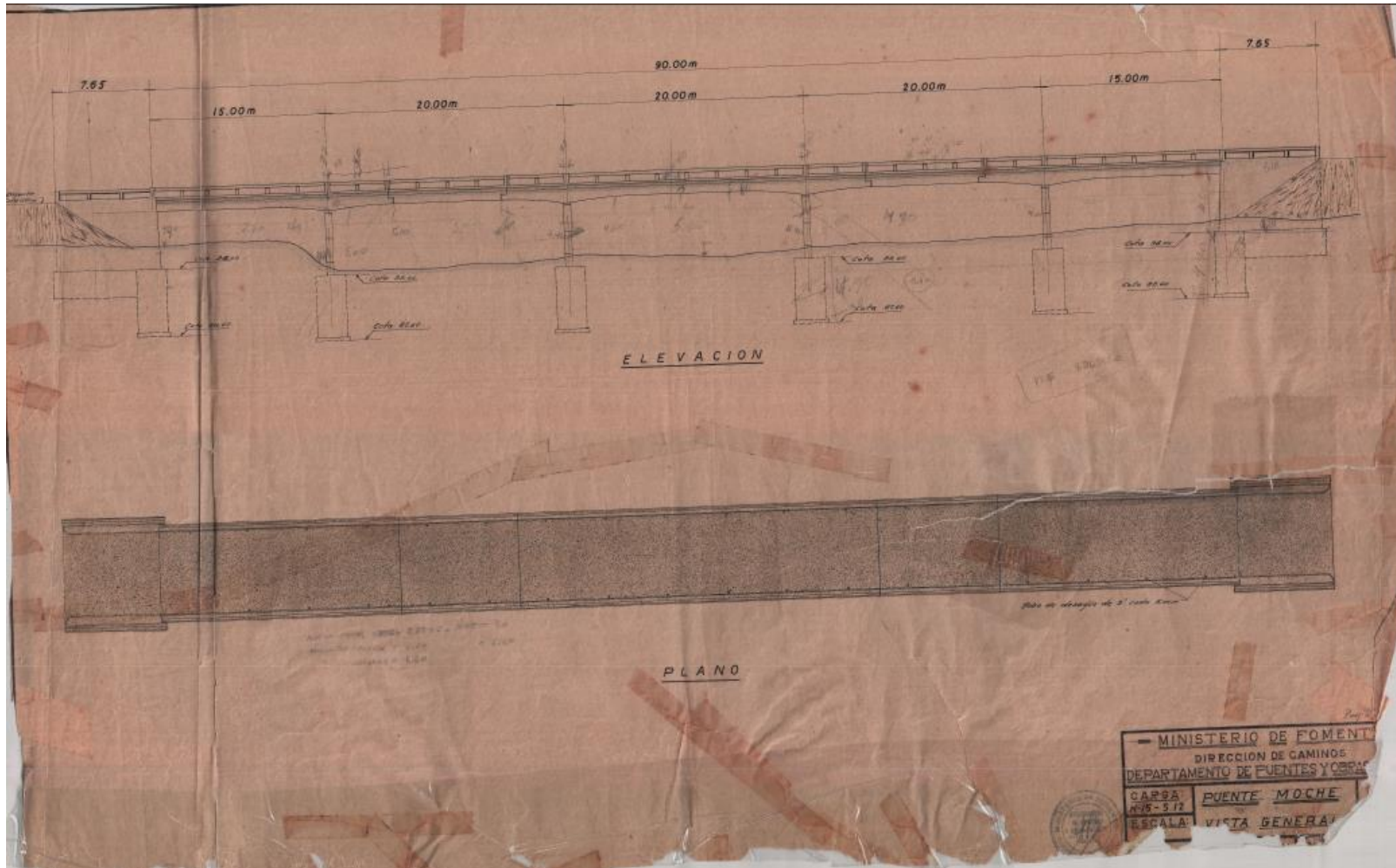
Quedo atenta al alcance de la información solicitada.


Atentamente
Mariana Armas Meléndez
DNI. 70689619
Celular 986587167

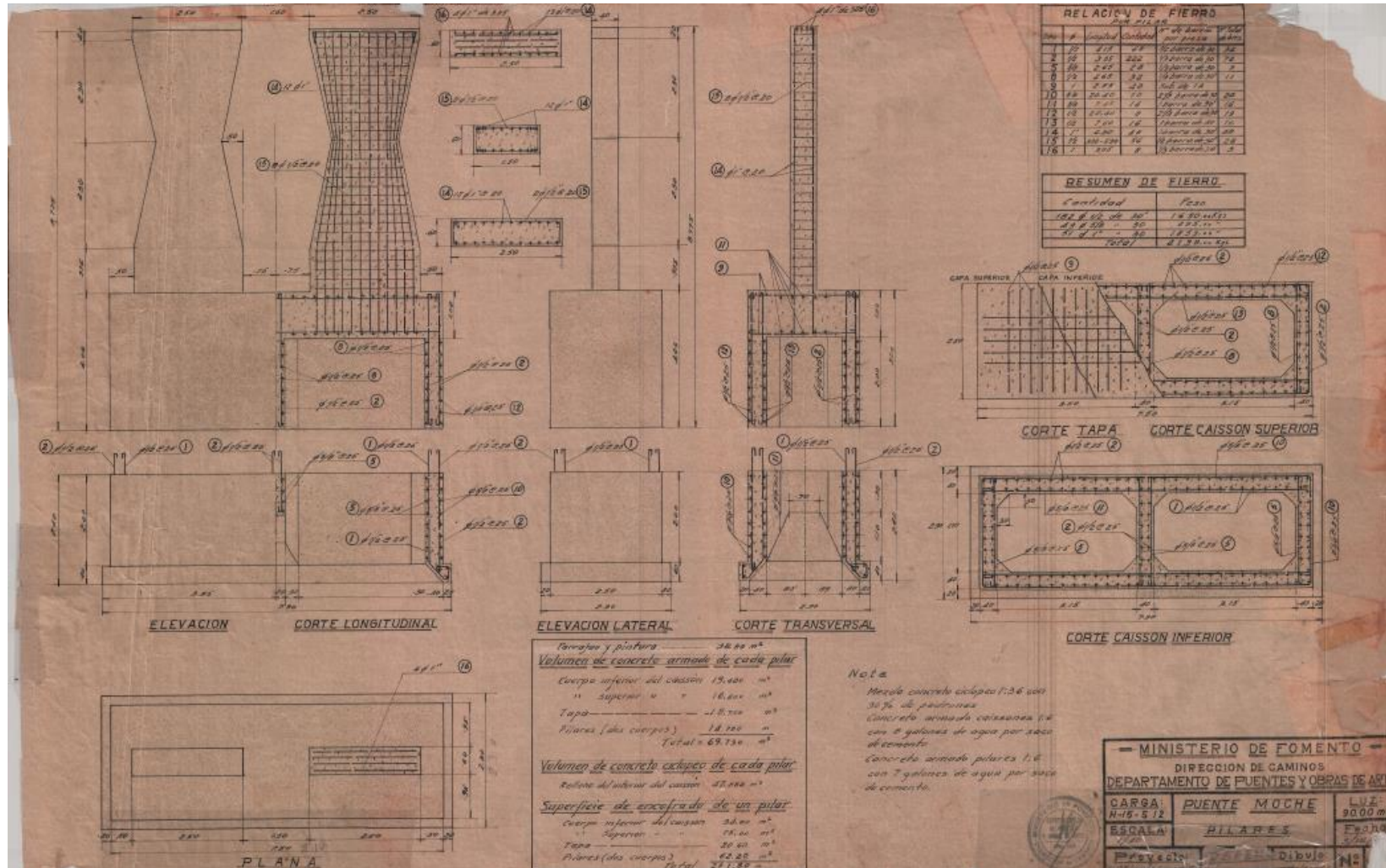
ANEXO n.º6. Plano de Ubicación



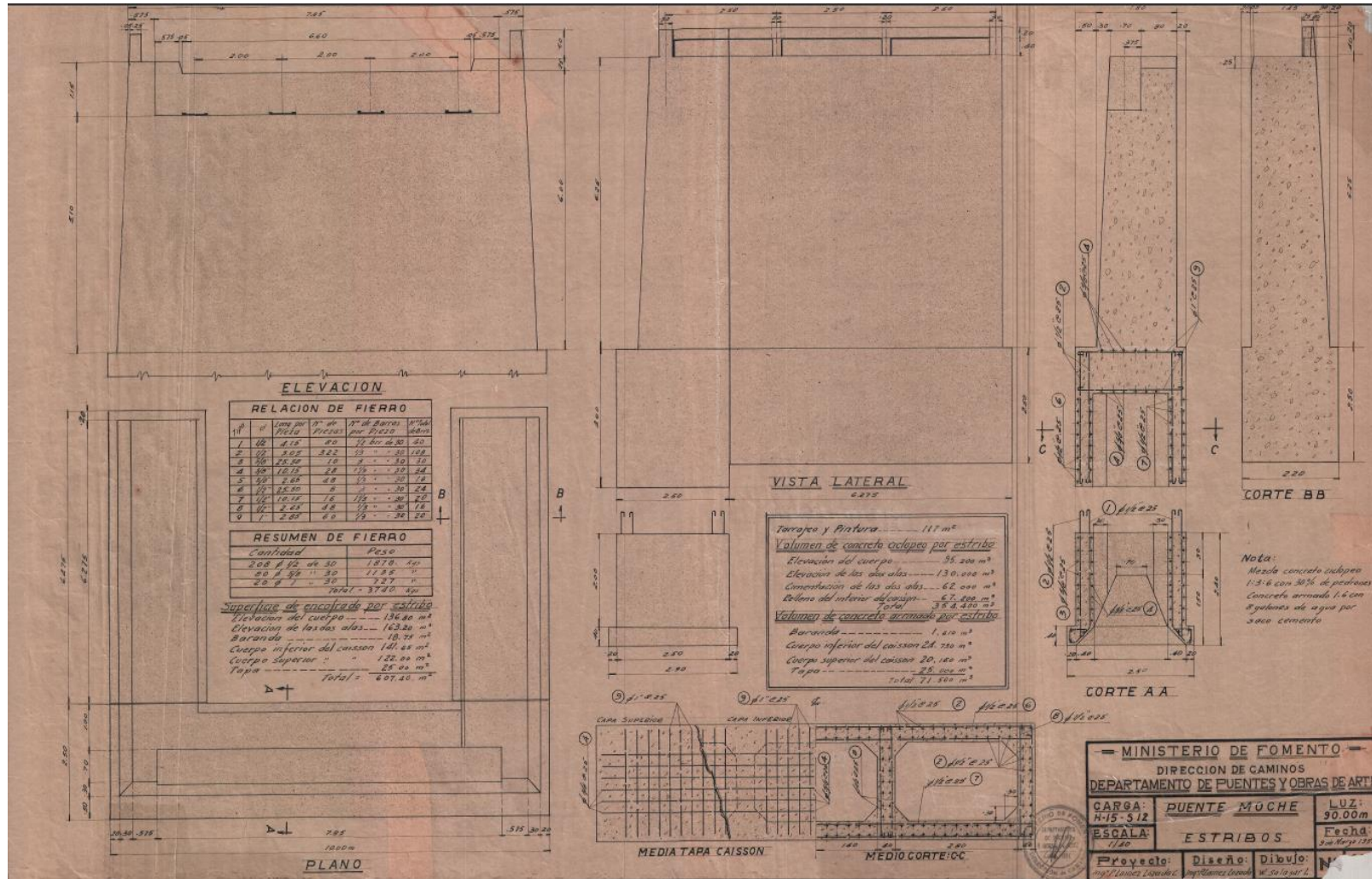
ANEXO n.º7. Plano vista general puente Moche




ANEXO n.º8. Plano detalle de los pilares del puente Moche



ANEXO n.º9. Plano detalle de los estribos del puente Moche



ANEXO n.º10. Análisis Granulométrico del suelo – Calicata n.º1

FACULTAD DE INGENIERÍA			
Escuela de Ingeniería Civil		UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE	
Laboratorio de Mecánica de Suelos			
Ensayos:	Análisis Granulométrico de Suelos por Tamizado		
Norma:	MTC E 107		
Proyecto:	Análisis de la socavación local en los pilares del puente Moche ubicado en la ciudad de Trujillo mediante simulación hidráulica en HEC-RAS		
Tesista:	Br. Mariana Antonella Armas Meléndez		
Calicata:	Calicata n.º1		
Denominación:	C-1		
Profundidad:	1.00 m		

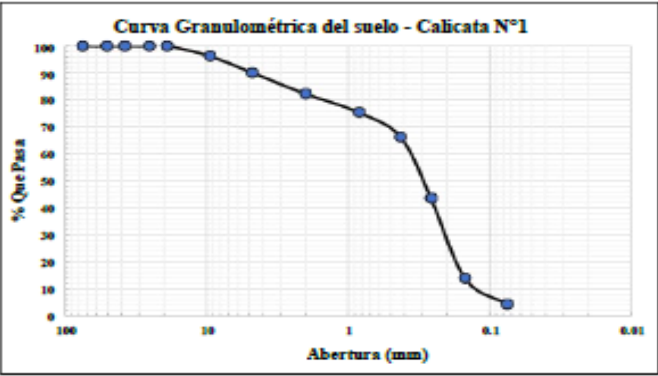
Análisis Granulométrico de Suelos por Tamizado - Calicata n.º1					
Malla N°	Abertura (mm)	Peso retenido (g)	% Retenido	% Retenido acumulado	% Que pasa
3"	75.000	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.000	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.500	36.90	3.69	3.69	96.31
N°4	4.760	61.90	6.19	9.88	90.12
N° 10	2.000	78.00	7.80	17.68	82.32
N° 20	0.840	69.20	6.92	24.60	75.40
N° 40	0.425	91.34	9.13	33.73	66.27
N° 60	0.260	226.40	22.64	56.37	43.63
N° 100	0.149	297.86	29.79	86.16	13.84
N° 200	0.075	96.10	9.61	95.77	4.23
< N° 200	0	42.30	4.23	100.00	0.00
Total	-	1000.00	100.00		


Diámetros	
D ₁₀ (mm)	0.119
D ₃₀ (mm)	0.209
D ₅₀ (mm)	0.306
D ₆₀ (mm)	0.379
D ₉₅ (mm)	8.497

C _c	0.97
C _u	3.18

Clasificación SUCS	Arena mal graduada
--------------------	--------------------

Observaciones:






Roxana M. Aguilar Villena
ING CIVIL
R. CIP. 124101

Ms. Ing. Roxana Aguilar Villena
Especialista en Mecánica de Suelos

ANEXO n.º11. Análisis Granulométrico del suelo - Calicata n.º2

FACULTAD DE INGENIERÍA		 <p>UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE</p>
Escuela de Ingeniería Civil		
Laboratorio de Mecánica de Suelos		
Ensayos:	Análisis Granulométrico de Suelos por Tamizado	
Norma:	MTC E 107	
Proyecto:	Análisis de la socavación local en los pilares del puente Moche ubicado en la ciudad de Trujillo mediante simulación hidráulica en HEC-RAS	
Tesista:	Br. Mariana Antonella Armas Meléndez	
Calicata:	Calicata n.º2	
Denominación:	C-2	
Profundidad:	1.00 m	

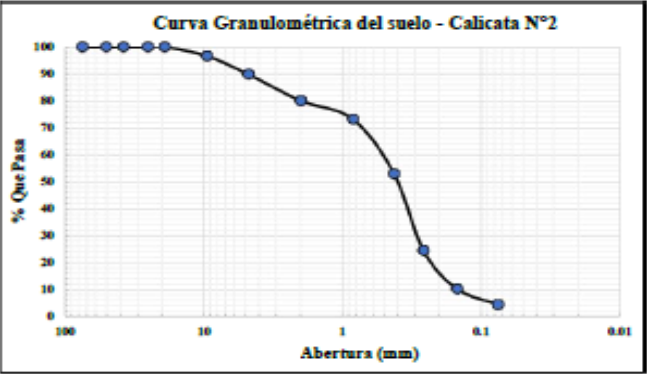
Análisis Granulométrico de Suelos por Tamizado - Calicata n.º2					
Malla N°	Abertura (mm)	Peso retenido (g)	% Retenido	% Retenido acumulado	% Que pasa
3"	75.000	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.000	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.500	33.20	3.32	3.32	96.68
N°4	4.760	68.50	6.85	10.17	89.83
N° 10	2.000	97.30	9.73	19.90	80.10
N° 20	0.840	68.61	6.86	26.76	73.24
N° 40	0.425	202.40	20.24	47.00	53.00
N° 60	0.260	285.80	28.58	75.58	24.42
N° 100	0.149	142.33	14.23	89.81	10.19
N° 200	0.075	58.55	5.86	95.67	4.33
< N° 200	0	43.31	4.33	100.00	0.00
Total	-	1000.00	100.00		


Diámetros	
D ₁₀ (mm)	0.147
D ₃₀ (mm)	0.292
D ₅₀ (mm)	0.408
D ₆₀ (mm)	0.569
D ₉₅ (mm)	8.337

C _c	1.02
C _u	3.88

Clasificación SUCS	Arena mal graduada
--------------------	--------------------

Observaciones: _____






Roxana M. Aguilar Villena
ING. CIVIL
R. O.P. 13491

Ms. Ing. Roxana Aguilar Villena
Especialista en Mecánica de Suelos

ANEXO n.º 12. Clasificación SUCS del suelo

CLASIFICACIÓN SUCS										
DIVISIONES		Símbolos	NOMBRES TÍPICOS	IDENTIFICACIÓN DE LABORATORIO						
SUELOS DE GRANO GRUESO	GRAVAS	Gravas limpias	GW	Gravas, bien graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.	Determinar porcentaje de grava y arena en la curva granulométrica. Según el porcentaje de finos (fracción inferior al tamiz número 200). Los suelos de grano grueso se clasifican como sigue:	Cu= $D_{60}/D_{10}>4$ Cc= $(D_{30})^2/D_{10} \times D_{60}$ entre 1 y 3				
		(sin o con pocos finos)	GP	Gravas mal graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.			No cumplen con las especificaciones de granulometría para GW.			
		Gravas con finos (apreciable cantidad de finos)	GM	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo.	Límites de Atterberg debajo de la línea A o $IP < 4$	Encima de línea A con IP entre 4 y 7 son casos límite que requieren doble símbolo.				
			GC	Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla.						
	ARENAS	Arenas limpias	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.	<5% -> GW, GP, SW, SP. >12% -> GM, GC, SM, SC.	Cu= $D_{60}/D_{10}>6$ Cc= $(D_{30})^2/D_{10} \times D_{60}$ entre 1 y 3				
			SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.			5 al 12% -> casos límite que requieren usar doble símbolo.			
		Arenas con finos (apreciable cantidad de finos)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.	Límites de Atterberg debajo de la línea A o $IP < 4$	Los límites situados en la zona rayada con IP entre 4 y 7 son casos intermedios que precisan de símbolo doble.				
			SC	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla.						
			SUELOS DE GRANO FINO	Limos y arcillas:			ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosa, o limos arcillosos con ligera plasticidad.		
				Límite líquido menor de 50			CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.		
OL	Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de baja plasticidad.									
Limos y arcillas:		MH			Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos con mica o diatomeas, limos elásticos.					
Límite líquido mayor de 50	CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta.								
	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos.								
	Suelos muy orgánicos			PT	Turba y otros suelos de alto contenido orgánico.					

ANEXO n.º13. Cálculos diámetros efectivos

a) Análisis Granulométrico de Calicata n.º1

Diámetro 10:

$$D_{10} = 0.149 - \frac{(13.84 - 10)(0.149 - 0.075)}{13.84 - 4.23}$$

$$D_{10} = 0.119 \text{ mm}$$

Diámetro 30:

$$D_{30} = 0.260 - \frac{(43.63 - 30)(0.260 - 0.149)}{43.63 - 13.84}$$

$$D_{30} = 0.209 \text{ mm}$$

Diámetro 50:

$$D_{50} = 0.425 - \frac{(66.27 - 50)(0.425 - 0.260)}{66.27 - 43.63}$$

$$D_{50} = 0.306 \text{ mm}$$

Diámetro 60:

$$D_{60} = 0.425 - \frac{(66.27 - 60)(0.425 - 0.260)}{66.27 - 43.63}$$

$$D_{60} = 0.379 \text{ mm}$$

Diámetro 95:

$$D_{95} = 9.500 - \frac{(96.31 - 95)(9.500 - 4.760)}{96.31 - 90.12}$$

$$D_{95} = 8.497 \text{ mm}$$

b) Análisis Granulométrico de Calicata n.º 2

Diámetro 10:

$$D_{10} = 0.149 - \frac{(10.19 - 10)(0.149 - 0.075)}{10.19 - 4.33}$$

$$D_{10} = 0.147 \text{ mm}$$

Diámetro 30:

$$D_{30} = 0.425 - \frac{(53.00 - 30)(0.425 - 0.260)}{53.00 - 24.42}$$

$$D_{30} = 0.292 \text{ mm}$$

Diámetro 50:

$$D_{50} = 0.425 - \frac{(53.00 - 50)(0.425 - 0.260)}{53.00 - 24.42}$$

$$D_{50} = 0.408 \text{ mm}$$

Diámetro 60:

$$D_{60} = 0.840 - \frac{(73.24 - 60)(0.840 - 0.425)}{73.24 - 53.00}$$

$$D_{60} = 0.569 \text{ mm}$$

Diámetro 95:

$$D_{95} = 9.500 - \frac{(96.8 - 95)(9.500 - 4.760)}{96.68 - 89.83}$$

$$D_{95} = 8.337 \text{ mm}$$

ANEXO n.º 14. Gravedad específica del suelo – Calicata n.º 1

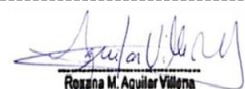
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil
Laboratorio de Mecánica de Suelos



Ensayos: Método de Ensayo Estándar para la Gravedad Específica de Sólidos de Suelo mediante Picnómetro de Agua
 Norma: MTC E 113
 Proyecto: Análisis de la socavación local en los pilares del puente Moche ubicado en la ciudad de Trujillo mediante simulación hidráulica en HEC-RAS
 Tesista: Br. Mariana Antonella Armas Meléndez
 Calicata: Calicata n.º 1
 Denominación: C-1
 Profundidad: 1.00 m

Gravedad específica de los sólidos del suelo - Calicata n.º 1		
Volumen calibrado (Vp)		
Abreviatura	Descripción	Resultado
Mp	Masa fiola 500cm ³ (g)	155.20
Mp+a	Masa fiola + agua (g)	648.60
T°	Temperatura de calibración (°C)	22.40
ρa	Densidad masa a T° calibración (g/cm ³)	0.99768
Vp (cm³)		494.55
Gravedad específica de los sólidos del suelo (Gt)		
Abreviatura	Descripción	Resultado
Mp+a+s	Masa suelo + agua + suelo (g)	711.10
Mp+s	Masa fiola + suelo seco (g)	255.20
Ms	Masa suelo (g)	100.00
Gt (g/cm³)		2.667

Observaciones: _____



Roxana M. Aguilar Villena
ING. CIVIL
R. CR. 124101

Ms. Ing. Roxana Aguilar Villena
Especialista en Mecánica de Suelos

ANEXO n.º 15. Gravedad específica del suelo – Calicata n.º 2

FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil
Laboratorio de Mecánica de Suelos



Ensayos: Método de Ensayo Estándar para la Gravedad Específica de Sólidos de Suelo mediante Picnómetro de Agua
Norma: MTC E 113
Proyecto: Análisis de la socavación local en los pilares del puente Moche ubicado en la ciudad de Trujillo mediante simulación hidráulica en HEC-RAS
Tesis: Br. Mariana Antonella Armas Meléndez
Calicata: Calicata n.º 2
Denominación: C-2
Profundidad: 1.00 m

Gravedad específica de los sólidos del suelo - Calicata n.º 2		
Volumen calibrado (Vp)		
Abreviatura	Descripción	Resultado
Mp	Masa fiola 500cm ³ (g)	147.50
Mp+a	Masa fiola + agua (g)	645.40
T°	Temperatura de calibración (°C)	23.40
ρa	Densidad masa a T° calibración (g/cm ³)	0.99745
Vp (cm³)		499.17
Gravedad específica de los sólidos del suelo (Gt)		
Abreviatura	Descripción	Resultado
Mp+a+s	Masa suelo + agua + suelo (g)	708.00
Mp+s	Masa fiola + suelo seco (g)	247.50
Ms	Masa suelo (g)	100.00
Gt (g/cm³)		2.674

Observaciones: _____

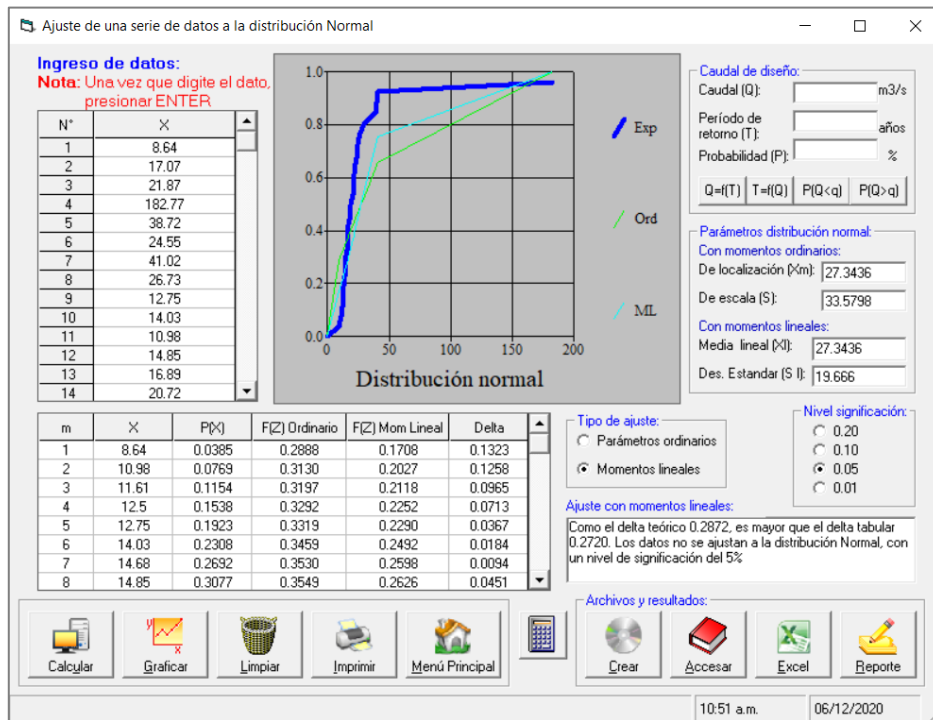


Roxana M. Aguilar Villena
ING. CIVIL
R. CIP. 124101

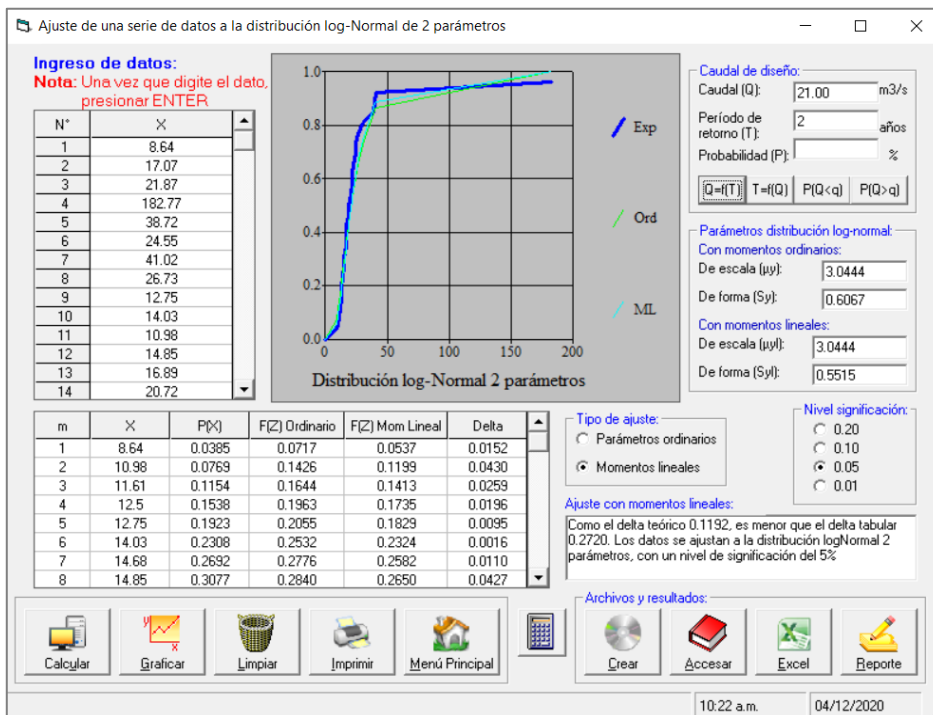
Ms. Ing. Roxana Aguilar Villena
Especialista en Mecánica de Suelos

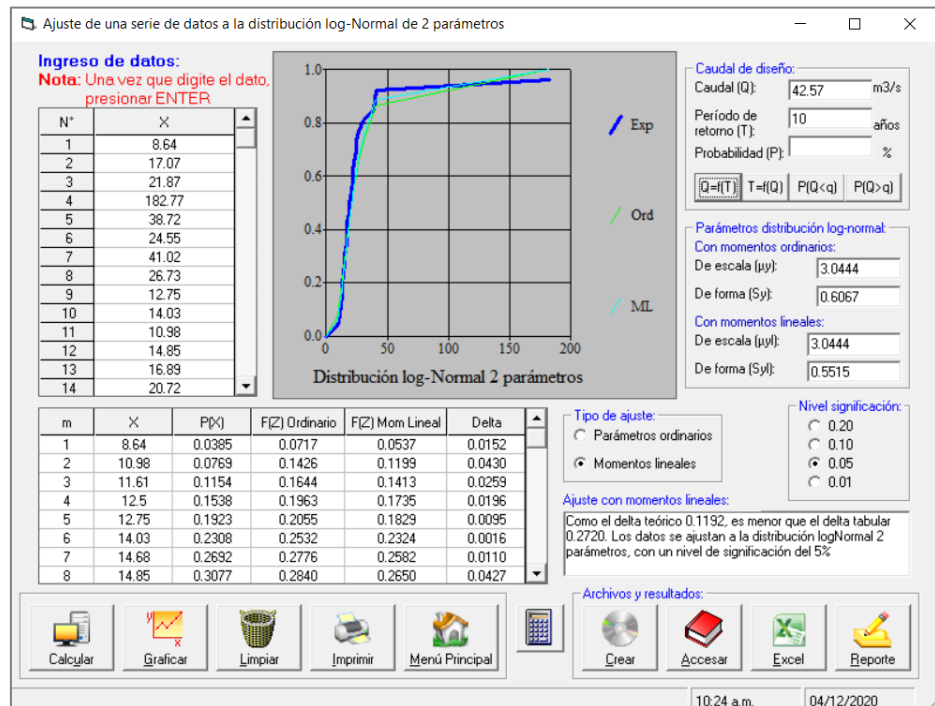
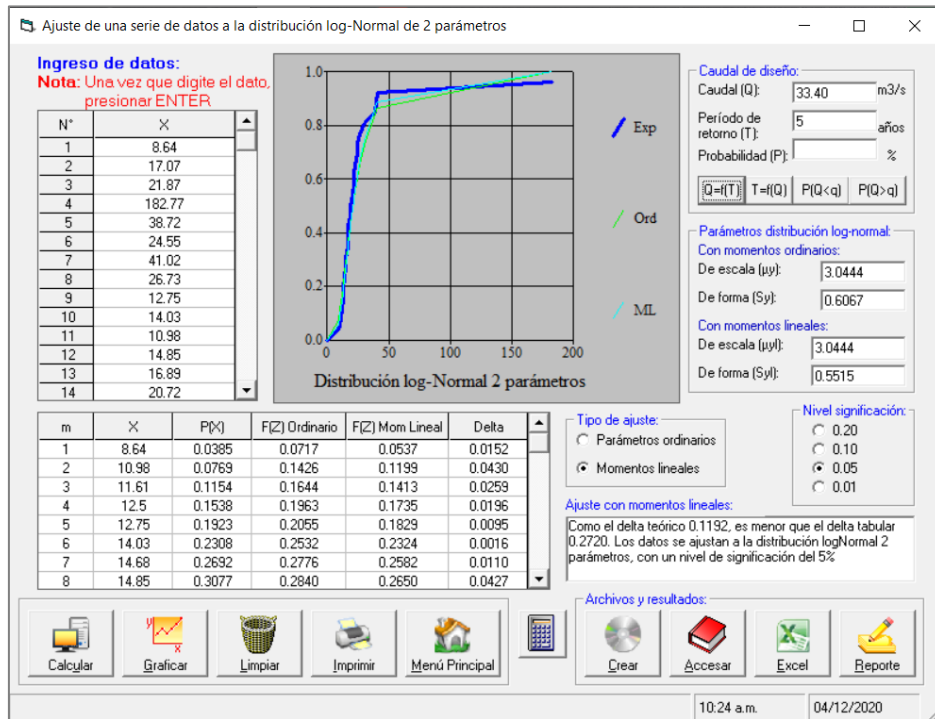
ANEXO n.º16. Capturas Hidroesta 2

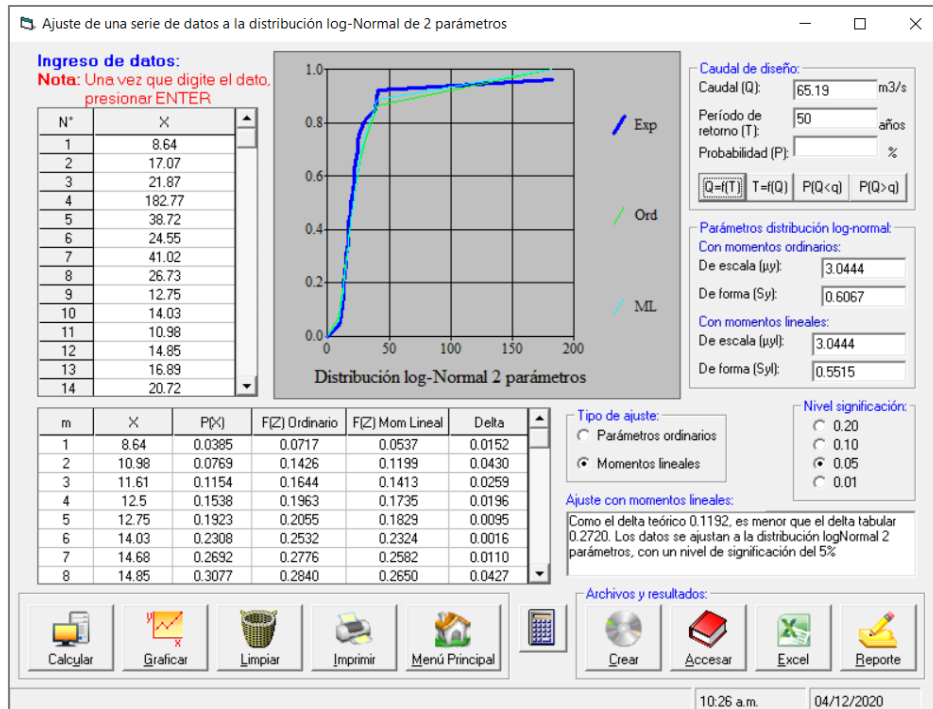
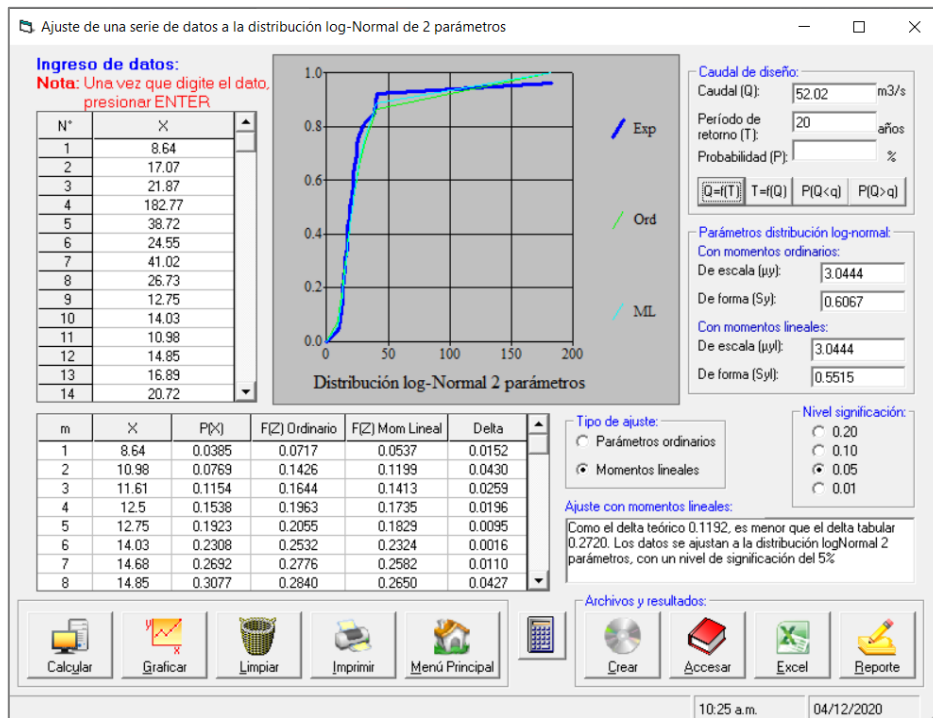
a) Distribución Normal

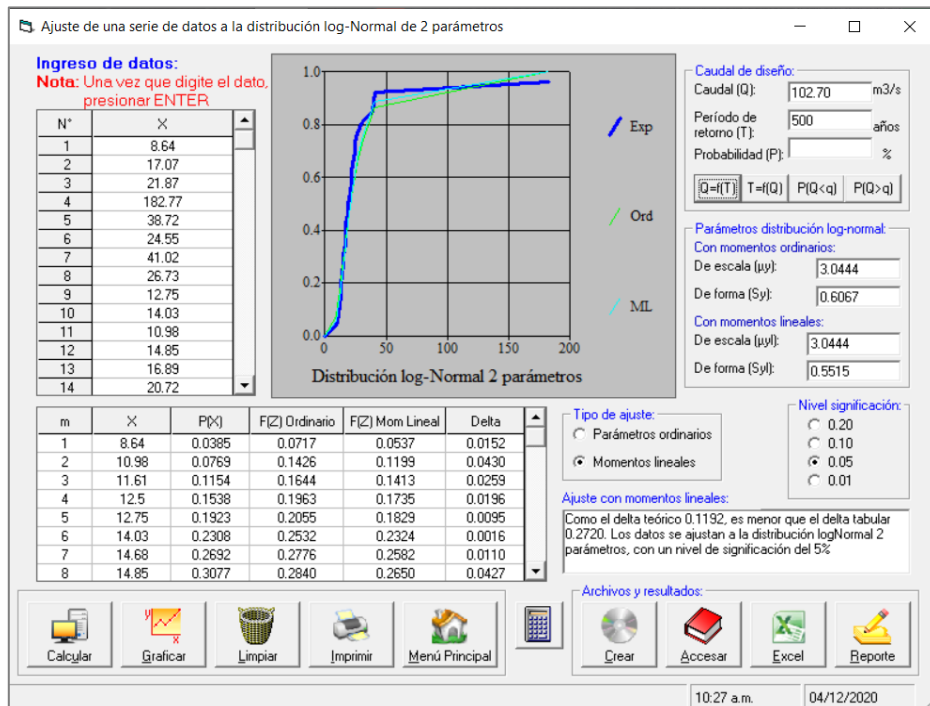
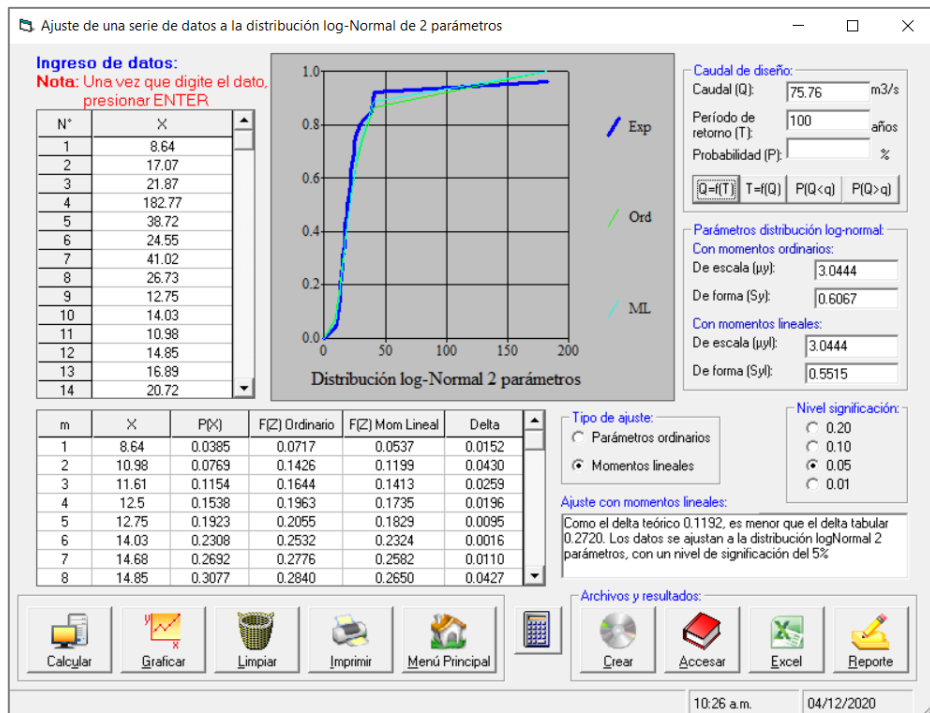


b) Distribución LogNormal 2 parámetros

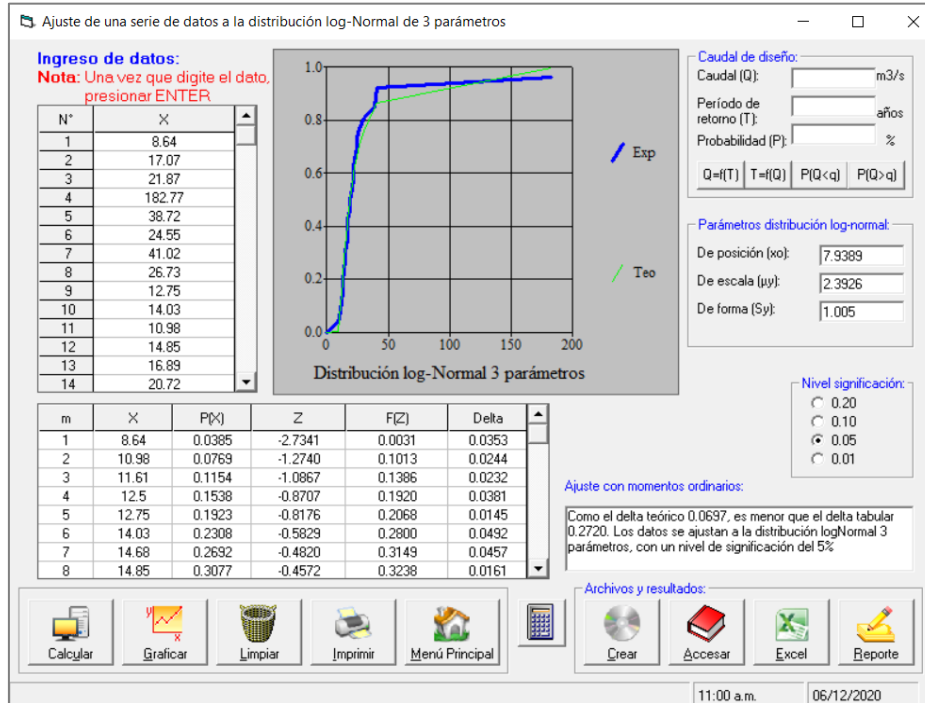




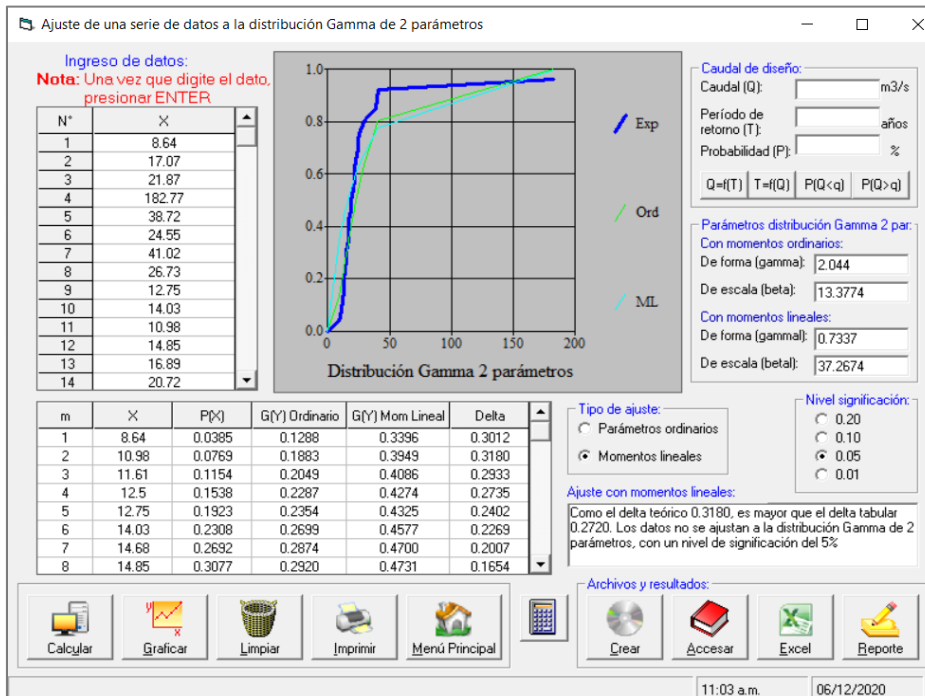




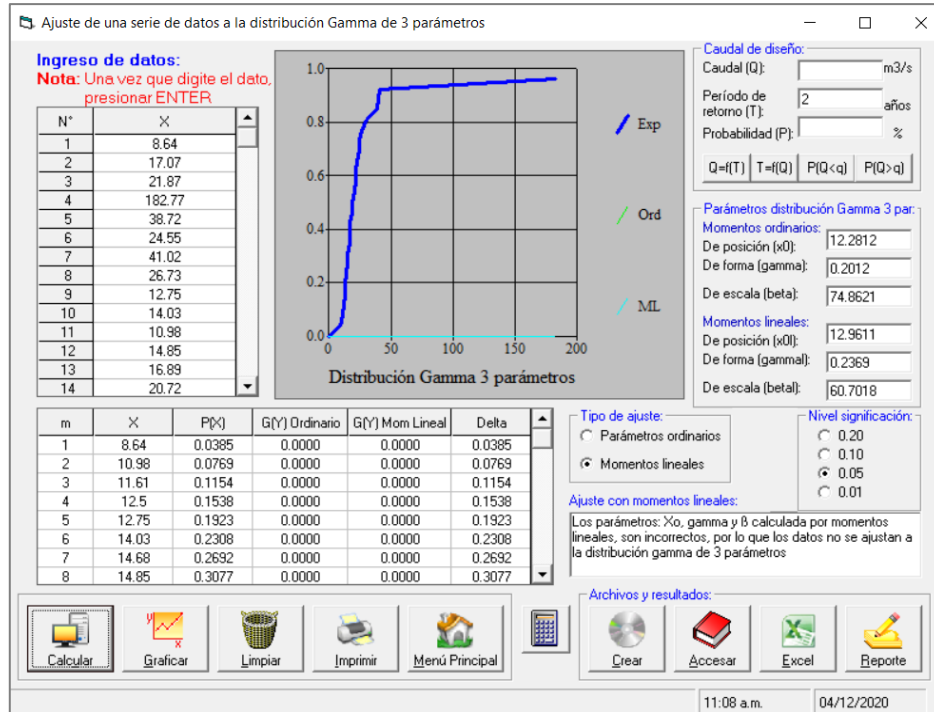
c) Distribución Log Normal 3 parámetros



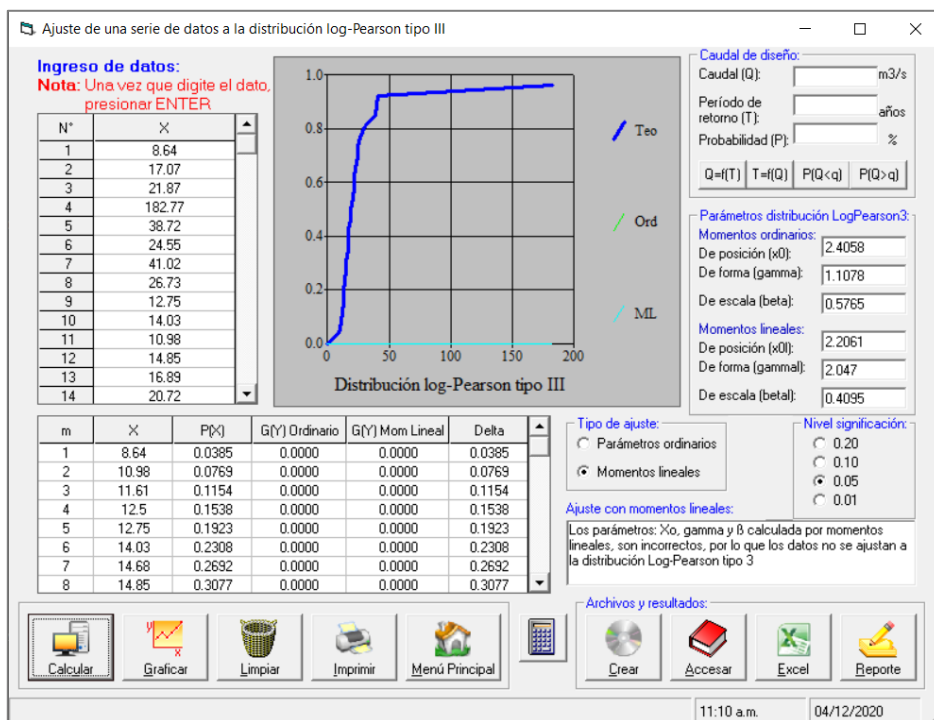
d) Distribución Gamma 2 parámetros



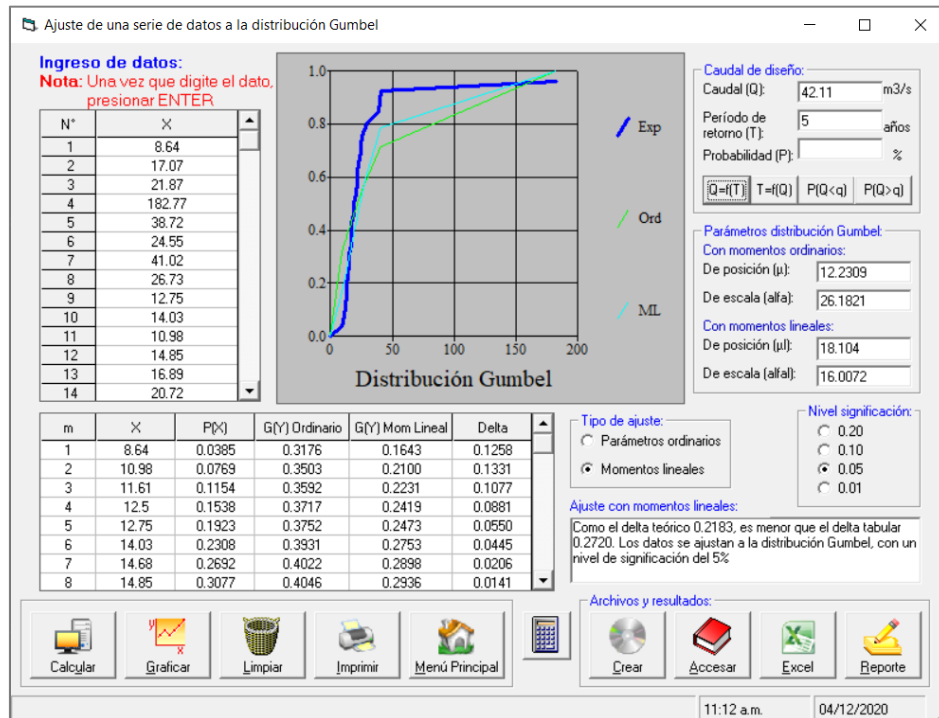
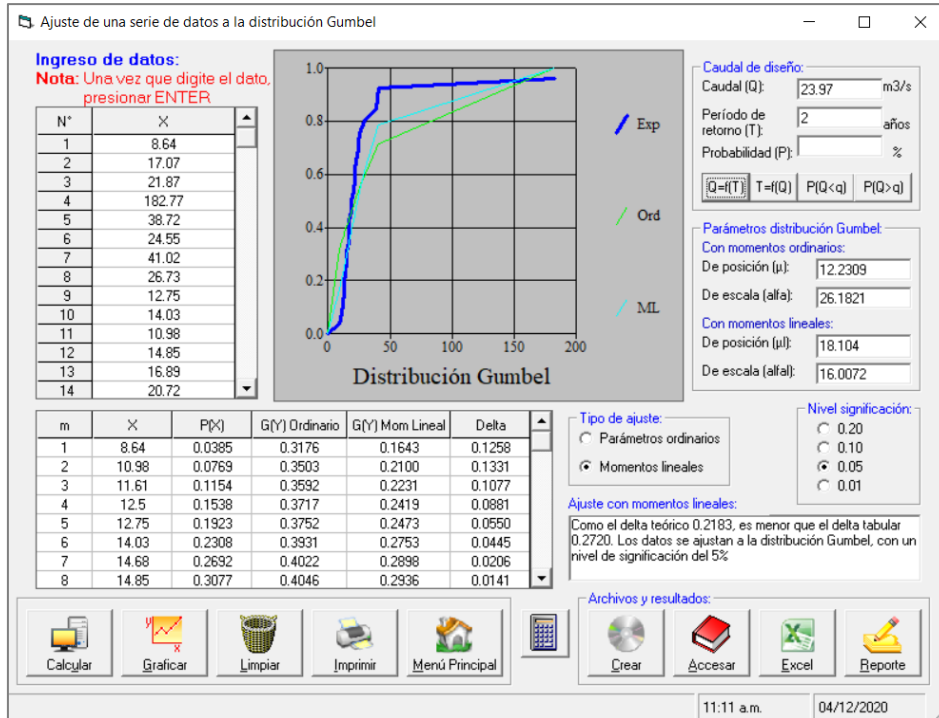
e) Distribución Gamma 3 parámetros

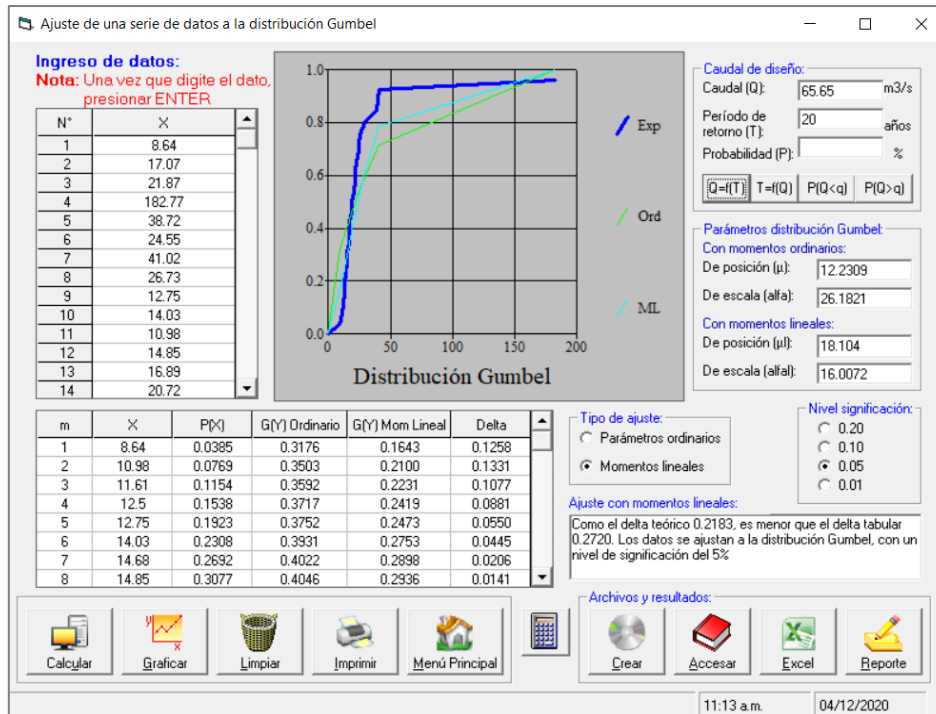
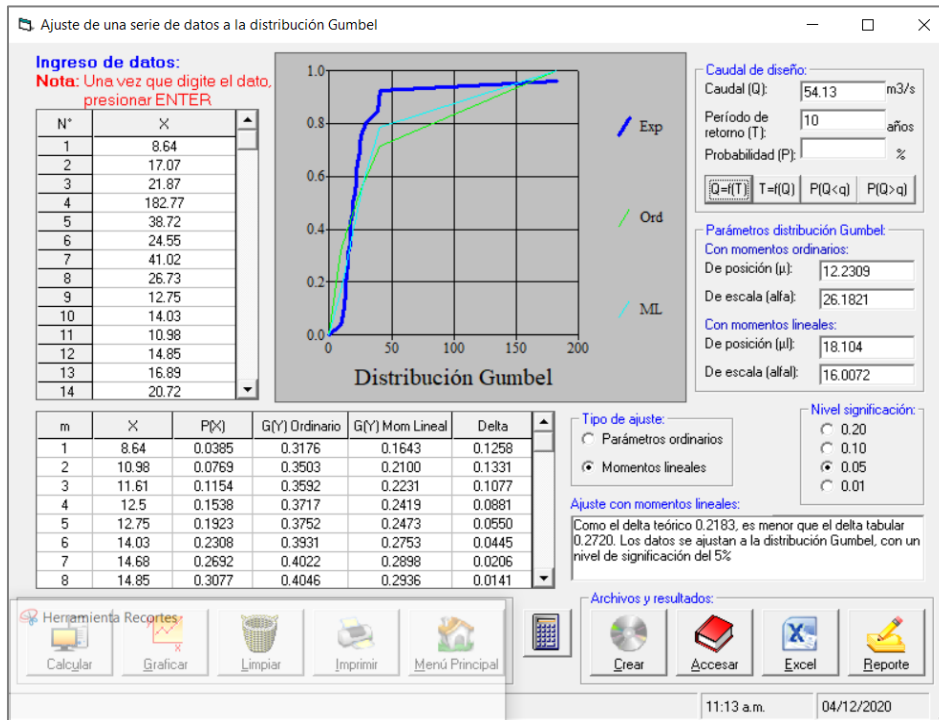


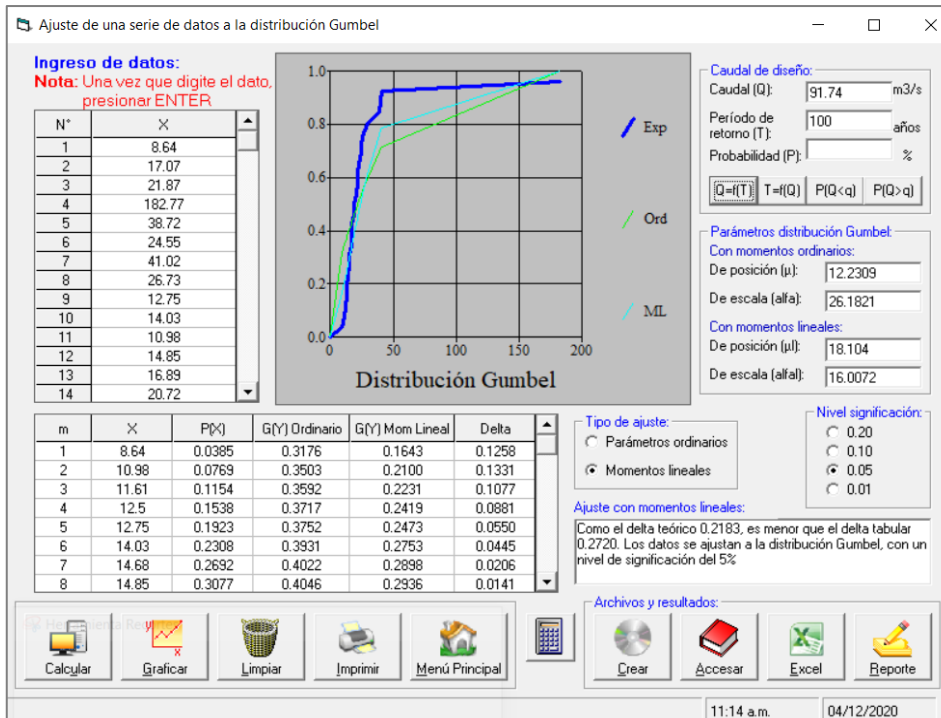
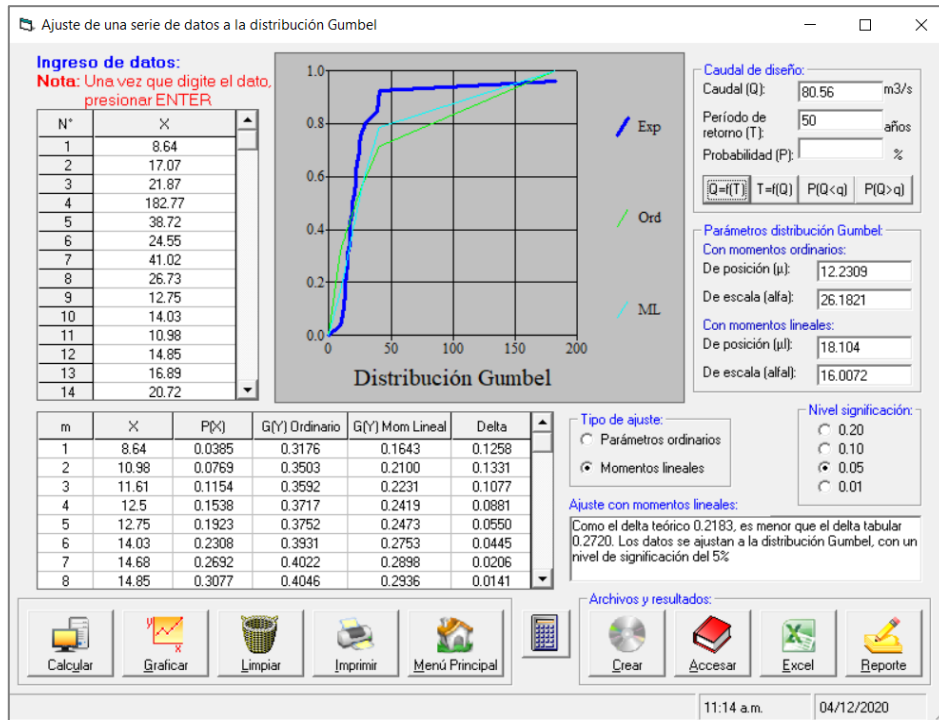
f) Distribución LogPearson tipo III

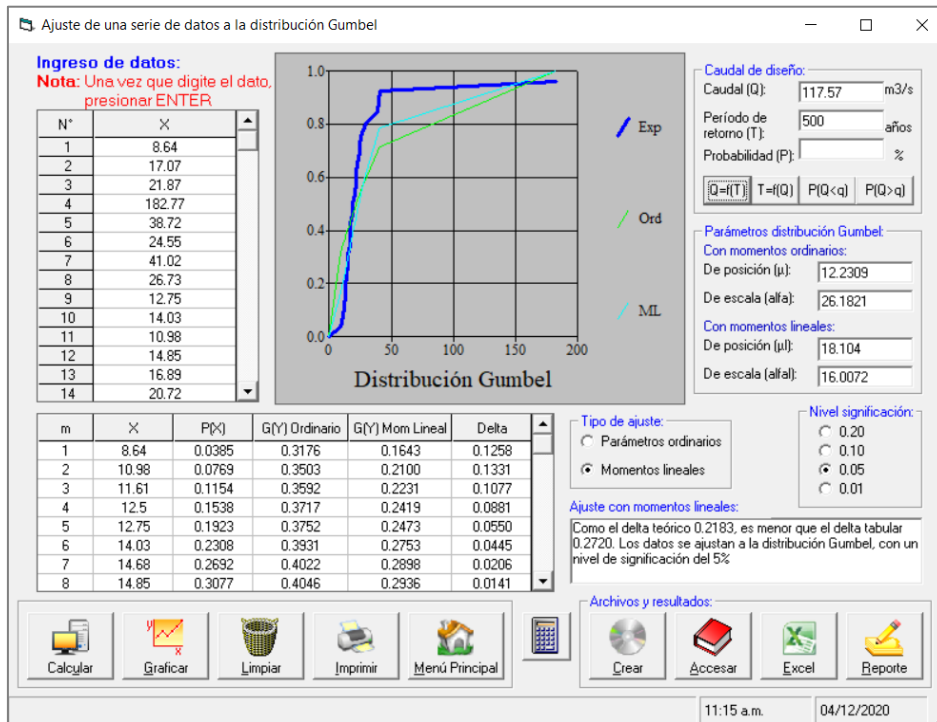


g) Distribución Gumbel

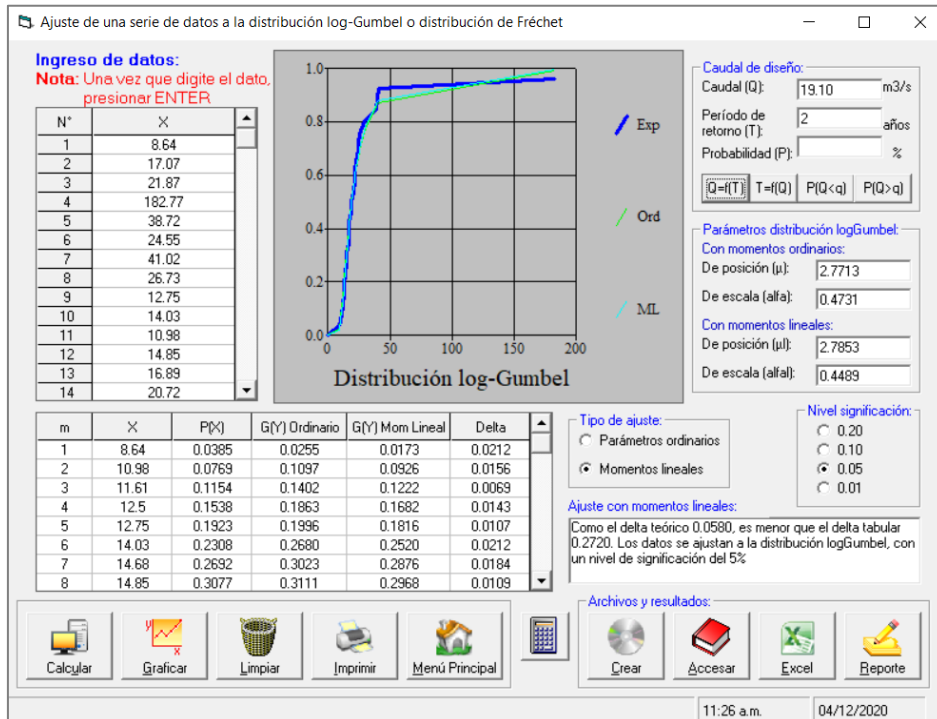


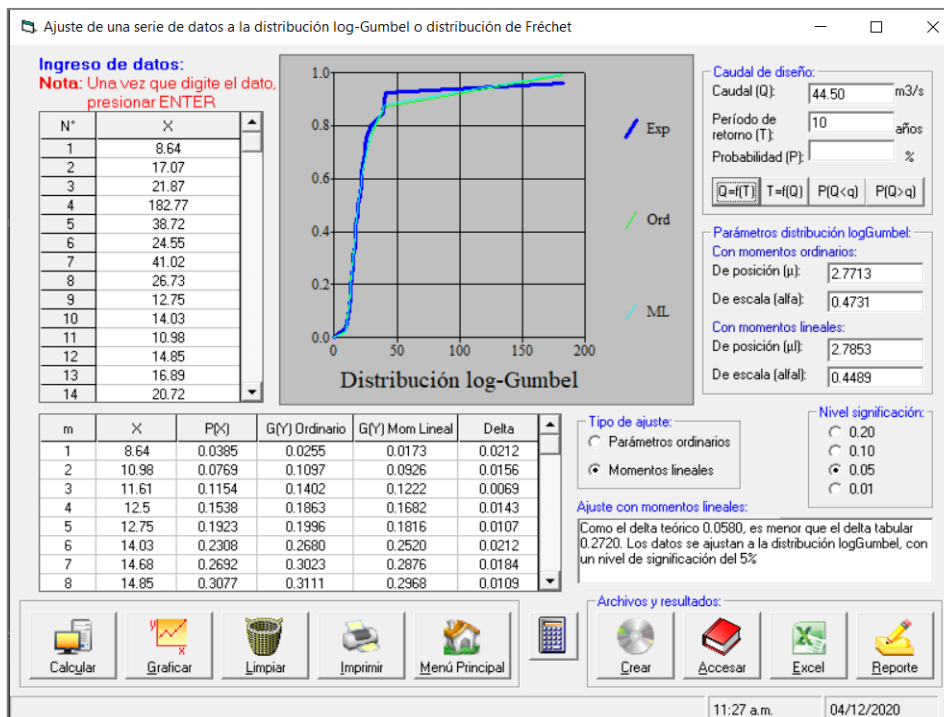
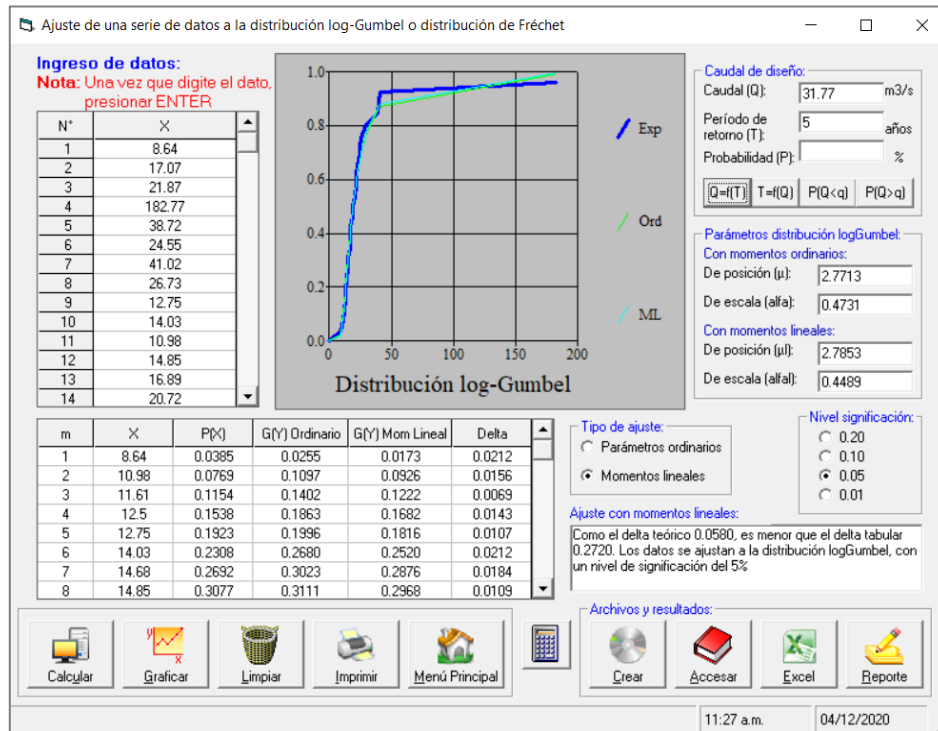


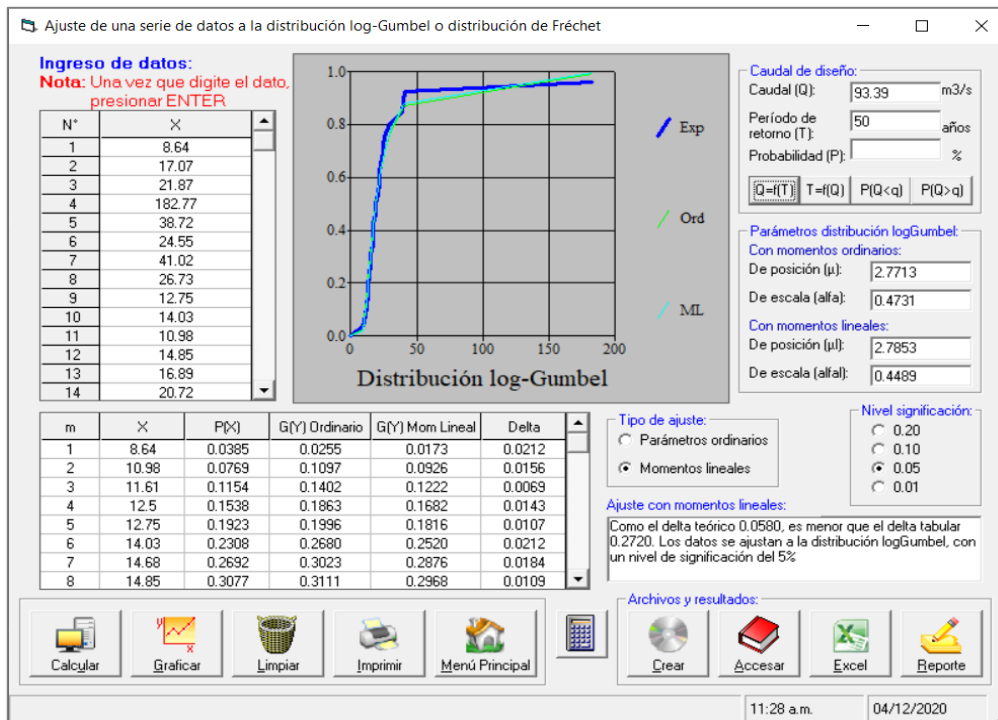
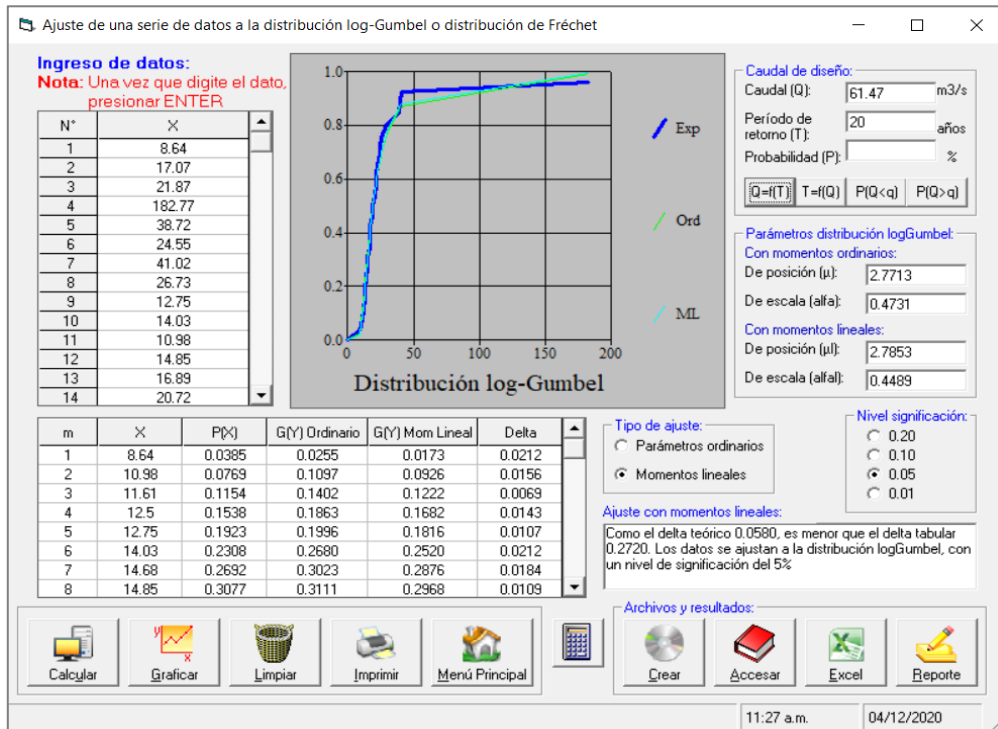


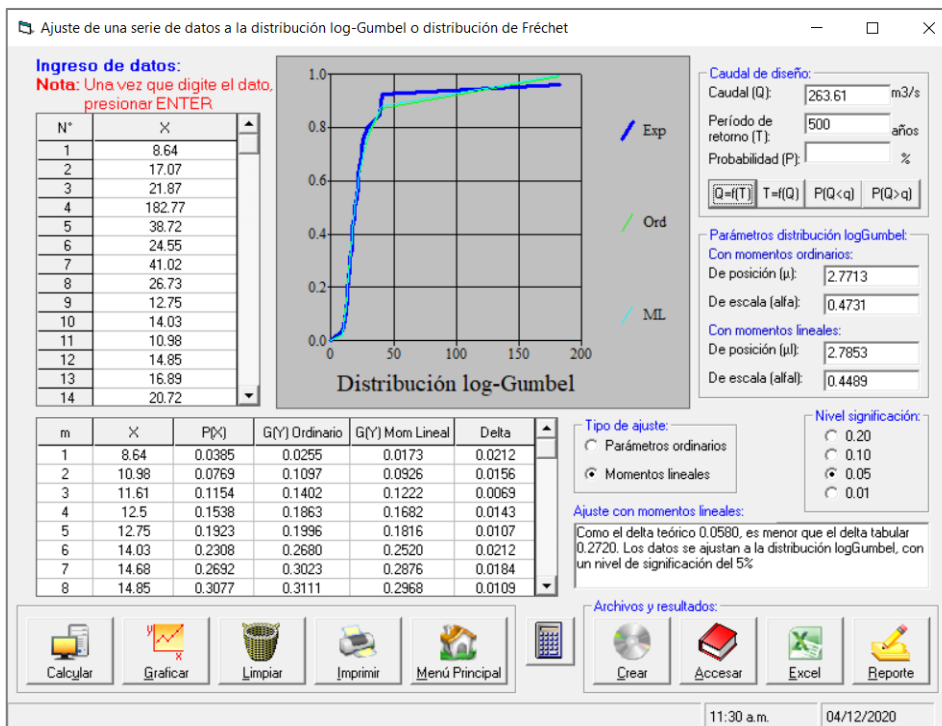
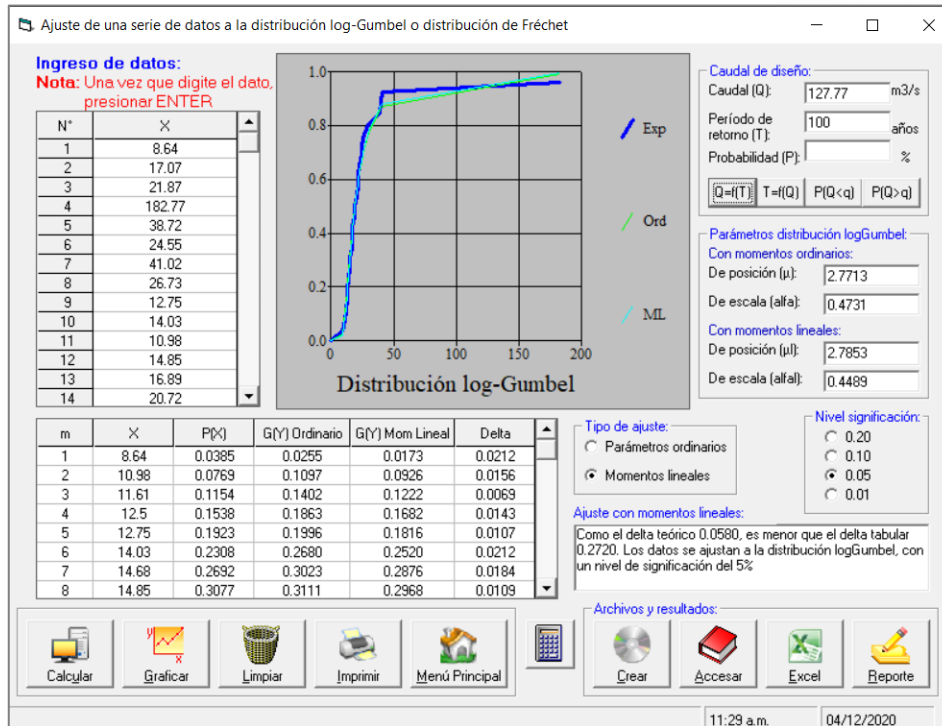


h) Distribución LogGumbel









ANEXO n.º17. Ajuste de distribuciones probabilísticas

• **Distribuciones que se ajustan**

Distribución Log Normal 2 parámetros					
Ajustes con momentos lineales					
Tr (Años)	Delta Teórico		Delta Tabular	Cumple	Nivel de significación
2	0.1192	<	0.272	SI	5%
5	0.1192	<	0.272	SI	5%
10	0.1192	<	0.272	SI	5%
20	0.1192	<	0.272	SI	5%
50	0.1192	<	0.272	SI	5%
100	0.1192	<	0.272	SI	5%
500	0.1192	<	0.272	SI	5%

Distribución Gumbel					
Ajustes con momentos lineales					
Tr (Años)	Delta Teórico		Delta Tabular	Cumple	Nivel de significación
2	0.2183	<	0.272	SI	5%
5	0.2183	<	0.272	SI	5%
10	0.2183	<	0.272	SI	5%
20	0.2183	<	0.272	SI	5%
50	0.2183	<	0.272	SI	5%
100	0.2183	<	0.272	SI	5%
500	0.2183	<	0.272	SI	5%

Distribución LogGumbel					
Ajustes con momentos lineales					
Tr (Años)	Delta Teórico		Delta Tabular	Cumple	Nivel de significación
2	0.058	<	0.272	SI	5%
5	0.058	<	0.272	SI	5%
10	0.058	<	0.272	SI	5%
20	0.058	<	0.272	SI	5%
50	0.058	<	0.272	SI	5%
100	0.058	<	0.272	SI	5%
500	0.058	<	0.272	SI	5%

- **Distribuciones que no se ajustan**

Distribución Normal					
Ajustes con momentos lineales					
Tr (Años)	Delta Teórico		Delta Tabular	Cumple	Nivel de significación
2	0.2872	>	0.272	NO	5%
5	0.2872	>	0.272	NO	5%
10	0.2872	>	0.272	NO	5%
20	0.2872	>	0.272	NO	5%
50	0.2872	>	0.272	NO	5%
100	0.2872	>	0.272	NO	5%
500	0.2872	>	0.272	NO	5%

Distribución Gamma 2 parámetros					
Ajustes con momentos lineales					
Tr (Años)	Delta Teórico		Delta Tabular	Cumple	Nivel de significación
2	0.318	>	0.272	NO	5%
5	0.318	>	0.272	NO	5%
10	0.318	>	0.272	NO	5%
20	0.318	>	0.272	NO	5%
50	0.318	>	0.272	NO	5%
100	0.318	>	0.272	NO	5%
500	0.318	>	0.272	NO	5%

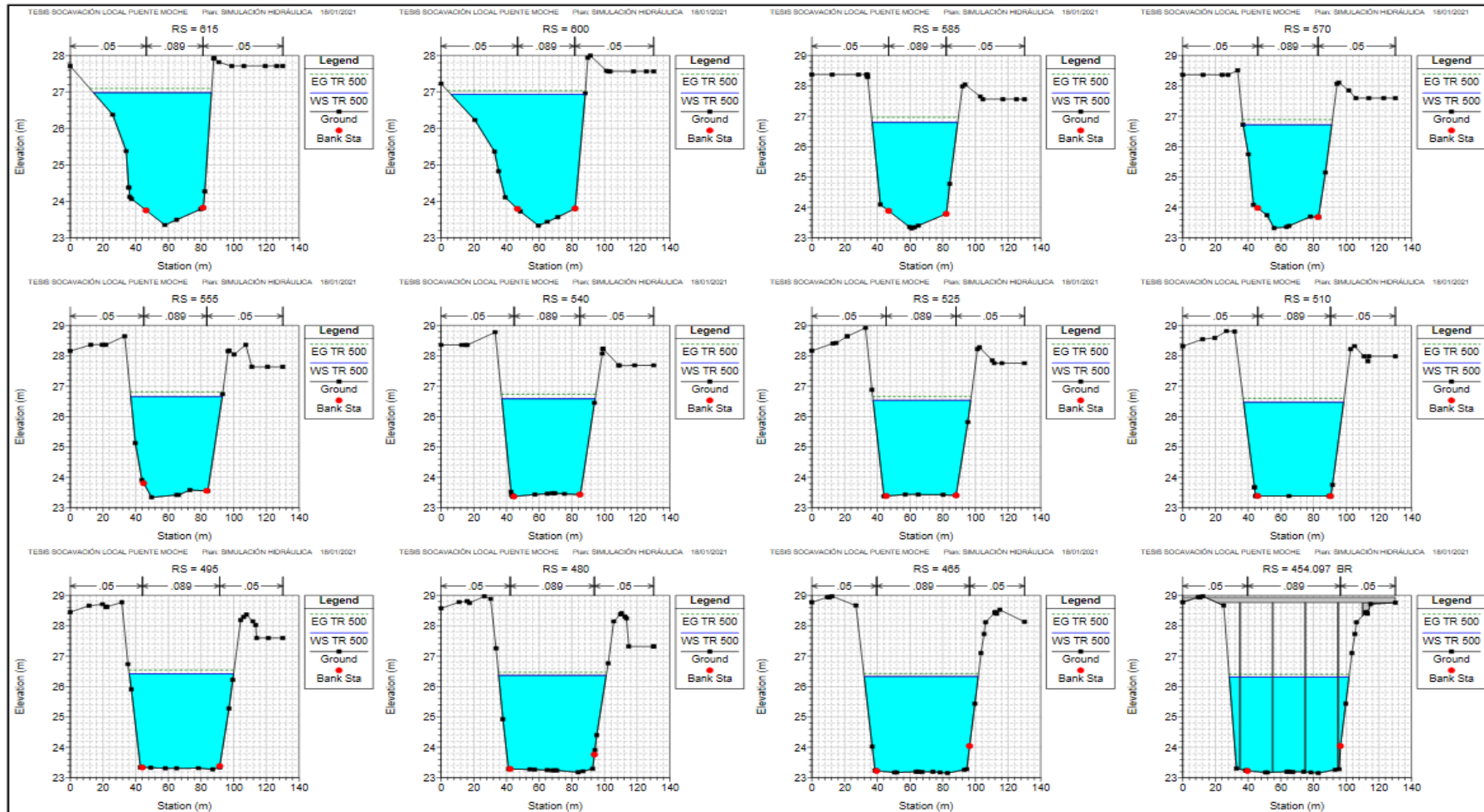
ANEXO n.º18. Prueba de ajuste de Smirnov - Kolmogorov

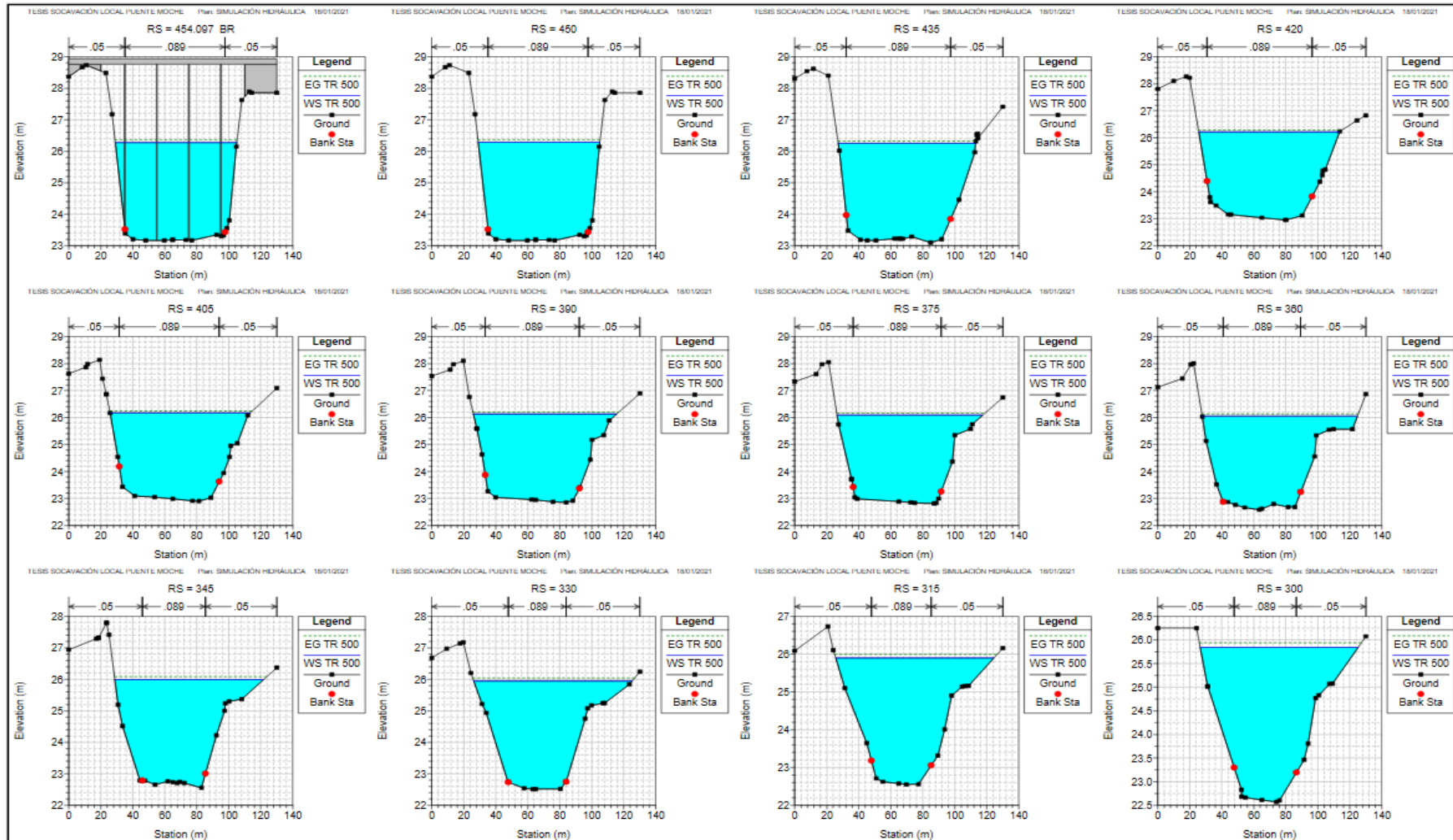
Evaluación tipo de ajustes							
Distribución	Tipo ajuste					Delta tabular	Observaciones
	Parámetros ordinarios		Momentos lineales				
	Delta teórico						
Normal	0.2765		>	0.2872	>	0.2720	La distribución no preseta ningún tipo de ajuste.
Log-Normal 2 parámetros	0.1291		<	0.1192	<	0.2720	La distribución presenta mejor ajuste por momentos lineales.
Log-Normal 3 parámetros	0.0697		<			0.2720	La distribución presenta ajuste solo por parámetros ordinarios.
Gamma 2 parámetros	0.1966		<	0.318	>	0.2720	La distribución presenta ajuste solo por parámetros ordinarios.
Gamma 3 parámetros							La distribución no presenta ningún tipo de ajuste.
LogPearson Tipo III							La distribución no presenta ningún tipo de ajuste.
Gumbel	0.2791		>	0.2183	<	0.2720	La distribución presenta ajuste solo por momentos lineales.
LogGumbel	0.0628		<	0.058	<	0.2720	La distribución presenta mejor ajuste por momentos lineales.

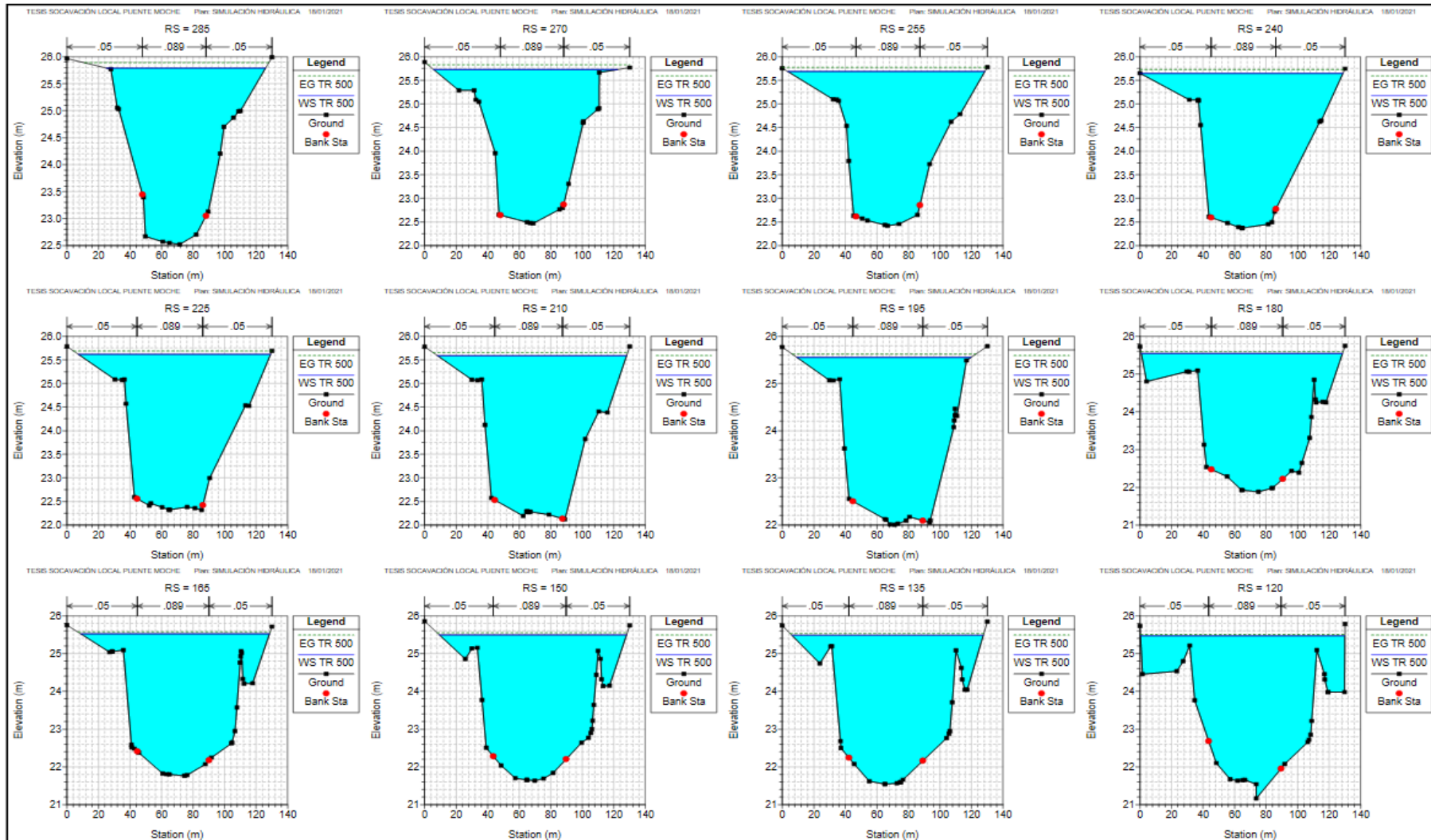
Nota: Se trabajará con el tipo de ajuste de momentos lineales por su menor sensibilidad y mayor aproximación a valores más reales.

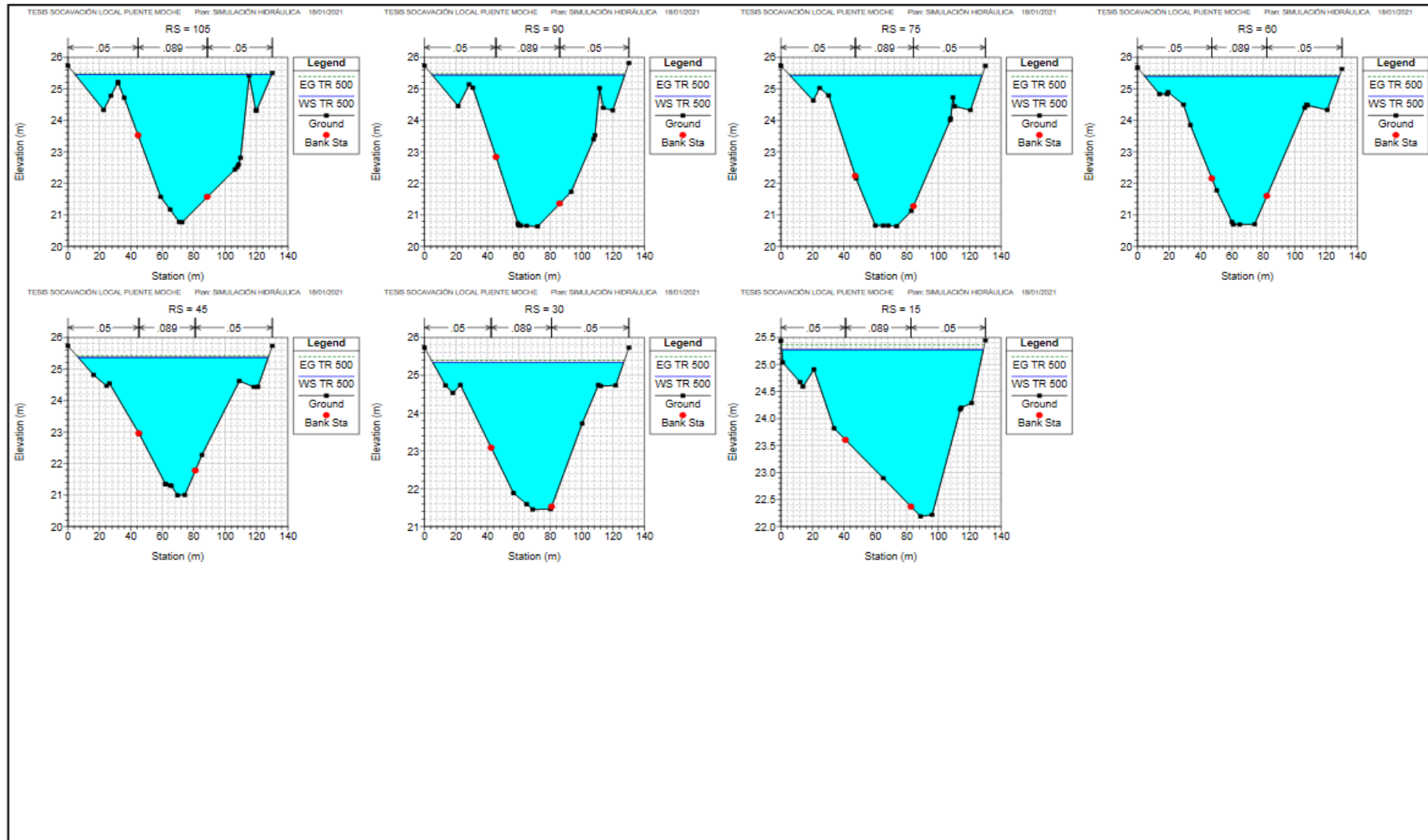
Prueba de bondad de ajuste Smirnov - Kolmogorov				
Distribución	Delta teórico	Delta tabular	La distribución que presenta mejor ajuste es la LogGumbel con un nivel de significación del 5%.	Criterio
Log-Normal 2 parámetros	0.1192	0.2720		Por presentar un menor delta teórico con respecto al delta tabular, en comparación a las demás distribuciones.
Gumbel	0.2183			
LogGumbel	0.058			

ANEXO n.º 19. Vista Secciones Transversales río Moche en HEC-RAS









ANEXO n.º20. Resultados característicos del flujo secciones río Moche

HEC-RAS Plan: SH River: RIO MOCHE Reach: RIO MOCHE Profile: TR 500

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RIO MOCHE	615	TR 500	263.61	23.35	26.98		27.09	0.003473	1.50	174.95	71.92	0.28
RIO MOCHE	600	TR 500	263.61	23.33	26.93		27.04	0.003250	1.44	184.34	82.07	0.25
RIO MOCHE	585	TR 500	263.61	23.31	26.80		26.97	0.005059	1.75	145.30	52.40	0.31
RIO MOCHE	570	TR 500	263.61	23.33	26.72		26.89	0.005493	1.79	144.58	54.26	0.32
RIO MOCHE	555	TR 500	263.61	23.35	26.66		26.81	0.004856	1.69	152.06	56.02	0.30
RIO MOCHE	540	TR 500	263.61	23.37	26.59		26.74	0.004667	1.63	156.87	57.14	0.29
RIO MOCHE	525	TR 500	263.61	23.38	26.53		26.67	0.004377	1.58	162.13	59.88	0.29
RIO MOCHE	510	TR 500	263.61	23.38	26.47		26.60	0.004264	1.55	165.50	61.15	0.28
RIO MOCHE	495	TR 500	263.61	23.28	26.42		26.54	0.003848	1.48	174.32	63.71	0.27
RIO MOCHE	480	TR 500	263.61	23.18	26.37		26.48	0.003571	1.43	182.46	65.80	0.28
RIO MOCHE	465	TR 500	263.61	23.16	26.33	24.49	26.42	0.003082	1.33	196.96	69.74	0.24
RIO MOCHE	454.097	Bridge										
RIO MOCHE	450	TR 500	263.61	23.17	26.28		26.38	0.002884	1.23	213.00	76.05	0.22
RIO MOCHE	435	TR 500	263.61	23.10	26.25		26.32	0.002569	1.18	222.56	85.85	0.22
RIO MOCHE	420	TR 500	263.61	22.95	26.21		26.28	0.002506	1.18	225.46	87.93	0.22
RIO MOCHE	405	TR 500	263.61	22.91	26.17		26.24	0.002548	1.20	221.91	87.52	0.22
RIO MOCHE	390	TR 500	263.61	22.88	26.13		26.21	0.002662	1.24	217.20	89.42	0.22
RIO MOCHE	375	TR 500	263.61	22.81	26.09		26.16	0.002710	1.26	213.80	90.84	0.23
RIO MOCHE	380	TR 500	263.61	22.59	26.05		26.13	0.002444	1.23	217.17	96.96	0.22
RIO MOCHE	345	TR 500	263.61	22.56	25.99		26.08	0.002830	1.32	198.52	92.87	0.23
RIO MOCHE	330	TR 500	263.61	22.51	25.95		26.04	0.002963	1.38	197.88	99.01	0.24
RIO MOCHE	315	TR 500	263.61	22.55	25.90		25.99	0.003331	1.42	192.66	98.71	0.25
RIO MOCHE	300	TR 500	263.61	22.57	25.84		25.94	0.003512	1.41	190.77	98.85	0.26
RIO MOCHE	285	TR 500	263.61	22.52	25.79		25.89	0.003843	1.45	190.71	100.93	0.26
RIO MOCHE	270	TR 500	263.61	22.47	25.73		25.83	0.003919	1.51	191.22	116.52	0.27
RIO MOCHE	255	TR 500	263.61	22.42	25.68		25.77	0.003259	1.38	205.51	124.78	0.25
RIO MOCHE	240	TR 500	263.61	22.37	25.65		25.73	0.002571	1.23	221.47	128.59	0.22
RIO MOCHE	225	TR 500	263.61	22.32	25.61		25.69	0.002394	1.20	224.88	121.69	0.21
RIO MOCHE	210	TR 500	263.61	22.14	25.58		25.65	0.002109	1.14	233.44	119.75	0.20
RIO MOCHE	195	TR 500	263.61	22.00	25.55		25.62	0.001903	1.10	235.25	110.34	0.19
RIO MOCHE	180	TR 500	263.61	21.88	25.54		25.59	0.001465	0.98	267.10	127.49	0.17
RIO MOCHE	165	TR 500	263.61	21.76	25.52		25.57	0.001472	1.00	261.89	119.34	0.17
RIO MOCHE	150	TR 500	263.61	21.63	25.50		25.55	0.001359	0.98	270.48	118.74	0.18
RIO MOCHE	135	TR 500	263.61	21.54	25.48		25.53	0.001231	0.95	281.04	121.31	0.18
RIO MOCHE	120	TR 500	263.61	21.16	25.47		25.51	0.000965	0.84	308.19	129.61	0.14
RIO MOCHE	105	TR 500	263.61	20.77	25.45		25.49	0.001097	0.91	285.71	124.95	0.15
RIO MOCHE	90	TR 500	263.61	20.63	25.43		25.48	0.000947	0.91	295.33	122.43	0.14
RIO MOCHE	75	TR 500	263.61	20.64	25.42		25.46	0.001008	0.96	288.99	122.20	0.15
RIO MOCHE	60	TR 500	263.61	20.70	25.40		25.45	0.001154	1.01	278.28	123.80	0.16
RIO MOCHE	45	TR 500	263.61	20.99	25.36		25.42	0.001717	1.11	246.26	120.95	0.18
RIO MOCHE	30	TR 500	263.61	21.45	25.33		25.40	0.001907	1.11	240.56	121.35	0.19
RIO MOCHE	15	TR 500	263.61	22.37	25.27	24.25	25.38	0.002804	0.99	216.80	128.23	0.21