

UNIVERSIDAD NACIONAL “HERMILIO VALDIZÁN”

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**EFFECTOS DE SOCAVACIÓN POTENCIAL EN LA FALLA POR ESTABILIDAD DE
ESTRIBOS DEL PUENTE HERACLIO TAPIA LEÓN, HUÁNUCO - 2022**

LINEA DE INVESTIGACIÓN INGENIERÍA CIVIL - HIDRÁULICA

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

TESISTA:

BALTAZAR ESPÍRITU, FAUSTINO

ASESOR:

DR. VILLANUEVA VILLAR , CARLOS EDUARDO

HUÁNUCO – PERÚ

2022

Dedicatoria

A mí querido padre Teófanez Baltazar Rivera, por los consejos y apoyo incondicional que ha sido una constancia y perseverancia para continuar con mis anhelos y a la memoria de mi querida madre Fermina Espíritu León.

Agradecimiento

Expreso mi reconocimiento y gratitud a los Docentes del PROFI, Grupo III, que han impartido sus conocimientos y experiencias, para encaminar el desarrollo de la presente investigación.

RESUMEN

Nuestra investigación fue evaluar los efectos que ocasiona la socavación potencial en la falla por estabilidad en los estribos del puente Heraclio Tapia León, con emplazamiento sobre el río Higueras, ubicado en el Distrito, Provincia y Departamento de Huánuco. Para la estimación de la profundidad de la socavación general y contracción se usó el método de Lischtvan Lebediev aplicado a flujos subcríticos y para la socavación local el método desarrollado por David Froehlich para lecho vivo. El caudal de diseño fue de 214.97 m³/s, para un período de retorno de 500 años, la profundidad alcanzada por la socavación general y contracción en los estribos derecho e izquierdo es de 1.67 y 1.60 metros, la erosión no alcanza el nivel de la cimentación, quedando por encima del fondo o base de la zapata a 0.34 y 0.21 metros. Para la socavación local de 2.29 y 2.26 metros, para este caso ocurre todo lo contrario el nivel de cimentación en las puntas de los estribos quedan expuestos por la remoción de material con 2.08 metros en el estribo derecho y 1.92 metros en el estribo izquierdo con profundidades por debajo de la base de la cimentación. El análisis de estabilidad para la socavación general y contracción se efectuó sin las cargas del puente, sin considerar el empuje pasivo e hidrostático, es decir para las condiciones más desfavorables, resultando con condiciones estables las subestructuras, los factores de seguridad de volteo y deslizamiento determinados superan lo establecido, para la socavación local imposibilita su análisis por estabilidad, existe la pérdida de capacidad de empotramiento en su base de los estribos. La profundidad de la socavación potencial es de 3.96 metros en el estribo derecho y 3.86 metros en el estribo izquierdo, existe una falla parcial, se recomienda la protección mediante calzaduras.

Palabras claves: Socavación potencial, estabilidad.

ABSTRACT

Our investigation was to evaluate the effects caused by potential scour in the failure due to stability in the abutments of the Heraclio Tapia León bridge, located on the Higuera river, located in the District, Province and Department of Huánuco. For the estimation of the depth of general scour and contraction, the Lischvan Lebediev method applied to subcritical flows was used, and for local scour the method developed by David Froehlich for live bed. The design flow was 214.97 m³/s, for a return period of 500 years, the depth reached by general scour and contraction in the right and left abutments is 1.67 and 1.60 meters, erosion it does not reach the level of the foundation, remaining above the bottom or base of the footing at 0.34 and 0.21 meters. For the local scour of 2.29 and 2.26 meters, in this case the opposite occurs, the foundation level at the tips of the abutments are exposed by the removal of material with 2.08 meters in the right abutment and 1.92 meters in the left abutment with depths below the base of the foundation. The stability analysis for general scour and contraction was carried out without the loads of the bridge, without considering the passive and hydrostatic thrust, that is, for the most unfavorable conditions, resulting in stable conditions for the substructures, the overturning safety factors and determined alterations, exceed what is established, for local scour impossible to analyze for stability, there is a loss of embedment capacity at the base of the abutments. The depth of potential scour is 3.96 meters in the right abutment and 3.86 meters in the left abutment, there is a partial failure, protection by shims is recommended.

Keywords: Potential scour, stability.

ÍNDICE

I	PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	1
1.1	Fundamentación del Problema de Investigación	1
1.2	Formulación del Problema de Investigación General y Específico.....	3
1.2.1	Problema General	3
1.2.2	Problemas Específicos.....	3
1.3	Formulación del Objetivo General y Específicos	4
1.3.1	Objetivo general.....	4
1.3.2	Objetivo Específicos	4
1.4	Justificación.....	4
1.5	Limitaciones.....	5
1.6	Formulación de Hipótesis General y Específicas.....	7
1.6.1	Hipótesis general.....	7
1.6.2	Hipótesis específico	7
1.7	Variables.....	7
1.8	Definición Teórica y Operacionalización de Variables.....	9
II	MARCO TEÓRICO.....	12
2.1	Antecedentes de la investigación.....	12
2.1.1	A Nivel Internacional	12
2.1.2	A Nivel Nacional.....	13
2.1.3	A Nivel Local	15
2.2	Bases Teóricas	16

2.2.1	Socavación potencial	16
2.2.2	Socavación general	16
2.2.3	Socavación por estrechamiento	17
2.2.4	Socavación local.....	22
2.2.5	Falla por estabilidad de estribos de puentes por socavación	35
2.2.6	Parámetros indicadores de la socavación general y contracción	45
2.2.7	Parámetros indicadores de la socavación local en estribos	45
2.3	Bases Conceptuales o Definición de Términos Básicos	46
2.4	Bases Epistemológicas, Filosóficas o Antropológicas.....	48
III	METODOLOGÍA.....	50
3.1	Ámbito	50
3.2	Población	50
3.3	Muestra.....	50
3.4	Nivel, tipo de estudio.....	51
3.5	Diseño de investigación.....	52
3.6	Métodos, técnicas e instrumentos	52
3.7	Validación y confiabilidad del instrumento.....	53
3.8	Procedimiento.....	53
3.9	Tabulación y análisis de datos	57
3.10	Consideraciones Éticas	71
IV	RESULTADOS.....	72
V	DISCUSIÓN.....	74

5.1	Discusión de resultados de la socavación potencial	74
	CONCLUSIONES	77
	RECOMENDACIONES O SUGERENCIAS	79
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICA	80
	ANEXOS	83

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factor de corrección por contracción del cauce μ	21
Tabla 2 Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos ϕ	21
Tabla 3 Coeficiente según la forma del Estribo K1.....	24
Tabla 4 Límites de separación de tamaño de suelo.....	29
Tabla 5 Número de tamices y abertura en mm.....	30
Tabla 6 Ángulo de fricción para diferentes materiales	38
Tabla 7 Aceleración pico del terreno según zona	42
Tabla 8 Clasificación de suelos de acuerdo a la amplificación sísmica E.030	43
Tabla 9 Parámetros geotécnicos para la socavación general y contracción.....	56
Tabla 10 Parámetros geotécnicos para el análisis de estabilidad en los estribos	56
Tabla 11 Precipitación máxima diaria para un período de retorno de 500 años	58
Tabla 12 Parámetros de la cuenca Higueras con salida en el puente Heraclio Tapia León	58
Tabla 13 Resumen de valores para el método racional modificado	59
Tabla 14 Parámetros hidrológicos	60
Tabla 15 Parámetros hidráulicos.....	60
Tabla 16 Parámetros geotécnicos.....	60
Tabla 17 Parámetros adimensionales	60
Tabla 18 Socavación general y contracción en los estribos del puente	61
Tabla 19 Parámetros hidráulicos para el estribo derecho.....	61
Tabla 20 Parámetros hidráulicos para el estribo izquierdo.....	61
Tabla 21 Parámetros geométricos para ambos estribos	61
Tabla 22 Parámetros adimensionales para ambos estribos	61
Tabla 23 Socavación local en los estribos del puente.....	62

Tabla 24	Parámetros geotécnicos y geométricos del estribo derecho	62
Tabla 25	Empuje lateral activo sobre el estribo derecho.....	62
Tabla 26	Parámetros geotécnicos y geométricos del estribo derecho	62
Tabla 27	Empuje lateral activo con sismo sobre el estribo derecho	63
Tabla 28	Incremento dinámico por sismo sobre el estribo derecho	63
Tabla 29	Sobrecarga en el estribo derecho.....	63
Tabla 30	Momento de volteo en el estribo derecho	63
Tabla 31	Momento estabilizador en el estribo derecho	64
Tabla 32	Suma de fuerzas impulsoras en el estribo derecho	64
Tabla 33	Suma de fuerzas de resistencia en el estribo derecho.....	64
Tabla 34	Parámetros geotécnicos y geométricos del estribo izquierdo	65
Tabla 35	Empuje lateral activo sobre el estribo izquierdo.....	65
Tabla 36	Parámetros geotécnicos y geométricos del estribo izquierdo	65
Tabla 37	Empuje lateral activo con sismo sobre el estribo izquierdo	66
Tabla 38	Incremento dinámico por sismo sobre el estribo izquierdo.....	66
Tabla 39	Sobrecarga en el estribo izquierdo.....	66
Tabla 40	Momento de volteo en el estribo izquierdo	66
Tabla 41	Momento estabilizador en el estribo izquierdo	67
Tabla 42	Suma de fuerzas impulsoras en el estribo izquierdo.....	67
Tabla 43	Suma de fuerzas de resistencia en el estribo derecho.....	67
Tabla 44	Resultados de la socavación potencial y falla por estabilidad en estribos del puente	72
Tabla 45	Resultados de la socavación potencial en estribos del puente.....	74
Tabla 46	Resultados del análisis de estabilidad en el estribo derecho del puente ...	75
Tabla 47	Resultados del análisis de estabilidad en el estribo izquierdo del puente .	75

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Sección transversal de un puente socavado.....	17
Figura 2 Formas de estribos (Froehlich 1989).....	25
Figura 3 Coeficiente del ángulo de ataque del flujo.....	25
Figura 4 Vista del Puente Heraclio Tapia León en época de estiaje	26
Figura 5 Partes del estribo de un puente.....	27
Figura 6 Representación gráfica de la curva granulométrica	32
Figura 7 Fuerzas que actúan sobre un muro en voladizo	35
Figura 8 Simbología para el empuje activo de Coulomb.....	37
Figura 9 Simbología para el empuje pasivo de Coulomb	39
Figura 10 Diagrama de fuerzas de la cuña activa	41
Figura 11 Zonificación sísmica del Perú.....	43
Figura 12 Niveles de socavación alcanzado en ambos estribos	69

INTRODUCCIÓN

Con la presente investigación se busca evaluar los efectos que ocasiona la socavación potencial y la probable falla por estabilidad en los estribos del Puente Heraclio Tapia León, ubicado en el Distrito, Provincia y Departamento de Huánuco, sobre el río Higuera y dentro de la zona urbana que comunica los capitales de los distritos Huánuco y Pillco Marca, obra en la fecha se encuentra en la etapa de operación o funcionamiento, para ello es de vital importancia obtener información de base mediante recopilación de datos para el estudio en el aspecto hidrológico, hidráulico, geotécnico y planos en planta, secciones transversales del puente, seguido realizar los cálculos correspondientes previo a esto es obtener los parámetros que intervienen para la socavación general y contracción y también para la socavación local, determinar el caudal de diseño asociado a un cierto período de retorno, luego obtener los parámetros hidráulicos en la sección del puente y los parámetros geotécnicos y estimar las profundidades alcanzadas por la socavación y analizar la estabilidad en los estribos del puente para esto inciden el ángulo de fricción interna del suelo y peso específico sobre el relleno, como también las dimensiones de los estribos como su altura, base y sus ángulos de inclinación, para su posterior cálculo de las fuerzas que actúan sobre la subestructura como los empujes laterales debido al relleno en condición estático y dinámico y sus pesos propios del estribo y del relleno, para su posterior análisis de estabilidad que los más frecuentes son la falla por volteo y deslizamiento.

I PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 Fundamentación del Problema de Investigación

El estudio relacionado a la socavación potencial en los estribos de puentes, es de suma importancia y de gran interés, además debe ser considerado como aspecto relevante durante el diseño hidráulico de un puente, debido a que un mal procedimiento en la estimación de las profundidades de la socavación potencial o total, bien sea general, por estrechamiento o contracción, o también de forma local generan fallas. Estas fallas pueden relacionarse además con el deterioro de las cimentaciones como parte de la subestructura. Esta situación puede traer consecuencias fatales en el futuro o dentro de la fase de operación, el colapso parcial o total de un puente, restringiendo o paralizando el transporte, producir el congestionamiento vehicular en las zonas aledañas, así como también pérdidas económicas, afectando a la población usuaria, necesidad de proyectar un nuevo puente.

De esta manera, la problemática se presenta generalmente por no realizar un estudio riguroso, exigente, minucioso, detallado, cumpliendo las exigencias de las normas vigentes a cabalidad, los cánones de la buena práctica dentro del ejercicio de la profesión y con la participación de expertos en área de la Ingeniería Civil, como especialistas en la materia en cuestión en: Hidrología, hidráulica, geología, geotecnia y topografía, es decir es amplio y multidisciplinario.

En este caso, la propuesta es la evaluación de los efectos que ocasiona la socavación potencial en la falla por estabilidad en los estribos del puente Heraclio Tapia León, ubicado en la Provincia de Huánuco, luego de haber efectuado las estimaciones de las profundidades de la socavación, y se usará el método de Lischtván Lebediev para la estimación de la profundidad de socavación general y por contracción, el método de David Froehlich para la socavación local en los estribos y su posterior análisis de estabilidad de los estribos.

Ahora bien, tomando en cuenta las consideraciones anteriores, podemos decir que la socavación potencial afecta a todos los puentes que están en contacto constante con la dinámica de un río, que es un flujo bifásico es decir agua más sedimento, este fenómeno tiene presencia a nivel mundial, nacional, regional y local y aún podemos mencionar que es la interacción subestructura, suelo y agua.

En un estudio realizado en puentes carreteros y ferroviarios de varios países de los cinco continentes desde 1847 hasta 1975, según lo expone Smith (1976), arrojó que casi el 50% de las fallas ocurridas en 143 puentes tuvo su origen en las grandes avenidas, así mismo, la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes con siglas en inglés AASHTO, llevaron a cabo estudios de puentes en EE.UU y en todo el mundo, y estos fallaron por causas de la socavación, como también Shirole y Holt estudiaron 1,000 de 600,000 puentes en Estados Unidos en un periodo de 30 años y encontraron que el 60% de las fallas es a causa de la socavación y así Wardhana y Hadipriono estudiaron 500 puentes con fallas ocurridas entre 1989 y el 2000 en los Estados Unidos y el 53% ocasionados por las avenidas y la socavación. (Rocha, 2013, págs. 199-200).

En nuestro país Perú tal situación es mucho más grave, los dos últimos Meganiños produjeron daños perjudiciales a la infraestructura vial, principalmente a los puentes. En 1983, 55 puentes resultaron afectados o destruidos y en 1998 resultó 58 puentes destruidos y 28 afectados, en resumen, las fallas ocurridas en ambos Meganiños tuvieron su origen en problemas hidráulicos. (Rocha, 2013, pág. 201).

En el caso de nuestro departamento de Huánuco, en la provincia de Puerto Inca en el año 1998 los puentes; El Dorado 1, Plátano Isla, Galicia, Tambo largo, Km. 18 y Sungarillo, fueron destruidos por causas del fenómeno del niño, debido a las constantes precipitaciones pluviales. (Caretas, 1998).

En la provincia de Huacaybamba dentro del Camino Nacional Sub tramo: de Puente Copuma hacia Huacaybamba, el puente Aray, ubicado en el KM 3+000, ha colapsado debido a un huaico, suscitado por las intensas lluvias. (Andina.pe, 2014).

Con esta investigación se busca determinar los efectos que ocasiona la socavación potencial en los estribos de un puente, y las posibles fallas que se puede presentar por vuelco y deslizamiento que son los más frecuentes, para ello la recopilación de información como estudio de suelos y planos topográficos se tomará parte del expediente técnico elaborado por la Municipalidad Provincial de Huánuco en convenio con el Gobierno Regional Huánuco, y demás estudios y análisis se llevará a cabo en el puente Heraclio Tapia León, Distrito, Provincia, Departamento Huánuco-Perú.

1.2 Formulación del Problema de Investigación General y Específico

1.2.1 Problema General

¿Qué efectos ocasiona la socavación potencial en la falla por estabilidad en estribos del puente Heraclio Tapia León?

1.2.2 Problemas Específicos

Problema específico N° 1

¿Cuál es la profundidad producida por la socavación general y contracción para el análisis de la falla por estabilidad por volteo en los estribos del puente Heraclio Tapia León?

Problema específico N° 2

¿Cuál es la profundidad producida por la socavación general y contracción para el análisis de la falla por estabilidad por deslizamiento en los estribos del puente Heraclio Tapia León?

Problema específico N° 3

¿Cuál es la profundidad ocasionada por la socavación local para el análisis de la falla por estabilidad por volteo en los estribos del puente Heraclio Tapia León?

Problema específico N° 4

¿Cuál es la profundidad ocasionada por la socavación local para el análisis de la falla por estabilidad por deslizamiento en los estribos del puente Heraclio Tapia León?

1.3 Formulación del Objetivo General y Específicos

1.3.1 *Objetivo general*

Evaluar los efectos que ocasiona la socavación potencial en la falla por estabilidad en los estribos del puente Heraclio Tapia León.

1.3.2 *Objetivo Específicos*

Objetivo específico N° 1

Determinar la profundidad generada por la socavación general y contracción y analizar la falla por estabilidad por volteo en los estribos del puente Heraclio Tapia León.

Objetivo específico N° 2

Determinar la profundidad generada por la socavación general y contracción y analizar la falla por estabilidad por deslizamiento en los estribos del puente Heraclio Tapia León.

Objetivo específico N° 3

Estimar la profundidad ocasionada por la socavación local y analizar la falla por volteo en los estribos del puente Heraclio Tapia León.

Objetivo específico N° 4

Estimar la profundidad ocasionada por la socavación local y analizar la falla por deslizamiento en los estribos del puente Heraclio Tapia León.

1.4 Justificación

En la presente investigación se justifica en el siguiente orden;

Justificación teórica

Con la investigación que se propone es determinar los efectos de la socavación potencial y aplicar un estudio relacionado con la Hidrología, hidráulica, geología y geotecnia enmarcado en el diseño Hidráulico de Puentes, que permitirá conocer los parámetros que

condicionan la profundidad de socavación en los estribos, los tipos de fallas más preponderantes que se pueden presentar como es por deslizamiento y volteo, en adelante analizar la falla y tomar las acciones pertinentes.

Justificación práctica

La correcta estimación de la profundidad de socavación potencial, en el diseño hidráulico de puentes, se considera importante porque garantiza la durabilidad y estabilidad en las cimentaciones de un puente; de igual manera, durante la fase de puesta en operación es importante que no falle o colapse por causas de la socavación, y que garantice las condiciones para el cual fue proyectado y no genere pérdidas económicas.

Justificación metodológica

En la presente investigación se va plantear la forma correcta de la aplicación del método para la evaluación de la socavación general, que es el método de Lischtvan-Levediev, lo más usados por los consultores en el diseño hidráulico de puentes, con precisar que este método contempla tanto la socavación general y por estrechamiento, y en la mayoría de estudios están duplicando al estimar la profundidad de socavación de forma aislada o de forma separada cuando este método ya lo considera ambas socavaciones, y para el cálculo de la socavación local en estribos se aplicará el método de Froehlich.

Justificación social

Esta investigación servirá a los consultores, evaluadores, investigadores, como base y partida en el estudio dentro del aspecto del diseño hidráulico de puentes, a las instituciones públicas y contratistas que desarrollan o ejecutan relacionados a un puente y se puede aplicar a estudios similares.

1.5 Limitaciones

En lo económico

Para determinar el caudal de diseño, se necesitará las precipitaciones máximas anuales y esta información otorga el SENAMHI que tiene un costo por año de S/ 42.00 soles

y necesito tener un mínimo de 25 años de registros según el Manual de Carreteras, Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC, por lo que se va descargar datos existentes en la plataforma o página web del organismo público como usuario registrado y se realizará la proyección de datos en este caso de la estación Canchán.

En cuanto al estudio de mecánica de suelos, específicamente la distribución granulométrica y de aquí calcular los diámetros característicos o representativos del lecho, se tomará de los estudios realizados en el expediente técnico, debido que se necesitará la toma de datos en campo y es dificultoso por la crecida del río por las constantes lluvias en época de invierno y solo se considerará lo estudios del estribo derecho e izquierdo del puente, como también respecto al muestreo y caracterización del material del lecho no se podrá cumplir la normativa vigente del Manual de Carreteras, Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC, establecida en la página 91, por las mismas dificultades descritas.

En la muestra

Como existe una cantidad de puentes como muestra se ha tomado un puente para la investigación al azar, por conveniencia, con mayor acceso a la información existente, por la distancia y su proximidad para poder contrastar las dimensiones de la geometría de los estribos, las secciones transversales, pendiente del cauce, el coeficiente de rugosidad, tipo de suelo y también las coordenadas UTM.

Factores externos

Al solicitar información como copia de expedientes técnicos a las instituciones públicas, se vuelve una limitante como la demora en la entrega, por lo que la Universidad debe suscribir convenios para que los alumnos, investigadores y profesionales tengan mayores accesos.

1.6 Formulación de Hipótesis General y Específicas

1.6.1 Hipótesis general

La socavación potencial genera falla por estabilidad en los estribos del puente Heraclio Tapia León.

1.6.2 Hipótesis específico

Hipótesis específico N°1

La profundidad de la socavación general y contracción no produce inestabilidad por volteo en los estribos del puente Heraclio Tapia León.

Hipótesis específico N°2

La profundidad de la socavación general y contracción no produce inestabilidad por deslizamiento en los estribos del puente Heraclio Tapia León.

Hipótesis específico N°3

La profundidad ocasionada por la socavación local alcanza profundidad por debajo del nivel de la cimentación e imposibilita el análisis por volteo en los estribos del puente Heraclio Tapia León.

Hipótesis específico N°4

La profundidad ocasionada por la socavación local alcanza profundidad por debajo del nivel de la cimentación e imposibilita el análisis por deslizamiento en los estribos del puente Heraclio Tapia León.

1.7 Variables

Variable dependiente

- Falla por estabilidad en estribos

Variable independiente

- Socavación potencial

Variable interviniente

- Socavación por migración lateral de la corriente no es materia de esta investigación.

1.8 Definición Teórica y Operacionalización de Variables

EFFECTOS DE LA SOCAVACIÓN POTENCIAL EN LA FALLA POR ESTABILIDAD EN ESTRIBOS DEL PUENTE HERACLIO

TAPIA LEÓN, HUÁNUCO - 2022.

VARIABLE	DEFINICIÓN OPERACIONAL	SUBVARIABLE DIMENSIÓN	INDICADOR	UNIDAD	TIPO DE VARIABLE	ESCALA	INSTRUMENTO
Variable independiente Socavación Potencial	La socavación general y contracción alcanza una profundidad y está condicionado por parámetros: hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos y adimensionales	Socavación general y contracción	<p>Profundidad de socavación general y contracción $H_{SGC} = (H_s - h)$</p> <p>Parámetros hidrológicos</p> <ul style="list-style-type: none"> Periodo de retorno (Tr) Caudal de diseño (Qd) <p>Parámetros hidráulicos</p> <ul style="list-style-type: none"> Área Hidráulica (Ah) Perímetro mojado (Pm) Radio Hidráulico (R) Ancho efectivo del canal (Be) Profundidad media $H_m = Ah/Be$ Tirante de agua (h) Número de Froude ($F_r = \frac{V}{\sqrt{gH_m}}$) <ul style="list-style-type: none"> V= velocidad media coeficiente de rugosidad de Manning (n) Pendiente hidráulica (S) g=aceleración de la gravedad 	<p>$H_{SGC}(m)$</p> <p>Tr (años)</p> <p>Qd (m³/s)</p> <p>Ah(m²)</p> <p>Pm (m)</p> <p>R (m)</p> <p>Be (m)</p> <p>Hm (m)</p> <p>h(m)</p> <p>V (m/s)</p> <p>Fr, n y S (adimensional)</p> <p>g (9.8 m/s²)</p>	Cuantitativa	Continua	Ficha de recolección de datos en hoja EXCEL, a partir de base de datos de SENHAMI, delimitación de la cuenca Higueras
			<p>Parámetros geotécnicos</p> <ul style="list-style-type: none"> Diámetro medio de las partículas (Dm). 	Dm (mm)	Cuantitativa	Continua	Ficha de recolección de datos en EXCEL
			<p>Parámetros adimensionales</p> <ul style="list-style-type: none"> Coeficiente de sección o distribución de gasto (α). Coeficiente de frecuencia (β). Coeficiente de corrección por contracción (μ). Coeficiente de corrección por la densidad del agua durante la avenida (φ) 	adimensional	Cuantitativa	Continua	Ficha de recolección de datos en hoja EXCEL

VARIABLE	DEFINICIÓN OPERACIONAL	SUBVARIABLE DIMENSIÓN	INDICADOR	UNIDAD	TIPO DE VARIABLE	ESCALA	INSTRUMENTO
Variable independiente Socavación Potencial	La socavación local alcanza una profundidad y está condicionado por parámetros: hidrológicos, hidráulicos, geométricos y adimensionales	Socavación local	<p>Profundidad de socavación local $H_{SL} = Y_S$</p> <p>Parámetros hidrológicos</p> <ul style="list-style-type: none"> Período de retorno (Tr) Caudal de diseño (Qd). <p>Parámetros hidráulicos</p> <ul style="list-style-type: none"> Profundidad hidráulica en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente ($h_e = A_e/L$). Área de flujo de la sección aguas arriba obstruida por los estribos (A_e). Velocidad del flujo obstruido por el estribo y los accesos al puente en la sección aguas arriba (V_e). Caudal obstruido por los estribos o accesos, medido aguas arriba del puente (Q_e). Número de Froude (Fr_e). 	<p>$P_{SL} = Y_S (m)$</p> <p>Tr (años) Qd (m³/s) Ye (m) Ae (m²) Ve (m/s) Qe (m³/s) Fre (adimensional)</p>	Cuantitativa	Continua	Ficha de recolección de datos y hoja de cálculo en Excel
			<p>Parámetros geométricos</p> <ul style="list-style-type: none"> Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo (L). Ángulo de inclinación del estribo (θ). 	<p>L (m) θ (grados)</p>	Cuantitativa	Continua	Ficha de recolección de datos a partir de Planos en planta del puente
			<p>Parámetros adimensionales</p> <ul style="list-style-type: none"> Factor de corrección que depende de la forma del estribo (K_1). Factor de corrección que depende del ángulo de ataque del flujo al estribo (K^θ). 	adimensionales	Cuantitativa	Continua	Ficha de recolección de datos en hojas Excel a partir de Tablas

VARIABLE	DEFINICIÓN OPERACIONAL	SUBVARIABLE DIMENSIÓN	INDICADOR	UNIDAD	TIPO DE VARIABLE	ESCALA	INSTRUMENTO
Variable dependiente Falla por estabilidad en estribos	Las fallas en estribos de un puente se presentan por volteo y deslizamiento	Estabilidad por volteo	FSV =Suma de los momentos de fuerzas que tienden a volcar entre suma de los momentos de fuerzas que tienden a evitar el vuelco	Factor de seguridad al volteo (FSV>2.00) Adimensional	Cuantitativa	Continua	Hoja de cálculo en Excel
		Estabilidad por deslizamiento	FSD=Suma de las fuerzas de resistencia horizontal entre suma de las fuerzas impulsoras horizontales	Factor de seguridad al deslizamiento (FSD>1.50) Adimensional	Cuantitativa	Continua	Hoja de cálculo en Excel

II MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

2.1.1 *A Nivel Internacional*

En la revisión de antecedentes de investigación a nivel internacional, no se pudo ubicar con actualidad dentro de los últimos cinco años, sin embargo, proporcionan un aporte relevante y guarda similitud con las variables de estudio; así en la Universidad Nacional Autónoma de México, el investigador llega a las siguientes conclusiones;

Al analizar la estabilidad estructural de los puentes, para encontrar los mecanismos de falla, es necesario tener un estudio completo de los efectos de socavación, a pesar que las estructuras cumplen los factores de seguridad establecidos en las normas y luego de ocurrido el fenómeno de socavación, pueden volverse inestables y tener riesgo de falla. En el caso que la estructura de un puente falle ocasionaría pérdidas importantes en lo económico, social, comunicación y hasta pérdidas de vidas humanas, lo cual nunca es deseable en una obra civil.

En la revisión estructural se tienen en cuenta los dos mecanismos de falla más importantes que ocurren en puentes que presentan el fenómeno de socavación, siendo el volteo y el deslizamiento estos mecanismos críticos. Esto con el objetivo de dar una visión del proceso de este tipo de revisión que en la práctica profesional se presenta. (Marín, 2014, pág. 128).

Como también esta investigación no está dentro de los últimos cinco años, sin embargo, resalta los aspectos de diseño de obras en los ríos y los aspectos hidrológicos e hidráulicos que se deben tomar en cuenta por lo que es válido dicho aporte; así el investigador en la Universidad Militar Nueva Granada Bogotá, enfatiza en sus conclusiones;

Para diseñar obras emplazados en los ríos estos se soportan en estudios hidráulicos e hidrológicos para caudales máximos para estimar la socavación.

Hay que tomar en cuenta la forma y ámbito espacial de las secciones transversales plasmadas en los planos. Y el uso del software HEC RAS (Hernández & Montaña, 2016, pág. 66)

En la Universidad Nacional Autónoma de México, se ha llevado a cabo la investigación donde llega a la siguiente conclusión;

Los resultados obtenidos indican que los puentes con cimentación superficial como lo es el caso del puente Jaltepec, deben tener como base estructural y como medida regulada el empotramiento, para que exista una respuesta favorable ante las avenidas extraordinarias, ya que el empotramiento al ser un sistema rígido, originado por el trabajo colectivo entre estructura, cimentación y suelo, crea un entorno de estabilidad. Cuando la cimentación del puente pierde su empotramiento, también pierde la interacción que existe con el suelo, quedando un puente simplemente apoyado sobre el suelo, y en consecuencia se crea un entorno de inestabilidad. (Férrandez, 2019, pág. 91).

Es concordante para el cálculo del caudal de diseño asociado a un período de retorno, conocer y evaluar los aspectos hidrológicos e hidráulicos y estimar la socavación, también el uso de software como el HEC – RAS ayuda a hallar los parámetros hidráulicos; las fallas más predominantes por efectos de la socavación en los estribos de un puente son del volteo y el deslizamiento.

2.1.2 A Nivel Nacional

En la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, facultad de Ingeniería Civil en la tesis de pregrado desarrollada llega a las siguientes conclusiones;

Para la socavación general, el método de Lischtvan-Levediev, simplifica y evita realizar cálculo adicional para determinar la socavación por contracción.

En cuanto a la socavación local en estribos, se usa el método de Froehlich, siempre y cuando la relación de la longitud proyectada del estribo y la profundidad de flujo sean menor a 25.

En este caso los parámetros que más influyen para los cálculos de socavación son: d_{50} , el peso específico del material, la velocidad de flujo, el tirante de agua y el número de Froude. (Rodriguez & Yataco, 2021, pág. 106)

Así también en su tesis presentada a la Universidad Nacional Cesar Vallejo, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil llega a la siguiente conclusión;

Cuando se evalúa los efectos de socavación desde el aspecto hidráulico se garantiza un buen diseño de puentes. Tanto el análisis y estudio se debe realizar en la etapa de planteamiento, y establecer las profundidades ideales por debajo de los estribos; así también proyectar obras de protección. En ambos casos el tiempo de servicio de los puentes que están en contacto continuo con la dinámica del río, se prolonguen a más años y tengan mejor respuesta funcional de presentarse estos fenómenos naturales. (Quito, 2020, pág. 91).

De los estudios llevados a cabo en su tesis de pregrado en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, facultad de Ingeniería Civil el investigador concluye como sigue;

Con los estudios geológicos y geotécnicos se encontró depósitos aluviales conformados por grava mal gradada con arena y arena mal gradada con limo; asimismo, rellenos de desmonte en la parte superior del talud. Así con los estudios hidrológicos e hidráulicos se determinó el caudal de diseño.

Los resultados provienen de uso del software HEC-RAS, inmerso las características del suelo y las condiciones hidráulicas, y con el método de Lischtvan-Lebediev se calculó la profundidad de socavación.

El tirante medio del río en la zona estudiada se determinó con los resultados obtenidos por el programa HEC-RAS.

Y en sus recomendaciones señala el uso de programas en versiones recientes ya sea para cálculos en la Hidráulica (HEC-RAS) y en Geotecnia (SLIDE y GEO5). Que cumplan con las normas. (Vilchez & Toledo, 2018, págs. 133-136).

El método de Lischtvan-Levediev ya considera la socavación general y por contracción y el método de Froehlich, es aplicable cuando la longitud proyectada del estribo dividida entre la profundidad de flujo es menor a 25, como la socavación esta susceptible a las máximas avenidas, su profundidad aumenta y puede llevar a un colapso, la medida previa será proyectar y construir obras de protección aguas arriba y aguas bajo del puente, pero este aspecto no se considera en esta investigación.

2.1.3 A Nivel Local

De los estudios llevados en su tesis en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, de la facultad de Ingeniería Civil llega a las conclusiones finales;

Los puentes estudiados pese a cumplir con las normas establecidas por el MTC; estos tienen una probabilidad de falla.

Los puentes evaluados tienen una probabilidad de falla muy alta, y existen probabilidades de falla en muy corto tiempo.

En el Perú las estadísticas demuestran un alto porcentaje de colapso de puentes por la presencia de fenómenos y desastres naturales. (Velezmoro & Cabrejos, 2020, pág. 118).

Con la investigación en pregrado llevada a cabo en la Universidad Nacional Hermilio Valdizán de Huánuco, el tesista enfatiza como parte de su recomendación;

Si bien el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC recomienda determinar el periodo de retorno de diseño en base a la vida útil y riesgo de falla admisible de la

obra hidráulica, merece enfocar su concreción en base a un estudio económico previo que dependiera de costos del proyecto incluyendo operación y mantenimiento, así como los costos o ingresos anuales que tendrán las actividades beneficiarias con la obra hidráulica. (Canales, 2021, pág. 164).

Se puede ver pese que se ha cumplido las normas del MTC existe la probabilidad de falla muy alta, y la socavación se presenta en mayor grado con las máximas avenidas, el periodo de retorno está relacionado a la vida útil y riesgo de falla admisible, las estadísticas demuestran que en el fenómeno del niño han colapsado puentes sobre todo en el norte del país como en Piura y Lambayeque por las constantes precipitaciones pluviales, por lo que es importante tomar en cuenta el aspecto hidráulico al momento de diseñar un puente, en cuanto al periodo de retorno se tomará de 500 años como lo establece el Manual de carreteras, Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC, para nuestra investigación.

2.2 Bases Teóricas

2.2.1 Socavación potencial

La socavación potencial o total es el resultado de la sumatoria de la socavación general, por estrechamiento y socavación local, en este último la socavación local en estribos de puentes. Según el MTC (2018), “De existir la probabilidad de socavación, erosión o debilitamiento, el fondo de cimentación de la zapata, esto implica ubicar el nivel por debajo de la profundidad máxima de la socavación” (pág. 240). En nuestro estudio solo se comprobará y contrastará el nivel de cimentación luego de haber estimado la máxima profundidad de socavación, con los planos debido a que el puente ya se encuentra en la fase de operación o funcionamiento.

2.2.2 Socavación general

Es un tipo de socavación ocasionada de forma natural los factores que influyen son el aumento de velocidad, el esfuerzo cortante del flujo en el lecho, que ocasiona el movimiento las partículas de fondo y de los taludes de márgenes que se encuentran en equilibrio. Causas

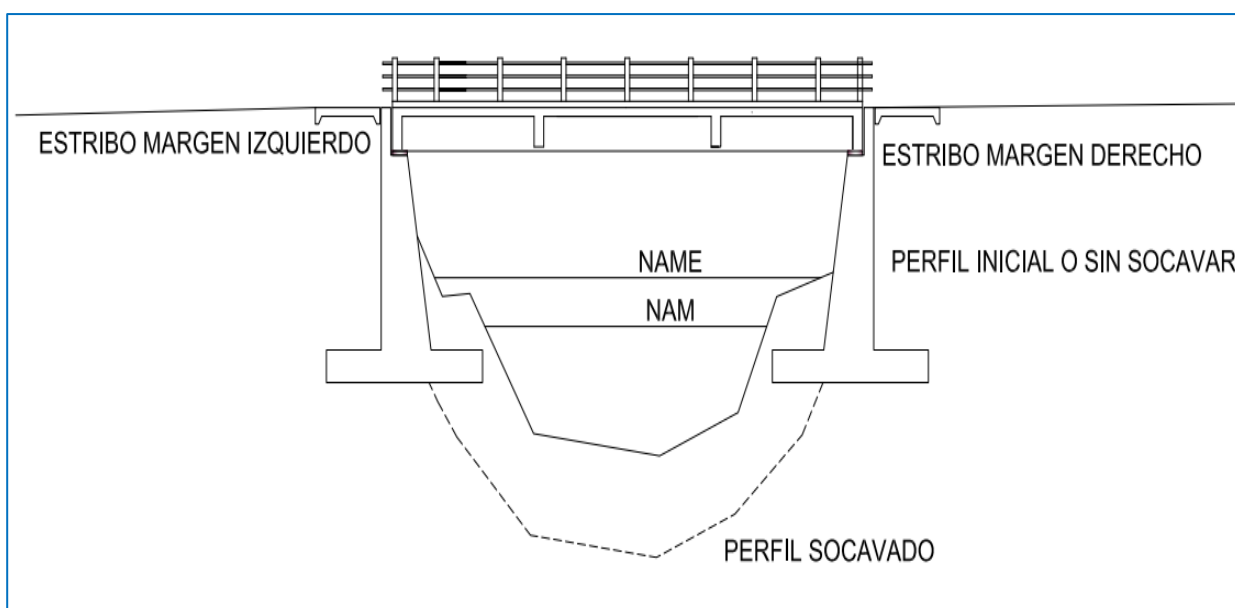
que originan la socavación general: Incremento del caudal en las avenidas, variación y aumento de la pendiente del cauce, disminución de rugosidad del material en la sección del cauce y estancamiento de derrumbes en el cauce natural de ríos.

2.2.3 Socavación por estrechamiento

La socavación por estrechamiento se debe a la reducción del ancho del flujo ya sea por causas naturales o artificiales, la causa más común de este tipo de socavación es la reducción de la sección del flujo por los estribos y terraplenes de acceso al puente que bloquean parte de la sección recta.

Figura 1

Sección transversal de un puente socavado.



Donde el NAME es el nivel de aguas máximas extraordinarias para un caudal de diseño y NAM es el nivel de aguas mínimas.

Método de estimación de la profundidad de Socavación general y contracción

Para la estimación de la profundidad de socavación general existe diversos métodos entre ellos; velocidad crítica y agua clara, Straub, Laursen y Lischtván Lebediev, con esta

última metodología se realizó la estimación correspondiente dentro de nuestro estudio, por considerar ambas socavaciones tanto general como por contracción.

Con la siguiente ecuación se estima la profundidad de socavación general y contracción:

$$H_{SGC} = H_S - h \quad (1)$$

Donde:

H_{SGC} : Profundidad de socavación general y por contracción (m)

H_S : Profundidad de socavación general y por contracción incluido el tirante (h) (m)

Método de Lischtván-Levediev

Este método es el más usado en el ámbito nacional como también en Colombia para la estimación de la socavación general;

Aplica para la estimación de la socavación general del cauce durante las máximas avenidas sin restringir que haya o no la presencia de un puente. Si el método se aplica incluido un puente ya que esto produce el efecto de contracción, este procedimiento ya considera la socavación por contracción, ello implica que no requiere un cálculo adicional.

Se fundamenta bajo la existencia de equilibrio entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e). Esta velocidad erosiva no es que pone en movimiento las partículas de suelos sueltos, más bien es la velocidad mínima que sostiene un movimiento generalizado del material presente en el fondo de un cauce. Caso contrario para suelos cohesivos, es la velocidad con la capacidad de levantar y poner el sedimento en suspensión. La velocidad erosiva es función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. La velocidad media real está en función de las características propias de un río como la pendiente, rugosidad del cauce y tirante o profundidad del agua. (Guevara, 2016, pág. 217).

Para estimar la profundidad de socavación general en suelos granulares por este método, debe cumplir la condición que el número de Froude sea menor a uno es decir para un flujo subcrítico, para esto es necesario resaltar las ecuaciones para el cálculo los cuales forman parte de los anexos.

Ecuación de Manning para la velocidad media

El ingeniero Robert Manning propuso la siguiente ecuación para la determinación de la velocidad media;

$$V_m = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2)$$

Donde;

V_m : Velocidad media conocida también como velocidad real (m/s)

n : Coeficiente de rugosidad de Manning

R : $R = A_h/P_m$; Radio Hidráulico (m)

A_h : Área Hidráulica (m²)

S : Pendiente Hidráulica (m/m)

Flujo subcrítico

Para que un flujo sea considerado como subcrítico, el número de Froude debe ser siempre menor a uno y se determina mediante la siguiente ecuación;

$$F_r = \frac{V_m}{\sqrt{gH_m}} \quad (3)$$

Donde;

g : 9.81 m/s² (Aceleración de la gravedad)

H_m : $H_m = A_h/T$ = Profundidad media (m)

T : Ancho superficial (m)

La siguiente ecuación permite estimar la profundidad de socavación general para suelos granulares;

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \varphi D_m^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+z}} \quad (4)$$

Donde:

Hs: Profundidad de socavación general y por contracción incluido el tirante (m)

h: Tirante de agua para el nivel de aguas de máximas extraordinarias - NAME (m)

α : Coeficiente de sección o distribución de gasto de las características hidráulicas:

$$\alpha = \frac{Q_d}{B_e H_m^{5/3}} \quad (5)$$

Donde:

Qd: Caudal de diseño para un periodo de retorno establecido o elegido (m³/s)

Be: Ancho efectivo del canal, que resulta de descontar todos los obstáculos (m)

Hm: Profundidad media del flujo = Ah/Be (m)

Ah: Área Hidráulica (m²)

β : Coeficiente de frecuencia que depende del período de retorno (Tr)

Denominado también como coeficiente de paso que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia.

Tr: Período de retorno de 500 años para fines de socavación en puentes que establece el MTC en el Manual de carreteras.

$$\beta = 0.7929 + 0.0973T_r \quad (6)$$

μ : Coeficiente corrección por contracción del flujo, cuando alguno de los elementos de la subestructura de un puente se introduce en la corriente y causan turbulencia al flujo ver (tabla 1), si no existe obstáculos en la sección o cauce principal este parámetro adimensional toma un valor $\mu=1$.

V: Velocidad media en la sección transversal (m/s)

Tabla 1

Factor de corrección por contracción del cauce μ .

V (m/s)	Luz libre entre estribos (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
< a 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.96	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.95	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
>=4.00	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.94	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Fuente: (MTC, 2014, pág. 107)

φ : Coeficiente de corrección por la densidad del agua durante las máximas avenidas, normalmente durante esta avenida el agua transporta sedimentos en suspensión (limos y arcillas), es decir es un flujo bifásico agua más sedimento los cuales tienden a reducir el efecto de la socavación y se determina de la siguiente manera:

$$\varphi = -0.54 + 1.5143\gamma_{as} \quad (7)$$

γ_{as} : Peso específico de la muestra agua sedimento (T/m^3) y es mayor a $1.0 T/m^3$.

Para agua clara es decir no hay transporte de sedimento γ_{as} es $1.0 T/m^3$

Este coeficiente φ que depende del valor del peso específico de la mezcla agua sedimento o materiales en suspensión, como también se puede obtener usando la siguiente tabla.

Tabla 2

Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos φ

γ_{as} (T/m^3)	Valores de φ
1.05	1.05
1.10	1.13
1.15	1.20
1.20	1.28
1.25	1.35
1.30	1.43
1.35	1.50
1.40	1.58

Fuente: (Cárdenas, 2012, pág. 42)

z: Exponente variable que depende del diámetro medio de las partículas del material granular y se halla con la siguiente ecuación:

$$z = 0.394557 - 0.04136 \log D_m - 0.00891(\log D_m)^2 \quad (8)$$

2.2.4 Socavación local

La socavación local es el fenómeno que se presenta cuando se construye una estructura en el cauce del río como al pie de estribos de puentes y es originada por un flujo que posee alta turbulencia y puede generar grandes vórtices y vamos a tocar específicamente la socavación al pie de estribos de puentes enfocada en la parte hidráulica.

Socavación local en estribos de puente

La socavación local en los estribos se define así;

La socavación al pie de estribos, se genera por la acción de vórtices. La duración para alcanzar la máxima profundidad de socavación, está estrechamente relacionado con el tipo de suelo de la fundación, pero no todos los investigadores lo consideran y otros factores como la capacidad de erosión del flujo y de la aproximación del estribo hacia el cauce. Los suelos granulares o no cohesivos son erosionados por el flujo de agua en menor tiempo, en tanto los suelos cohesivos presentan una resistencia inicial mayor. (Venegas, 2011, pág. 15).

Por otra parte, la norma Colombiana para el diseño de puentes en la sección 2, características generales de diseño y ubicación, establece que las cimentaciones con zapatas deben diseñarse colocando la parte superior de la zapata por debajo de la profundidad de la socavación de contracción, para minimizar la obstrucción del flujo y evitar la socavación local. (INVÍAS, 2013)

Método de estimación de la profundidad de socavación local en estribos

Existe diversos métodos para la estimación de la profundidad de socavación local en estribos de puentes entre ellos; Liu, Chan y Skinner; Artamonov, Laursen, Hire, Melville, Lim y

Cheng y Froehlich este último método será materia de uso y aplicación en la presente investigación.

Método de Froehlich (1989)

La ecuación desarrollada por Froehlich se basa en el análisis dimensional y análisis de regresión de laboratorio efectuada en 170 mediciones de socavación en lecho móvil. HEC-18 (1993) se aplica para la socavación local tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se aproximan al cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación. (MTC, 2014, pág. 148).

Dentro de esta investigación se abarca solo la socavación en lecho móvil, es poco frecuente encontrar agua clara donde no hay transporte de sedimentos, puesto que los ríos en las máximas avenidas acarrear un flujo bifásico es decir agua más sedimento, por las constantes lluvias en las cabeceras de las cuencas siempre existen erosión de suelos.

Socavación en lecho móvil

Esta ecuación de Froehlich es muy utilizada en los Estados Unidos de América para lecho móvil es decir existe transporte de sedimentos:

$$\frac{Y_s}{Y_e} = 2.27K_1K_\theta \left(\frac{L}{Y_e}\right)^{0.43} Fr_e^{0.61} + 1 \quad (9)$$

$$Fr_e = \frac{V_e}{\sqrt{gY_e}} \quad (10)$$

$$V_e = \frac{1}{n} R_e^{2/3} S^{1/2} \quad (11)$$

$$Y_e = \frac{A_e}{L} \quad (12)$$

Donde:

Ys: Profundidad de socavación al pie del estribo (m).

- Ye: Profundidad hidráulica en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba de puente (m).
- K1: Coeficiente que depende de la forma del estribo (Ver Tabla 3).
- K θ : Coeficiente del ángulo de ataque del flujo (ver Figura N° 2).
- L: Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo.
- Fre: Número de Froude en la sección del flujo de aproximación obstruida por el estribo.
- Ve: Velocidad del flujo obstruido por el estribo y los accesos al puente en la sección de aguas arriba (m/s)
- g: 9.81 m/s² (aceleración de la gravedad).
- n: Coeficiente de rugosidad de Manning.
- Re: Radio hidráulico en la sección obstruida (m)
- S: Pendiente hidráulica (m/m).
- Ae: Área de flujo de la sección aguas arriba obstruida por los estribos (m²).

Tabla 3

Coeficiente según la forma del Estribo K1.

Forma del estribo	Valores de K1
Estribo de pared vertical sin alas	1.00
Estribo de pared vertical con alas	0.82
Estribo de pared inclinada con alas	0.55

Fuente: (MTC, 2014, pág. 148).

Otra manera de determinar el valor de K θ conociendo el ángulo que forma con el eje del estribo y el eje del río (θ) es aplicando la siguiente fórmula:

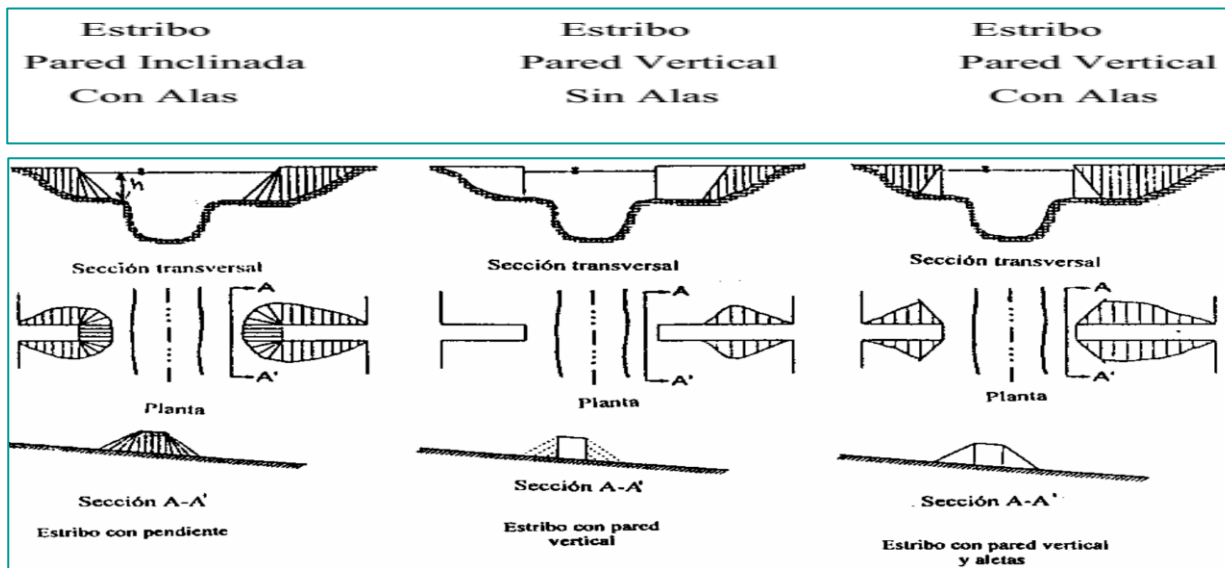
$$K_{\theta} = \left(\frac{\theta}{90} \right)^{0.13} \quad (13)$$

θ : Ángulo de inclinación del estribo

($\theta < 90^\circ$), si el estribo está inclinado hacia aguas abajo; ($\theta > 90^\circ$), si el estribo está inclinado hacia aguas arriba.

Figura 2

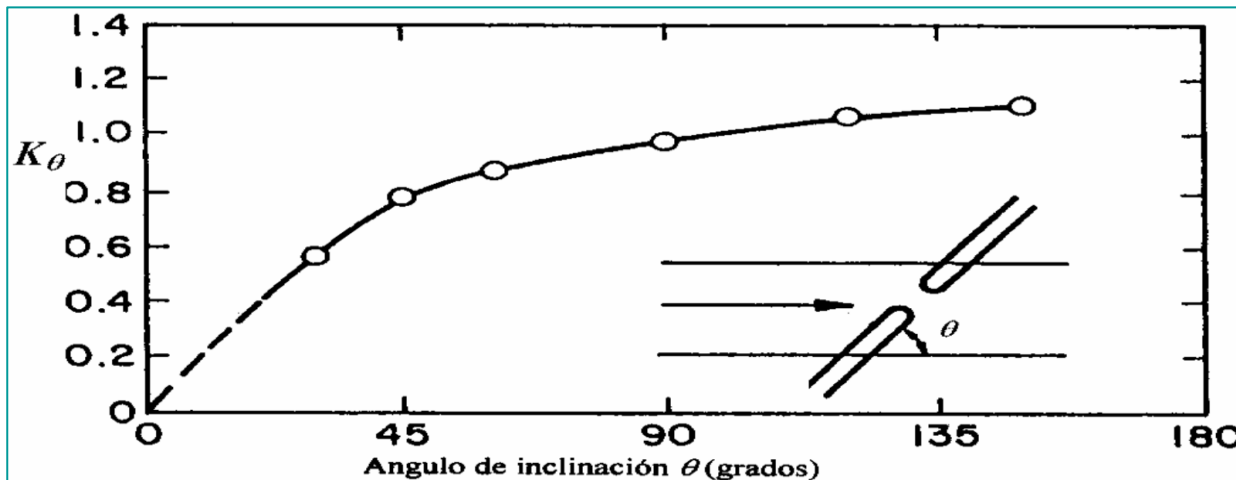
Formas de estribos (Froehlich 1989).



Fuente: (MTC, 2014, pág. 150).

Figura 3

Coefficiente del ángulo de ataque del flujo



Fuente: (MTC, 2014, pág. 150).

Nota: El número 1 al final de la ecuación propuesta por Froehlich es un factor de seguridad para estimar profundidades de socavación mayores a las medidas por experimentos. Este factor de seguridad debe ser usado en la etapa del diseño. (MTC, 2014, pág. 151)

Estribos de puentes

Los estribos de puentes son parte de la subestructura de un puente, además soportan el tablero ubicado en los extremos, su finalidad es de transmitir las cargas a la cimentación y además hacen función de muros de contención. Esta contención puede ser total en los estribos cerrados o parciales dentro de los estribos abiertos. (Godinez, 2010, pág. 2).

Figura 4

Vista del Puente Heraclio Tapia León en época de estiaje



Formas de estribos

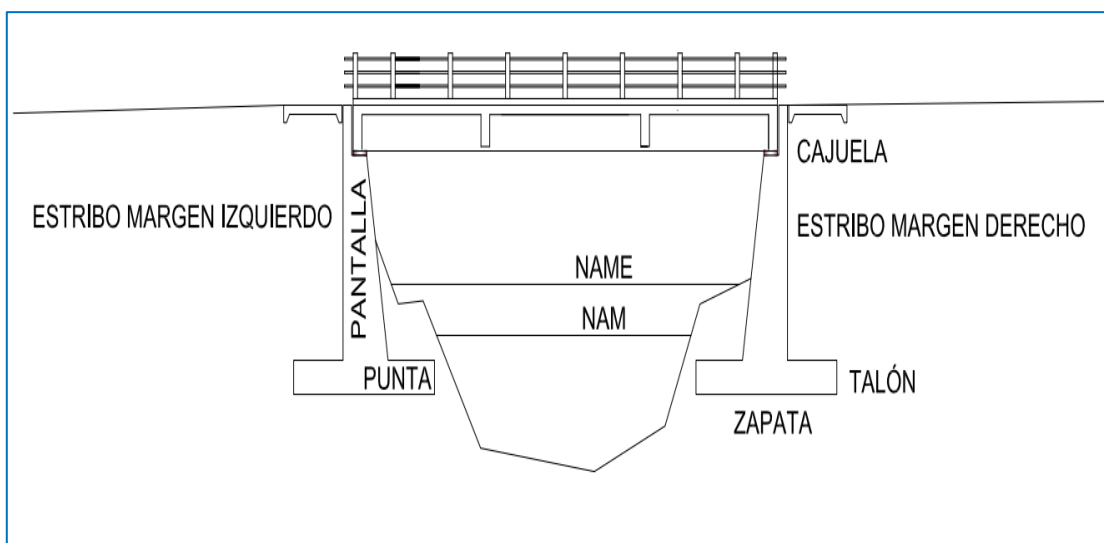
La forma de un estribo influye en la socavación local debajo de los estribos de un puente, para el método de Froehlich se detalla en la figura 2, si los estribos están muy alejados del cauce principal del río y no están en contacto directo, es probable que no existe socavación, pero alejarlo demasiado repercute en el aspecto económico con mayores costos,

y en las fundaciones rocosas donde se proyecta la cimentación la socavación se presencia después de muchos años.

Partes de un estribo de un puente

Figura 5

Partes del estribo de un puente.



Aspectos geológicos

Visto el mapa geológico del cuadrángulo de Huánuco hoja 20-k, del Ministerio de energía y minas, Instituto Geológico Minero y Metalúrgico, en la confluencia de los ríos Cozo y Mito hasta la ubicación del Puente Heraclio Tapia León, existe depósitos aluviales recientes denominado Qr-al, perteneciente a los depósitos cuaternarios, los eventos plutónicos que probablemente han sucedido se ubican en el Paleozoico inferior y Cretáceo-Paleógeno. Estos cuerpos intrusivos son denominados como Batolito de Higueras. En cuanto a la geología regional las rocas más antiguas aflorantes en la región Huánuco corresponden al complejo del Marañón y Litológicamente se encuentra conformado por esquistos y gneises. Los esquistos son rocas metamórficas de grano medio a grueso, compuesto de minerales con láminas paralelas o de micas. Los gneis también son rocas metamórficas y están compuestos por los mismos minerales que el granito.

Aspectos geotécnicos relevantes en la socavación potencial

Los aspectos relacionados a nuestra investigación es el tipo de suelo, y exactamente son los suelos granulares, que para la estimación de la máxima profundidad de socavación general y por contracción aplicaremos el método de Lischtván Lebediev, que ha sido muy conservador y valido en lechos no cohesivos o suelos granulares.

Según Terzaghi y Peck (1973) definen el suelo como, “todo agregado natural de partículas minerales separables por medios mecánicos de poca intensidad, como agitación en agua” (pág. 4).

Suelos granulares

Los suelos granulares o friccionantes o no cohesivos, son las gravas y arenas, conocido también como suelos de grano grueso y fino respectivamente, y se define así:

Las gravas

Las gravas provienen de los fragmentos de rocas y su diámetro es mayor a dos milímetros. Por el origen, su forma redondeada se debe al desgaste en sus aristas producido por el transporte de las aguas. Este material suelto está generalmente en los lechos, en las márgenes y en los conos de deyección de los ríos, también en muchas depresiones de terrenos rellenados por el transporte de material de los ríos y pueden ser transportada nuevamente a otras zonas. Estas forman grandes extensiones, contenidas con mayor o menor proporción de cantos rodados, arenas, limos y arcillas. Sus partículas se encuentran dentro del rango de 7.62 cm (3”) hasta 2.0 mm.

Arenas

Las arenas son materiales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, el tamaño de sus partículas está comprendidas de 2 mm y 0.05 mm de diámetro.

El origen y la existencia de las arenas son similar a la de las gravas; puesto que se encuentran juntas en el mismo depósito. Cuando estos materiales se encuentran en el río están compuestos casi siempre de proporciones relativamente grandes de grava y arcilla. Las arenas en condiciones limpias no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y al aplicarse una carga en su superficie, se comprimen casi de forma muy rápida o instantánea. (Crespo, 2004, págs. 21,22)

Por otra parte, los ríos transportan materiales de diversas gradaciones, quedando depositados a lo largo de su perfil, cuando disminuye la velocidad de su curso; también se reduce la capacidad de transporte de la corriente, quedando depósitos de materiales más gruesos en el paso. El río transporta y deposita suelos de forma que sus tamaños de sus diámetros se van reduciendo, por lo que las partículas más finas (limos y arcillas) son depositados en lugares muy distantes quizás hasta llegar a las proximidades a su desembocadura. (Juárez & Rico, 2005, pág. 35)

Clasificación SUCS

Según el sistema unificado de clasificación de suelos queda definida según el tamaño del grano como se puede ver en la siguiente tabla;

Tabla 4

Límites de separación de tamaño de suelo.

Tipo de suelo	Tamaño del grano en mm
Gravas	76.2 mm a 4.75 mm
Arenas	4.75 mm a 0.075 mm
Limos y arcillas	< 0.075 mm

Fuente: (Braja, 2013, pág. 28)

En cuanto al tamaño del grano hay variación según los autores, por lo que es necesario tener cierto criterio y buen juicio para su clasificación. También es preciso señalar que el

sistema AASHTO, se emplea para la clasificación de los espesores de las capas de un pavimento de una carretera la cual no es válido utilizar en la construcción de cimentaciones.

Curva granulométrica

Se analizará a partir del estudio de mecánica de suelos, específicamente de la curva granulométrica y a partir de esto saber qué tipo de suelo corresponde, respecto a las cimentaciones de los estribos del puente; seguidamente se determinará el diámetro característico o diámetro medio que suele tomar el D50 mediante interpolación.

Diámetros característicos o representativos de los sedimentos

Los diámetros característicos o representativos se obtendrán del análisis granulométrico de suelos por tamizado o cribado.

Tabla 5

Número de tamices y abertura en mm

Tamices	Abertura en mm	Tamices	Abertura en mm
3"	76.200	N° 10	2.000
2 1/2"	63.500	N° 16	1.190
2"	50.600	N° 20	0.840
1 1/2"	38.100	N° 30	0.590
1"	25.400	N° 40	0.420
3/4"	19.050	N° 50	0.300
1/2"	12.700	N° 60	0.250
3/8"	9.525	N° 80	0.180
1/4"	6.350	N° 100	0.149
N° 4	4.760	N° 200	0.074
N° 8	2.380		

Para el Cálculo de los diámetros característicos o representativos se utilizará la siguiente fórmula de interpolación;

$$D_x = DS - \frac{(\%PS - X)(DS - DI)}{\%PS - \%PI} \quad (14)$$

Donde:

Dx: Diámetro incógnita (10, 30, 50, 60, 90)

DS: Diámetro de la malla superior

DI: Diámetro de la malla inferior

%PS: Porcentaje que pasa por la malla superior

%PI: Porcentaje que pasa por la malla inferior

D10, D30 y D60 llamado por Allen Hazen diámetros efectivos

D50: Es el que en muchos casos representa el diámetro medio, el D50 es también empleado en el cálculo de la estabilidad del cauce.

D90: Es usado generalmente para calcular la rugosidad del cauce. (Quiñones, 2004)

De las curvas granulométricas se pueden determinar también los tres parámetros básicos de suelos usados para su clasificación granular. Estos tres parámetros son:

1. Tamaño efectivo
2. Coeficiente de uniformidad
3. Coeficiente de gradación

El diámetro en la curva de distribución de tamaño de partícula que corresponde al 10% más fino es el tamaño efectivo o D10. El coeficiente de uniformidad se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (15)$$

Donde

Cu: Coeficiente de uniformidad

D60: Diámetro que corresponde al 60% más fino en la curva de distribución de tamaño de partícula

El coeficiente de gradación es:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60}D_{10}} \quad (16)$$

Donde

Cc: Coeficiente de gradación

D30: Diámetro que corresponde al 30% más fino

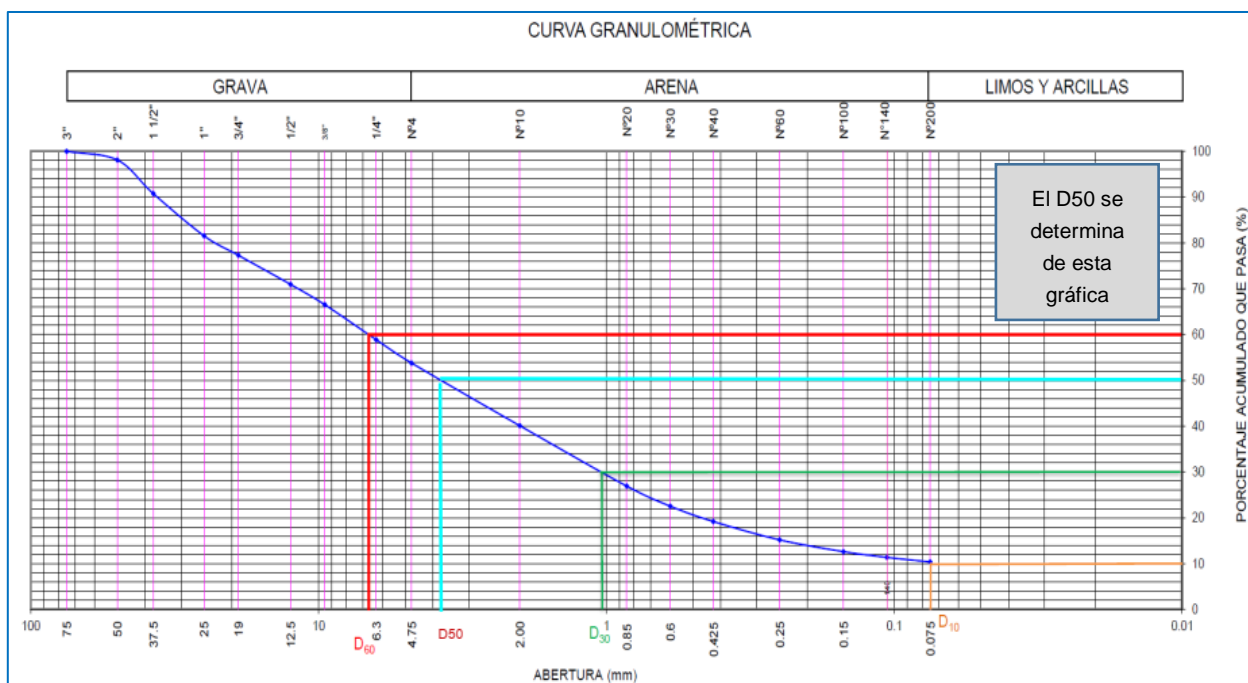
Un suelo bien clasificado o gradado, es cuando el coeficiente de uniformidad mayor que 4 que pertenece al conjunto de partículas conocidos como las gravas, 6 para las arenas y un coeficiente de gradación con valores de entre 1 y 3 para gravas y arenas.

Un suelo generalmente tiene una combinación de dos o más fracciones uniformemente gradadas. (Braja, 2013, págs. 40, 41)

Por otro lado, un suelo en el campo real es totalmente heterogéneo y puede variar sus características principales como las físicas y mecánicas de metro a metro.

Figura 6

Representación gráfica de la curva granulométrica



En la gráfica anterior se puede observar la curva granulométrica, donde en el eje de las abscisas u horizontal estarán esbozadas las aberturas de los tamices o el diámetro en mm y en escala logarítmica y en el eje de ordenadas o eje vertical el porcentaje acumulado que pasa y estará en escala normal o aritmética.

Muestreo y caracterización del material del lecho

La finalidad de realizar el muestreo y la caracterización del material del lecho es para determinar el tamaño representativo o diámetro característico que incluya los diferentes tamaños de las partículas.

El muestreo del material dentro del cauce por lo menos debe ser representativo, para determinar su gravedad específica y análisis granulométrico. Las muestras del material del cauce como mínimo debe de explorarse en cuatro puntos, dos en el eje principal del puente, y a $0.5B$ y B metros aguas arriba, donde B es el ancho promedio del río. En cada punto se deben tomar tres muestras: en la superficie, a 1.5 veces el tirante promedio del río, y a una profundidad intermedia, donde las condiciones de excavación y la presencia de agua no perjudiquen las exploraciones. El tamaño representativo para el cálculo de la socavación en cauces naturales, es el D_{50} , pero casi siempre no toma este valor, conocido también como el diámetro representativo que se puede ubicar dentro de la distribución granulométrica. (MTC, 2014, pág. 91)

En el desarrollo de la investigación se obtendrá del estudio de mecánica de suelos, análisis granulométrico por tamizado efectuado para los estribos derecho e izquierdo, como parte conformante del expediente técnico.

Los muros de retención en voladizo

Estos muros por el tipo de material son de concreto armado y lleva un cuerpo o alzado delgado y una losa de base, para este tipo de muro muchos autores consideran que es económico hasta una altura de 8 m y pertenecen a los muros de retención convencionales.

Para el diseño de este tipo de muro, el especialista debe de estar familiarizado con los parámetros básicos del suelo contenido detrás del muro y del suelo debajo de la base de la cimentación, como es el peso específico, el ángulo de fricción y la cohesión. Puesto que las propiedades del suelo detrás del muro permiten al ingeniero determinar las acciones de las distribuciones de la presión lateral. (Braja, 2011, pág. 375)

Como se está investigando en todos los extremos bajo los suelos granulares o no cohesivos por lo tanto en estos tipos de suelos la cohesión es nula, por otra parte, Bowles concreta, "Para materiales no cohesivos, la cohesión debería ser cero por definición" (Bowles, 1980, pág. 176), por lo que se pasa a definir el peso específico y el ángulo de fricción interna:

Peso Específico

El peso específico también es conocido por peso unitario, peso volumétrico, peso específico aparente, que resulta de la relación del peso por unidad de volumen o peso volumétrico es una de las propiedades físicas del suelo de mayor relevancia o importancia. Su uso frecuente es para calcular la presión de la tierra o la producida por sobrecargas. (Peck, Hanson, & Thornburn, 1983, pág. 38)

Por definición el peso volumétrico es:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (17)$$

Donde;

W : Peso total del suelo incluyendo el agua (T)

V : Volumen total (m³)

Ángulo de fricción interna, ϕ (grados)

Es el ángulo formado por el eje de esfuerzos normales y la tangente a la envolvente de Mohr en un punto que viene a representar el esfuerzo de ruptura de un material sólido. Donde una envolvente de ruptura es el lugar geométrico de los puntos cuyas

coordenadas representan al esfuerzo normal y el esfuerzo cortante que hacen fallar un material (Hoyos, 2001, págs. 16, 79)

2.2.5 Falla por estabilidad de estribos de puentes por socavación

Las fallas más frecuentes que se presentan por efectos de la socavación son por volteo o giro, deslizamiento, falla por capacidad de carga de la base, y por sismo estos dos últimos no son materia de investigación.

Estabilidad por volteo o giro

Para determinar la estabilidad por volteo o giro se usa un factor de seguridad al volteo (FSV) si este factor es menor a 2.00 existe la probabilidad de falla. “El factor de seguridad contra el vuelco aplicado en la punta, es decir, alrededor del punto C, puede expresarse como” (Braja, 2013, pág. 425):

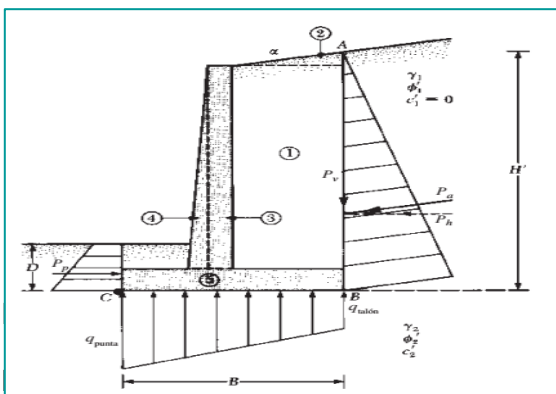
$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \quad (18)$$

$\sum M_R$ = suma de los momentos de fuerzas que tienden a evitar el volteo sobre el punto C

$\sum M_O$ = suma de los momentos de fuerzas que tienden a volcar sobre el punto C

Figura 7

Fuerzas que actúan sobre un muro en voladizo



Para determinar la estabilidad por deslizamiento se usa un factor de seguridad de seguridad al deslizamiento (FSD) si este factor es menor a 1.50 existe la probabilidad de falla así. “El factor de seguridad contra el deslizamiento puede ser expresado por la ecuación” (Braja, 2013, pág. 426):

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d} \quad (19)$$

Donde:

$\sum F_{R'}$ =suma de las fuerzas de resistencia horizontal

$\sum F_d$ =suma de las fuerzas impulsoras horizontales

B es el ancho de la losa de base, D es la Profundidad y H' es la altura de AB

Pa es la fuerza activa y Pp es la presión pasiva de Rankine

Ph=Pa.cos α y Pv= Pa.sen α

γ_1 , γ_c : peso unitario del relleno y peso unitario del concreto

γ_2 : peso unitario del suelo delante de la punta y bajo la losa de base

$c'1$, $\Phi'1$: ángulo de cohesión y fricción del relleno, respectivamente

$c'2$, $\Phi'2$: ángulo de cohesión y fricción del suelo, respectivamente

Kp: coeficiente de presión pasiva de Rankine:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi_2'}{2} \right) \quad (20)$$

Empujes del relleno estático

Se va a calcular los coeficientes de empuje lateral activo y pasivo, seguido las fuerzas de empuje lateral activo y pasivo, con la metodología establecida en el Manual de Puentes 2018 del MTC;

Coefficiente de empuje lateral activo y pasivo

Coefficiente de Empuje Lateral Activo

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

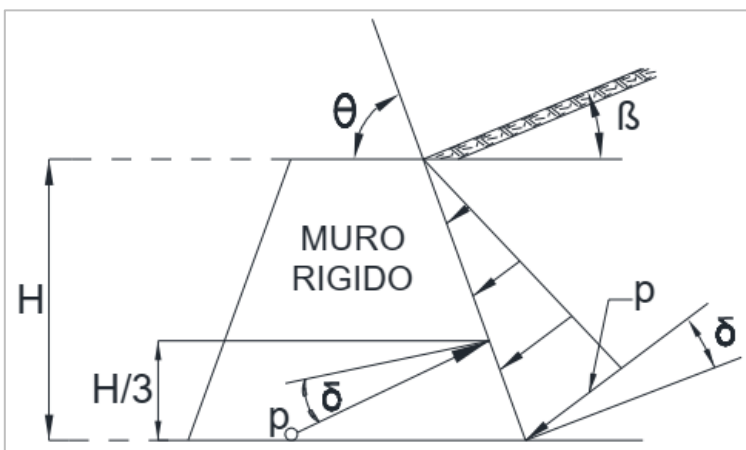
$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi')}{\Gamma[\text{sen}^2\theta \text{sen}(\theta - \delta)]} \quad (21)$$

En el cual

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta)\text{sen}(\phi' - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta)\text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2 \quad (22)$$

Figura 8

Simbología para el empuje activo de Coulomb



Fuente: (MTC, 2018, pág. 126)

Donde:

δ : Ángulo de fricción entre el relleno y la pared tomado como se especifica en la Tabla 6

β : Ángulo del relleno con la horizontal como se muestra en la Figura 8

θ : Ángulo de la cara posterior de la pared del muro con la horizontal como se presenta en la figura

ϕ' : Ángulo efectivo de fricción interna (grados)

H : Altura del muro con relleno en condición activa (m)

Tabla 6*Ángulo de fricción para diferentes materiales*

Materiales en la Interface	Ángulo de fricción, δ (grados)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$ (Adimensional)
Concreto masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
Roca sana y limpia.”	35	0.70
Grava limpia, mezcla de grava y arena, arena gruesa.	29 a 31	0.55 a 0.60
Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa.	24 a 29	0.45 a 0.55
Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media.	19 a 24	0.34 a 0.45
Limo fino arenoso, limo no plástico.	17 a 19	0.31 a 0.34
Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura.	22 a 26	0.40 a 0.49
Arcilla de rigidez media y arcilla rígida; arcilla limosa.	17 a 19	0.31 a 0.34

Fuente: (MTC, 2018, pág. 126)

Empuje lateral activo

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_1 H^2 \quad (23)$$

Coefficiente de Empuje Lateral Pasivo

El coeficiente de empuje lateral pasivo está dado por:

$$K_p = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \operatorname{sen}(\beta + \phi')}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta - \delta)} - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi') \operatorname{sen}(\phi' + i)}{\operatorname{sen}(\beta - i)}}} \right]^2 \quad (24)$$

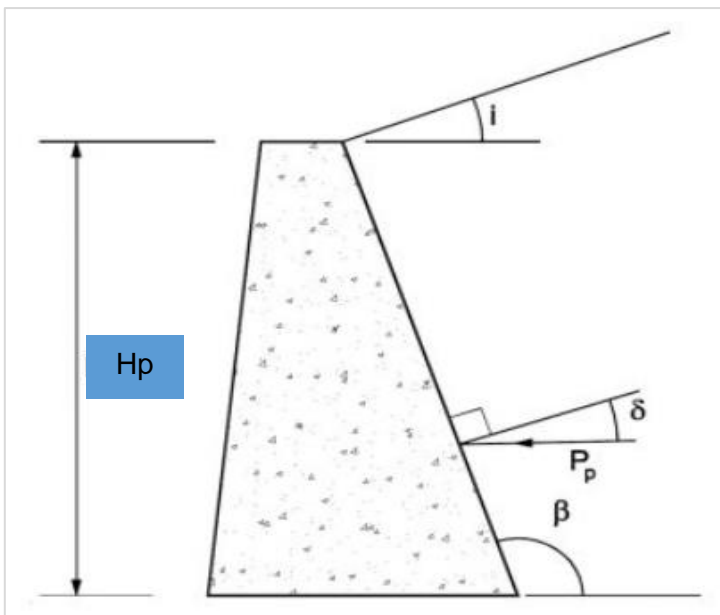
Donde:

 δ : Ángulo de fricción entre el relleno y la pared tomado como se especifica en la Tabla 6 i : Ángulo del relleno con la horizontal como se muestra en la Figura 9 β : Ángulo de la cara posterior de la pared del muro con la horizontal como se presenta en la figura 9 ϕ' : Ángulo efectivo de fricción interna (grados)

H_p : Altura del muro con relleno en condición pasiva (m)

Figura 9

Simbología para el empuje pasivo de Coulomb



Empuje lateral pasivo

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 H_p^2 \quad (25)$$

El empuje pasivo que actúa sobre los estribos no se considera, porque la socavación en cualquier momento puede producirse y en este caso el relleno sobre la punta es removido por la acción erosiva del agua, para garantizar la estabilidad de la subestructura, durante el diseño hidráulico dicha fuerza no debe ser evaluado.

Empujes del relleno dinámico

Se va a calcular los coeficientes de empuje lateral activo y pasivo, seguido las fuerzas de empuje lateral activo y pasivo con sismo, según la metodología del Manual de Puentes 2018 del MTC;

Método de Mononobe –Okabe

Este método es usado con mayor frecuencia para el cálculo de las fuerzas sísmicas del suelo que actúan sobre un estribo de puente es un enfoque pseudo- estático desarrollado por Mononobe en 1929 y Okabe en 1926. El análisis de Mononobe-Okabe es la ampliación de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb que considera las fuerzas inerciales horizontales y verticales que actúan sobre el suelo. Los estudios de Seed y Whitman en 1970 y Richards y Elms en 1979 describen en detalle el procedimiento de análisis. El enfoque adopta las siguientes hipótesis:

- El estribo está sujeto desplazarse lo suficiente para generar la resistencia total del suelo o desarrollar el empuje activo. Cuando el estribo está fijo y restringe su movimiento, las fuerzas del suelo serán mucho mayores que las anticipadas por el análisis de Mononobe-Okabe.
- El relleno detrás del muro es un suelo no cohesivo y posee un ángulo de fricción interna ϕ
- El relleno detrás del muro es un suelo en condiciones no saturadas, en tanto no se suscitará problemas de licuefacción.

Coeficiente de empuje lateral activo y pasivo con sismo

Coeficiente de Empuje Lateral Activo con sismo

El coeficiente de empuje lateral activo con sismo es igual a:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos\theta_{MO}\cos^2\beta\cos(\delta + \beta + \theta_{MO})} x \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \theta_{MO} - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta_{MO})\cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (26)$$

Empuje lateral activo con sismo

$$E_{AE} = \frac{1}{2}\gamma H^2(1 - K_v)K_{AE} \quad (27)$$

Coeficiente de Empuje Lateral Pasivo con sismo

El coeficiente de empuje lateral activo con sismo es igual a:

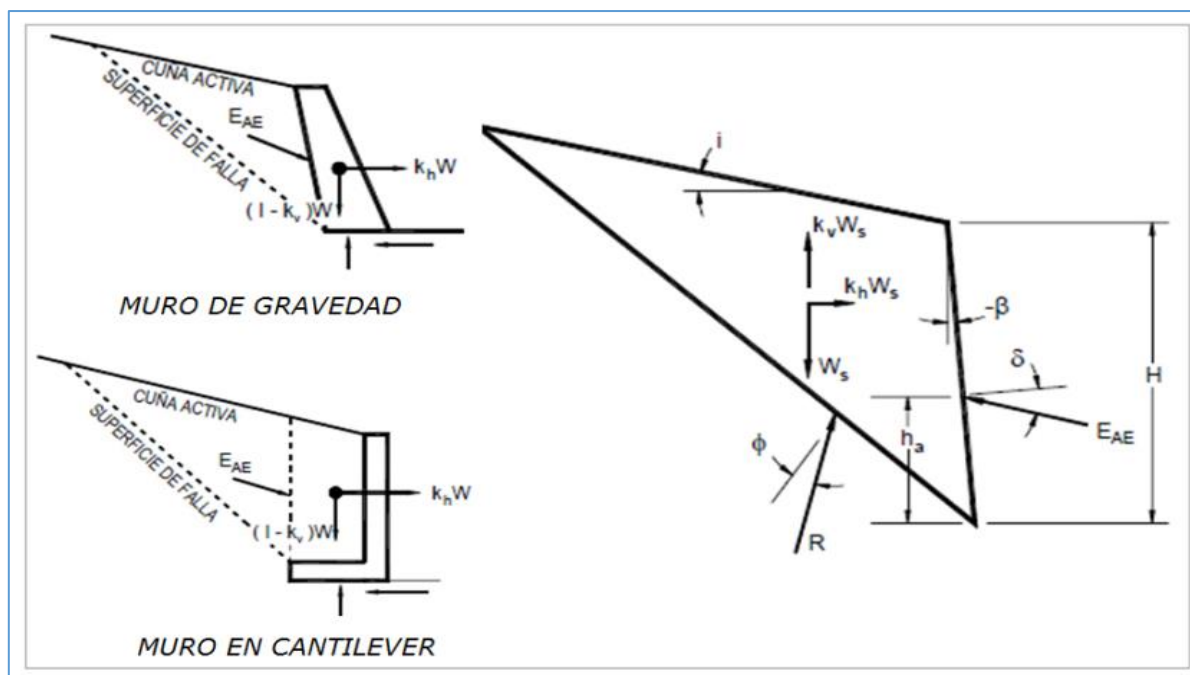
$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_{MO} + \beta)}{\cos\theta_{MO}\cos^2\beta\cos(\delta - \beta + \theta_{MO})} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi - \delta)\text{sen}(\phi - \theta_{MO} + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta_{MO})\cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (28)$$

Empuje lateral pasivo con sismo

$$E_{PE} = \frac{1}{2}\gamma H_p^2(1 - K_v)K_{PE} \quad (29)$$

Figura 10

Diagrama de fuerzas de la cuña activa



Donde;

γ : Peso unitario del suelo (T/m³)

H : Altura del suelo en condición activo (m)

H_p : Altura del suelo en condición pasivo (m)

Φ : Ángulo de fricción del suelo (grados)

Θ_{MO} : Arc tan ($K_h / (1 - k_v)$) (grados)

δ : Ángulo de fricción entre el suelo y el muro (grados)

K_h : Coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adimensional)

K_v : Coeficiente de aceleración sísmica vertical (adimensional)

I : Ángulo de inclinación de la superficie del relleno (grados)

β : Inclinación del muro respecto de la vertical (sentido negativo como se ilustra) (grados)

Con respecto al empuje lateral pasivo estático y dinámico este último incluye el sismo, no se va a considerar por el fundamento que plantea;

El empuje pasivo no se toma en cuenta porque el relleno sobre la punta del estribo del puente, puede ser removido por efectos de la socavación y no hay garantía de permanencia por lo tanto el empuje pasivo sin o sismo es nulo. (Torres R. , 2008, pág. 44)

Determinación de los coeficientes de aceleración sísmica horizontal y vertical

A falta de estudio sísmico en este caso el puente en estudio se va usar la zonificación sísmica del Perú, en su última actualización la norma E030. Diseño sismorresistente que ha establecido en cuatro zonas y el factor PGA establecido como aceleración pico del terreno para un período de retorno de 500 años son:

Tabla 7

Aceleración pico del terreno según zona

ZONA	1	2	3	4
PGA	0.10	0.25	0.35	0.40

Para la clasificación sísmica de los suelos es según las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte.

Tabla 8

Clasificación de suelos de acuerdo a la amplificación sísmica E.030

ZONA	S ₀ ROCA DURA	S ₁ ROCA O SUELOS MUY RÍGIDOS	S ₂ SUELOS INTERMEDIOS	S ₃ SUELOS BLANDOS
ZONA 1	0.80	1.00	1.60	2.00
ZONA 2	0.80	1.00	1.20	1.40
ZONA 3	0.80	1.00	1.15	1.20
ZONA 4	0.80	1.00	1.05	1.10

Figura 11

Zonificación sísmica del Perú



Establecido la aceleración pico del terreno y clasificado los suelos de acuerdo a la amplificación sísmica basada en la Norma E.030, se establece la aceleración máxima horizontal de diseño y queda definida por la siguiente ecuación:

$$A_{m\acute{a}x-d} = S(PGA) = F_{PGA}(PGA) \quad (30)$$

En caso de emplear el método pseudo-estático para el diseño de los estribos, la AASHTO, recomienda reducir a la mitad, en consecuencia, la aceleración horizontal de diseño es:

$$A = \frac{A_{m\acute{a}x-d}}{2} \quad (31)$$

Una vez obtenida el valor de "A" se pasa a obtener el valor de Coeficiente de aceleración sísmica horizontal con la siguiente ecuación:

$$k_h = \frac{A}{2} \quad (32)$$

Y el valor del Coeficiente de aceleración sísmica vertical se encuentra en el siguiente intervalo:

$$\frac{1}{2}k_h \leq k_v \leq \frac{2}{3}k_h \quad (33)$$

Incremento dinámico por sismo

El incremento dinámico por sismo viene a ser la diferencia del empuje lateral activo con sismo menos el empuje lateral activo en condición estática, y actúa en 0.5 H, para calcular se usa la siguiente ecuación;

$$\Delta_{AE} = E_{AE} - P_a \quad (34)$$

Sobrecarga por terreno equivalente (Es/c)

Esta sobrecarga actúa en la proyección del talón del estribo en la parte superior, una altura aparente de $h'=0.60m$ y a una distancia 0.5 H, H siendo la altura del estribo;

$$E_{s/c} = K_a \gamma h' \quad (35)$$

Por otra parte;

La presencia de la superestructura o puente propiamente dicho sobre los estribos determina un cambio significativo en el comportamiento del estribo. La superestructura actúa como una traba que impide el volcamiento y el deslizamiento de la estructura

ante la presencia del empuje del relleno. Dentro del proceso esta restricción viene establecida por la fuerza de rozamiento producida en el aparato de apoyo debido al peso de la superestructura. (Torres, 2013, pág. 390)

2.2.6 Parámetros indicadores de la socavación general y contracción

Los siguientes Parámetros indicadores están dentro de la socavación general;

Parámetros hidrológicos

- Periodo de retorno (T_r)
- Caudal de diseño (Q_d).

Parámetros hidráulicos

- Área Hidráulica (A).
- Ancho efectivo del canal (B_e).
- Profundidad media ($H_m = A/B_e$).
- Tirante de agua (h).
- Número de Froude (Fr).

Parámetros geotécnicos

- Diámetro medio de las partículas (D_m).

Parámetros adimensionales

- Coeficiente de sección o distribución de gasto (α).
- Coeficiente de frecuencia (β).
- Coeficiente de corrección por contracción (μ).
- Coeficiente de corrección por la densidad del agua durante la avenida (φ)

2.2.7 Parámetros indicadores de la socavación local en estribos

Parámetros hidrológicos

- Periodo de retorno (T_r)

- Caudal de diseño (Q_d).

Parámetros hidráulicos

- Profundidad hidráulica en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente ($h_e = A_e/L$).
- Área de flujo de la sección aguas arriba obstruida por los estribos (A_e).
- Velocidad del flujo obstruido por el estribo y los accesos al puente en la sección aguas arriba (V_e).
- Caudal obstruido por los estribos o accesos, medido aguas arriba del puente (Q_e).
- Número de Froude (Fr_e).

Parámetros geométricos

- Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo (L).
- Angulo de inclinación del estribo (θ).

Parámetros adimensionales

- Factor de corrección que depende de la forma del estribo (K_1).
- Factor de corrección que depende del ángulo de ataque del flujo al estribo (K^θ).

2.3 Bases Conceptuales o Definición de Términos Básicos

Agua Clara. - No existe transporte de sedimentos del lecho, tampoco reabastecimiento de materiales en el hoyo socavado desde aguas arriba hacia la ubicación del puente.

Área hidráulica. - Es el área mojada en una determinada sección expresada en metros cuadrados.

Caudal de diseño. - Es el caudal calculado asociado a un cierto período de retorno expresado en metros cúbicos por segundo.

Fenómeno del Niño. - Es el calentamiento anómalo de la temperatura del agua del Pacífico Oriental, que afecta el clima a nivel mundial. (MTC, 2014, pág. 219).

Lecho Móvil o Vivo. –En este caso existe transporte de sedimentos del lecho desde aguas arriba hasta la ubicación del puente y parte de este sedimento se deposita en la fosa de socavación.

Método. - Procedimiento ordenado y sistemático para llegar a un resultado o fin determinado (Oxford Languages, 2021).

Método racional modificado. - Es un método racional propuesta por Témez y permite estimar caudales máximos a partir de la precipitación, coeficiente de escorrentía, estimado sobre la base de las características de la cuenca, es válido su aplicación para cuencas con áreas menores de 770 Km² (MTC, 2014, pág. 50).

Número de Froude. - Es un valor adimensional que relaciona el efecto de las fuerzas inerciales y las fuerzas de gravedad que actúan sobre un fluido formulada por el ingeniero hidrodinámico William Froude y el régimen el flujo será:

Flujo subcrítico cuando $(Fr) < 1$ (lento o tranquilo).

Flujo crítico para Froude $(Fr) = 1$.

Flujo supercrítico si Froude $(Fr) > 1$ (rápido o alterado).

Parámetro. - Dato o factor esencial para analizar o valorar una situación (RAE, 2021).

Puente. - Estructura proyectada y construida para salvar un accidente geográfico o un obstáculo natural o artificial, donde la luz libre deberá ser mayor o igual a 6.00 m. (MTC, 2018, pág. 41).

Período de retorno. - En ingeniería hidráulica es el tiempo medio entre dos avenidas con caudales iguales o superiores a uno determinado, en hidrología es muy frecuente considerar zona inundable que queda cubierta por las aguas originadas por las tormentas de hasta quinientos años de periodo de retorno, por ello se entiende que la cantidad de lluvia caída en

un sólo día para ese periodo de retorno solamente sea igualado o superado, estadísticamente, una vez cada 500 años.

Socavación. - Es el descenso del fondo del cauce natural de un río durante las máximas avenidas, al ser arrastrado el material debido a la fuerza erosiva del agua.

Tirante normal del flujo. - Es la profundidad vertical medida desde el espejo del agua hacia el fondo del cauce natural de un río.

Tirante de agua en el cauce de avenida. - Es la profundidad medida desde el NAME hacia el fondo del cauce natural de un río.

Velocidad media del flujo. - Es la velocidad que depende de la pendiente, rugosidad y tirante del agua.

Vórtice. - “Movimiento giratorio y rápido del agua” (RAE, 2021).

2.4 Bases Epistemológicas, Filosóficas o Antropológicas

Con respecto a las bases epistemológicas es importante resaltar sus acepciones; Partiendo como base que la epistemología o es la teoría del conocimiento, y entender que el conocimiento desempeñó un rol muy importante dentro de la historia de la humanidad, a razón de ello el hombre ha transformado, dominando, adaptado y superado sus condiciones de vida inicial o errante en medio de la naturaleza. A través del conocimiento, el hombre se ha respondido a varias de sus propias interrogantes, en las distintas etapas de la vida humana, sin limitar su capacidad de entendimiento.

Es menester precisar que llevar el conocimiento a una definición conceptual más por lo contrario debilitaría su concepto, puesto que es una realidad compleja, la posibilidad del conocimiento, la validez y la verdad del mismo, se ocupa la epistemología, gnoseología o teoría del conocimiento.

Por cierto, el conocimiento se asocia con la verdad, por esto decimos que conocemos algo o a alguien con seguridad de que lo que sabemos sobre ellos es cierto y verdadero.

Como también la presente investigación se enmarca dentro del enfoque cuantitativo; así las características principales de la investigación cuantitativa se orientan a teorías del positivismo, por emplear modelos matemáticos, radica en analizar acontecimientos o fenómenos de las ciencias naturales, como la física, recopila y analiza datos cuantitativos para estudiar la relación que existe entre variables. (Muñoz, 2016, págs. 26, 27, 182)

Por otra parte, nuestra investigación es del tipo cuantitativo, particularmente se engloba dentro de la investigación no experimental, con base epistemológica del positivismo, el marco teórico contextualizado en nuestra investigación es puramente definiciones a partir de autores de las diversas bibliografías, investigaciones, que son parte de la generación del conocimiento y su aplicación para la búsqueda de resultados y planificar las medidas correctivas.

III METODOLOGÍA

3.1 Ámbito

Según la problemática estudiada en la presente investigación se evaluará los efectos de la socavación potencial y la probable falla por estabilidad que puede presentarse en los estribos del puente Heraclio Tapia León, ubicado en el distrito de Huánuco, provincia y región Huánuco, en el año 2022.

3.2 Población

Población

La población de nuestro estudio la conformaran todos los estribos de puentes de concreto armado, con muros en voladizo, en suelos granulares o no cohesivos, así la población queda definida. Según Hernández et al. (2014), la población o universo es el: “Conjunto de todos los casos que concuerdan con determinadas especificaciones” (pág. 174).

3.3 Muestra

La técnica que se usó para el muestreo es la No probabilística, intencional por conveniencia nuestra, debido que se solicitó por escrito la copia del expediente técnico del proyecto: Construcción del puente carrozable Heraclio Tapia León – distrito, provincia de Huánuco, ante la Municipalidad provincial de Huánuco y el Gobierno Regional de Huánuco, luego se recabó el documento, que será utilizado en la investigación, así mismo la infraestructura del puente se encuentra ubicado muy próximo, que facilitó el levantamiento y la toma de datos, como también para la compatibilidad de parámetros geométricos del estribo, situación que es común en puentes de iguales características, en este caso la mayoría de los puentes cuentan con estribos de concreto armado, del tipo voladizo, en nuestro caso se estudió tanto el estribo izquierdo y el estribo derecho, y no fue necesario determinar el tamaño de la muestra, porque la muestra fue seleccionada por conveniencia propia.

Respecto a la técnica no probabilística se define. Según Hernández et al. (2014) como: “Muestra no probabilística o dirigida Subgrupo de la población en la que la elección de los elementos no depende de la probabilidad, sino de las características de la investigación” (pág. 176).

3.4 Nivel, tipo de estudio

Nivel

La investigación es del tipo explicativo, porque se determinará el efecto de la socavación potencial en estribos de puentes y sus probables fallas que pueden presentarse. Según Hernández et al. (2014), “si el estudio es explicativo (causal), que se señale cuáles son las causas (variables independientes), cuáles son los efectos o consecuentes (variables dependientes)” (pág. 48).

Tipo,

El tipo de investigación que se abarca es la aplicada, aplicaremos el método de Lischtván-Levediev para la estimativa de la profundidad de socavación general y contracción y el de Froehlich para la socavación local, de esta manera se podrá evaluar la socavación potencial, como también las posibles fallas por estabilidad, que pueden estar susceptibles los estribos de los puentes y en concordancia con la problemática estudiada en el (numeral 1.1).

La mayoría de investigaciones se encuentran en este tipo que es la aplicada, así queda definido;

La investigación aplicada se le conoce también como activa o dinámica, y está relacionada a la investigación pura o básica, porque depende de sus descubrimientos y aportes teóricos, su fin es confrontar la teoría con la realidad, se orienta al estudio y aplicación de la investigación a problemas concretos o reales y se dirige a su aplicación inmediata y no al desarrollo de la teoría. (Tamayo, 2003, pág. 43)

Así mismo, según la intervención del investigador nuestra investigación es del tipo Observacional o no experimental, porque no habrá la intervención del investigador. Según Hernández et al. (2014), queda definida así: “La investigación no experimental es sistemática y empírica en la que las variables independientes el investigador no manipula porque ya han sucedido” (pág. 153).

Según la planificación de toma de datos es de tipo retrospectivo es decir los datos que se utilizó, ya están registrados como, el tipo de suelo, la geometría del puente, en el expediente técnico, los caudales y precipitaciones ya se encuentra registrados en la base de datos de SENAMHI.

3.5 Diseño de investigación

Nuestra investigación en cuanto al diseño de estudio es transversal, es decir la toma datos que corresponde, es por una sola vez.

3.6 Métodos, técnicas e instrumentos

Método,

El método que se utilizó en el desarrollo de nuestra investigación es el Deductivo, puesto que nuestras variables como se puede establecer en el cuadro de operacionalización de variables (numeral 2.3), son de naturaleza cuantitativa, lo que engloba en el enfoque cuantitativo. Así por Hernández et al (2014), queda definida: “Según el enfoque cuantitativo-deductivo, el estudiante plantearía su problema de investigación definiendo su objetivo y su pregunta (lo que quiere hacer y lo que quiere saber)” (pág. 13).

Técnica,

De acuerdo a nuestro diseño, y los objetivos planteados en nuestro estudio (numeral 1.3) la técnica que se utilizó para la medición y registro de datos es la Observación es decir ver o experimentar. Por esta razón Hernández et al. (2014), define como: “Este método de

recolección de datos consiste en el registro sistemático, válido y confiable de comportamientos y situaciones observables, a través de un conjunto de categorías y subcategorías” (pág. 252).

Instrumentos,

En concordancia con la técnica de Observación, los instrumentos para el levantamiento y registro de los datos, se tomó una vez recabada la copia del expediente técnico aprobado y ejecutado, en geotecnia el estudio de mecánica de suelos, en cuanto a topografía los planos en planta, perfil y secciones transversales y serán comprobados in situ, como la longitud del estribo, tipo de estructura, y serán verificados si se ha cumplido las normas vigentes como el Manual de carreteras, Hidrología, hidráulica y drenaje (Período de retorno, caudal de diseño), el Manual de puentes, establecidos por el MTC con aspectos relevantes que se considerará dentro de nuestra investigación estos instrumentos están precisados en nuestro cuadro de operacionalización de variable (numeral 1.4)

Primero se recolectó datos mediante ficha de recolección de datos elaborados en hoja Excel, de forma separada tanto para la variable independiente, como para la variable dependiente y al final se elaborará un resumen de resultados.

3.7 Validación y confiabilidad del instrumento

En cuanto a la validación y confiabilidad del instrumento, no es necesario porque las metodologías y procedimientos ya existen en investigaciones similares.

3.8 Procedimiento

Obedeciendo a nuestro diseño, técnica e instrumentos ya establecidos, el procedimiento está dividido en las siguientes fases;

Fase I. Obtención de la información

Se solicitó y recabó una copia del archivo en medio físico y digital del expediente técnico Puente Heraclio Tapia león, ante la Municipalidad Provincial de Huánuco y Gobierno Regional Huánuco, luego de la obtención de los documentos conformantes del expediente se

prosiguió a la revisión de estudios en; Hidrología, Hidráulica, geotecnia y planos topográficos; en el expediente técnico no se encontró los estudios de hidrología e hidráulica, en consecuencia se tuvo que recopilar información de precipitaciones, delimitar la cuenca Higueras con su punto de drenaje o salida en el puente Heraclio Tapia León, luego se efectuó los cálculos respectivos para obtener el caudal de diseño para un período de retorno establecido, los parámetros hidrológicos se considera como un aspecto muy relevante para el estudio de la socavación.

Para obtener los parámetros hidrológicos se ha descargado de datos precipitación de la página web de SENAMHI, búsqueda de información de estudios, expedientes técnicos, tesis de pregrado concerniente a las precipitaciones máximas.

Por otra parte, es importante señalar los estudios básicos de ingeniería de puentes que se tomó en consideración, y son los que a continuación se detalla;

Estudios básicos de ingeniería de puentes: Son varios estudios interdisciplinarios dependientes de la magnitud y complejidad de los proyectos de un puente que sirve para extraer los datos relevantes y dichos estudios son: Topográficos, hidrológicos e hidráulicos, geológicos y geotécnicos, de riesgo sísmico, de impacto ambiental, de tráfico, complementarios, de trazos de la vía y entre otros. (MTC, 2018, pág. 40)

Sin embargo para la presente investigación, se llevó a cabo el levantamiento topográfico el día 22 de mayo del 2022, que consistió en el levantamiento 150 metros aguas arriba y aguas abajo respecto del eje del puente, los mismos queda esbozados a nivel de planos en planta, perfil y secciones transversales y como los estudios hidrológicos e hidráulicos fue desarrollado por parte del tesista y los estudios geológicos y geotécnicos se ha revisado y evaluado contenido en el expediente técnico y tomado los datos que se requieren, los cuales son especialidades vinculadas a nuestro estudio, dentro de los efectos de la socavación potencial y sus posibles fallas en los estribos de un puente.

Fase II. Estudio de campo

La compatibilización y contraste de datos relevantes fue en campo versus el expediente técnico es decir las dimensiones como; Longitud del puente, luz libre sin obstáculos, tipo de estructura, la longitud del estribo, ancho y altura del estribo, forma del estribo, secciones transversales, ubicación en coordenadas UTM WGS84 y tomas fotográficas.

Nombre del puente : Heraclio Tapia León

Ubicación : Departamento, Provincia y Distrito de Huánuco

Nombre del río : Higuera confluencias de los ríos Cozo y Mito.

Longitud del Puente : 22.80 m

Luz libre : 21.40 m

Estribos : Tipo voladizo de concreto armado

Altura del estribo : 6.47 m

Tipo de cimentación : Superficial (con zapatas)

Forma del estribo : Estribo de pared inclinada hacia el cauce y con alas

Coordenadas UTM : Este 362666.00 m E y Norte 8901082.00 m S

Zona 18L

Nota:

- WGS84 Sistema Geodésico Mundial 1984 y UTM Universal transversal de Mercator

Fase III. Evaluación del estudio de mecánica de suelos

El estudio de mecánica de suelos con fines de elección, fue tomado íntegramente parte conformante del expediente técnico y luego evaluado las características físico mecánicas del suelo, como el análisis granulométrico y a partir de esto se determinó el diámetro representativo o característico del material del cauce.

Para la socavación potencial para la evaluación de la socavación general y contracción el diámetro medio de las partículas.

Tabla 9

Parámetros geotécnicos para la socavación general y contracción

UBICACIÓN DEL ESTRIBO	Nº DE CALICATA	DIÁMETRO D50 (mm)	DIÁMETRO Dm (mm)	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.
DERECHO	C-01	12.57	15.72	GP
IZQUIERDO	C-02	8.06	10.08	GP

El diámetro medio que se considera para los cálculos de la socavación general y contracción es 1.25 veces el diámetro (D50) y se ha elegido el diámetro medio mayor que es igual a 15.72 mm., con en el sistema unificado de clasificación de suelos GP gravas por el tamaño de sus granos.

Para el análisis de estabilidad de los estribos del puente se ha evaluado y tomado los datos que a continuación se resume:

Tabla 10

Parámetros geotécnicos para el análisis de estabilidad en los estribos

Estribo	Ángulo de fricción interna ϕ' (°)	Peso específico del relleno γ (T/m ³)	Ángulo de fricción entre el relleno y la pared δ (°)	Coefficiente fricción μ
Derecho	35	1.860	23.33	0.60
Izquierdo	34	1.840	22.67	0.60

Nota:

- $\delta = 2/3 \phi'$ ángulo de fricción entre el relleno y la pared del muro.

Fase IV. Procesamiento de datos

Se desarrolló el estudio en gabinete, con la aplicación de hojas de cálculo en Excel, SOFTWARE AUTOCAD, y ARCGIS procesamiento de datos, a nivel de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia y topografía planta, perfil y secciones transversales, los cuales se encuentran a detalle en la parte de anexos.

Fase V. Análisis y discusión de resultados

El análisis y discusión de los resultados, en cuanto a la socavación potencial en estribos de puentes, llevará siguiendo estos pasos; primero se estimará la profundidad de

socavación potencial o total, luego se pasará a verificar la estabilidad del muro de contención en voladizo. Y si estos valores resultarían están por encima o debajo de los factores de seguridad tanto para la estabilidad en volteo y deslizamiento, pasaremos a la evaluación de resultados, analizaremos las posibles fallas que puede producirse en el puente y tomaremos las acciones preventivas y correctivas de ser el caso.

Esta parte se abarca con mayor detalle en el capítulo IV Discusión.

3.9 Tabulación y análisis de datos

Para la estimación de la socavación potencial en estribos de puentes fue con apoyo de hojas de cálculo en hojas Excel, y el SOFTWARE AUTOCAD , para la obtención de caudales de diseño, primero procesaremos datos de precipitaciones y caudales, se usará tablas para los parámetros adimensionales relacionados al estudio, con apoyo de planos topográficos se determinará los parámetros geométricos del estribo, estudio de suelos para la obtención de la curva granulométrica y a partir de esto se determinará el diámetro característico del material, peso específico, ángulo de fricción interna, todo ello se obtendrá del expediente técnico, luego se aplicará las fórmulas con apoyo de una hoja de cálculo en Excel.

Para la obtención de parámetros morfológicos de la cuenca en estudio, como la delimitación de la cuenca, se realizó mediante el uso del SOFTWARE ARCGIS.

Para la obtención del caudal de diseño se empleó una hoja de cálculo en Excel y aplicamos los métodos estadísticos probabilísticos y son las siguientes distribuciones: Normal, Log Normal 2 parámetros, Log Normal 3 parámetros, Gamma 2 parámetros, Gamma 3 parámetros o Pearson tipo III, Log Pearson tipo III, Gumbel y Log Gumbel, y luego mediante la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov – Smirnov, se eligió la mejor distribución que se ajusta a los datos de precipitaciones. En estricto cumplimiento al Manual de carreteras, Hidrología, hidráulica y drenaje del MTC.

Los datos de precipitaciones máximas mensuales y anuales, descargado de la página web del SENHAMI, para la estación Canchán se ha recopilado base de datos desde el año

1981 hasta el año 2021, es decir de 34 años, luego se realizó la prueba de datos dudosos o puntos atípicos de las precipitaciones máximas, prueba de bondad de ajuste de Kolmogorv-Smirnov, determinando que el mejor ajuste se obtuvo para la distribución Gamma 3 parámetros o Pearson tipo III, los cuales son parte de los ANEXOS en los estudios hidrológicos.

Tabla 11

Precipitación máxima diaria para un período de retorno de 500 años

Prueba de bondad de ajuste	Distribución con mejor ajuste	Tr (Años)	Pd (mm)
Kolmogorov -Smirnov	Gamma 3 parámetros o Pearson tipo III	500	48.39

Nota:

- La máxima precipitación diaria evaluada es para la estación Canchán
- Los resultados es parte del ANEXO 3.1

Se obtuvo el caudal de diseño para un periodo de retorno de 500 años, se empleó el método racional modificado, utilizada para cuencas con áreas menores a 770 Km²., se obtuvo los parámetros de la cuenca, mediante una delimitación usando el SOFTWARE ARCGIS, AUTOCAD y hoja de cálculo en EXCEL los cuales se encuentran en el ANEXO 3.1.1 obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 12

Parámetros de la cuenca Higuerras con salida en el puente Heraclio Tapia León

ÁREA (KM²)	PERÍMETRO (KM)	LONGITUD DEL CAUCE MAYOR (KM)	COTA DE ELEVACIÓN MENOR (m.s.n.m.)	COTA DE ELEVACIÓN MAYOR (m.s.n.m.)	PENDIENTE PROMEDIO DEL CAUCE MAYOR (m/m)
A	P	L			S
701.37	128.18	49.73	1,905.00	4,450.00	0.05

$$S = \frac{4,450.00 - 1,905.00}{49,730} = 0.05$$

De los cálculos realizados en los ANEXOS 3.1 y 3.1.3 se han obtenido los siguientes resultados:

Tabla 13

Resumen de valores para el método racional modificado

C adimensional	I (mm/h)	A (m ²)	K adimensional
0.1920	3.66	701.37	1.5679

Aplicamos la ecuación del Método Racional Modificado para obtener el caudal de diseño;

$$Q_d = 0.278CIAK$$

Donde;

Q_d : Descarga máxima de diseño o caudal de diseño (m³/s)

C : Coeficiente de escorrentía para el intervalo en el intervalo en el que se produce I.
(adimensional)

I : Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A : Área de la cuenca (Km²)

K : Coeficiente de uniformidad (adimensional)

Reemplazando valores se obtiene:

$$Q_d = 214.97 \text{ m}^3/\text{s}$$

En la investigación desarrollada se ha obtenido los datos, previo análisis y cálculos que se encuentran en la parte de los ANEXOS, en función a las variables e indicadores, para la variable independiente socavación potencial, que a la vez se subdivide en socavación general y contracción y socavación local, como se detalla a continuación:

Parámetros para para el cálculo de la socavación general y contracción:

Tabla 14*Parámetros hidrológicos*

Qd (m³/s)	Tr (años)
214.97	500

Tabla 15*Parámetros hidráulicos*

Ah	Pm	R	Be	T	Hm=A/T	h	h - ED	h-EI
(m²)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
48.84	25.40	1.91	21.40	21.40	2.27	2.347	2.280	2.220

Fuente: ANEXO 3.2

n	s
0.038	0.012

Tabla 16*Parámetros geotécnicos*

UBICACIÓN DEL ESTRIBO	DIÁMETRO Dm (mm)
DERECHO	15.72
IZQUIERDO	10.08

Para los cálculos de la socavación general y contracción, se va tomar el diámetro medio mayor 15.72 mm.

Tabla 17*Parámetros adimensionales*

α	β	μ	ϕ	z
2.57	1.06	0.931	1.13	0.33

Fuente: ANEXO C.4

Con los parámetros obtenidos se aplica la ecuación de Lischvan Lebediev y se obtiene la profundidad de la socavación general y contracción y son los siguientes resultados:

Tabla 18

Socavación general y contracción en los estribos del puente

ESTRIBO LADO	H_{sec} (m)
DERECHO	1.67
IZQUIERDO	1.60

Parámetros para el cálculo de la socavación local;

Tabla 19

Parámetros hidráulicos para el estribo derecho

A_e (m ²)	P_e (m)	n	s	L=Te (m)	Re (m)	Ve (m/s)	Ye (m)	K₁	K_θ	Fre
0.996	5.39	0.038	0.012	0.570	0.18	0.93	1.75	0.55	1.00	0.22

Tabla 20

Parámetros hidráulicos para el estribo izquierdo

A_e (m ²)	P_e (m)	n	s	L=Te (m)	Re (m)	Ve (m/s)	Ye (m)	K₁	K_θ	Fre
0.982	5.34	0.038	0.012	0.570	0.18	0.93	1.72	0.55	1.00	0.23

Tabla 21

Parámetros geométricos para ambos estribos

L (m)	θ (°)
0.57	90

Tabla 22

Parámetros adimensionales para ambos estribos

K₁	K_θ
0.55	1.00

Con los parámetros obtenidos se aplica la ecuación de Froehlich y se obtiene la profundidad de socavación local con los siguientes resultados:

Tabla 23*Socavación local en los estribos del puente*

ESTRIBO LADO	H_{SL} (m)
DERECHO	2.29
IZQUIERDO	2.26

Finalmente, para el cálculo de estabilidad tanto por deslizamiento y volteo en los estribos del puente, se utilizó una hoja de cálculo en EXCEL, obteniendo los resultados se evaluó la posible falla de los estribos del puente.

Cálculo del empuje lateral estático y dinámico sobre los estribos para socavación general y contracción

Cálculo del empuje activo y empuje pasivo sobre el estribo derecho

Cálculo del empuje activo sobre el estribo derecho

Tabla 24*Parámetros geotécnicos y geométricos del estribo derecho*

δ (°)	β (°)	Θ (°)	Φ' (°)	H (m)	γ_2 (T/m ³)
23.33	0	84	35	6.47	1.86

Tabla 25*Empuje lateral activo sobre el estribo derecho*

Γ	K_a	P_a (T)	Brazo (m)
3.064	0.290	11.27	2.16

Cálculo del empuje activo con sismo sobre el estribo derecho

Tabla 26*Parámetros geotécnicos y geométricos del estribo derecho*

Θ_{Mo} (°)	Φ (°)	β (°)	δ (°)	i (°)	H_{AE} (m)	γ_1 (T/m ³)
7.59	35	6	23.33	0	6.47	1.86

Tabla 27*Empuje lateral activo con sismo sobre el estribo derecho*

K_{AE}	E_{AE} (T)	Brazo (m)
0.406	14.62	3.24

Cálculo del incremento dinámico por sismo en el estribo derecho**Tabla 28***Incremento dinámico por sismo sobre el estribo derecho*

E_{AE} (T)	P_a (T)	Δ_{AE} = E_{AE} - P_a (T)	Brazo (m)
14.62	11.27	3.35	3.24

Cálculo de la sobrecarga en el estribo derecho

Se considera un terreno equivalente $h'=0.60$ m por sobrecarga, que actúa por encima de la proyección del talón del estribo es decir en la parte superior del relleno;

Tabla 29*Sobrecarga en el estribo derecho*

h' (m)	γ₁ (T/m ³)	K_a	Es/c (T)	Brazo (m)
0.60	1.86	0.290	0.32	3.24

Suma de los momentos de fuerzas que tienden a volcar en el estribo derecho**Tabla 30***Momento de volteo en el estribo derecho*

P_a (T)	Brazo (m)	Δ_{AE} (T)	Brazo (m)	Es/c (T)	Brazo (m)	ΣMo (T-m)
11.27	2.16	3.35	3.24	0.32	3.24	36.18

Suma de los momentos de fuerzas que tienden a evitar el volteo en el estribo derecho

Tabla 31*Momento estabilizador en el estribo derecho*

ΣM_R
(T-m)
103.11

Suma de las fuerzas impulsoras horizontales que tienden a deslizar el estribo derecho**Tabla 32***Suma de fuerzas impulsoras en el estribo derecho*

Pa	ΔAE	Es/c	ΣF_d
(T)	(T)	(T)	(T)
11.27	3.35	0.32	14.94

Suma de las fuerzas resistencia horizontales que evitan el deslizamiento del estribo derecho**Tabla 33***Suma de fuerzas de resistencia en el estribo derecho*

ΣF_v	$\mu=f$	$\Sigma F_{R'}$
(T)		(T)
41.10	0.60	24.66

Estabilidad al volteo $FSV > 2$

$$FSV = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} = 2.85 > 2$$

Estabilidad al deslizamiento $FSD > 1.5$

$$FSD = \frac{\Sigma F_{R'}}{\Sigma F_d} = 1.65 > 1.5$$

Como se puede notar los factores de seguridad al volteo y deslizamiento son mayores a lo establecido para la socavación general y contracción, resultando las condiciones para el estribo derecho es estable.

Cálculo del empuje lateral estático y dinámico sobre el estribo derecho para la socavación local

El nivel de socavación local alcanzado es de 2.29 m y 2.08 m por debajo de la cimentación del estribo, en estas condiciones ya se evidencia la pérdida de la capacidad de empotramiento del estribo y una falla parcial, ya no es posible el análisis de estabilidad y requiere un planteamiento de calzadura, este último no es materia de la investigación.

Cálculo del empuje lateral estático y dinámico sobre los estribos para socavación general y contracción

Cálculo del empuje activo y empuje pasivo sobre el estribo izquierdo

Cálculo del empuje activo sobre el estribo izquierdo

Tabla 34

Parámetros geotécnicos y geométricos del estribo izquierdo

δ ($^{\circ}$)	β ($^{\circ}$)	Θ ($^{\circ}$)	Φ' ($^{\circ}$)	H (m)	γ_2 (T/m 3)
22.67	0	84	34	6.47	1.84

Tabla 35

Empuje lateral activo sobre el estribo izquierdo

Γ	Ka	Pa (T)	Brazo (m)
2.999	0.300	11.54	2.16

Cálculo del empuje activo con sismo sobre el estribo izquierdo

Tabla 36

Parámetros geotécnicos y geométricos del estribo izquierdo

Θ_{Mo} ($^{\circ}$)	Φ ($^{\circ}$)	β ($^{\circ}$)	δ ($^{\circ}$)	i ($^{\circ}$)	HAE (m)	γ_2 (T/m 3)
7.59	34	6	22.67	0	6.47	1.84

Tabla 37*Empuje lateral activo con sismo sobre el estribo izquierdo*

Ka	EAE (T)	Brazo (m)
0.418	14.89	3.24

Cálculo del incremento dinámico por sismo en el estribo izquierdo**Tabla 38***Incremento dinámico por sismo sobre el estribo izquierdo*

EAE (T)	Pa (T)	$\Delta AE = EAE - Pa$ (T)	Brazo (m)
14.89	11.54	3.35	3.24

Cálculo de la sobrecarga en el estribo izquierdo

Se considera un terreno equivalente $h'=0.60$ m por sobrecarga, que actúa por encima de la proyección del talón del estribo es decir en la parte superior del relleno;

Tabla 39*Sobrecarga en el estribo izquierdo*

h' (m)	γ_2 (T/m ³)	Ka	Es/c (T)	Brazo (m)
0.60	1.84	0.300	0.33	3.24

Suma de los momentos de fuerzas que tienden a volcar en el estribo izquierdo**Tabla 40***Momento de volteo en el estribo izquierdo*

Pa (T)	Brazo (m)	ΔAE (T)	Brazo (m)	Es/c (T)	Brazo (m)	ΣMo (T-m)
11.54	2.16	3.35	3.24	0.33	3.24	34.58

Suma de los momentos de fuerzas que tienden a evitar el volteo en el estribo derecho

Tabla 41*Momento estabilizador en el estribo izquierdo*

ΣM_R
(T-m)
102.32

Suma de las fuerzas impulsoras horizontales que tienden a deslizar el estribo izquierdo**Tabla 42***Suma de fuerzas impulsoras en el estribo izquierdo*

Pa	ΔAE	Es/c	ΣF_d
(T)	(T)	(T)	(T)
11.54	3.35	0.33	15.22

Suma de las fuerzas resistencia horizontales que evitan el deslizamiento del estribo izquierdo**Tabla 43***Suma de fuerzas de resistencia en el estribo derecho*

ΣF_v	$\mu=f$	$\Sigma F_{R'}$
(T)		(T)
40.84	0.60	24.50

Estabilidad al volteo $FSV > 2$

$$FSV = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} = 2.78 > 2$$

Estabilidad al deslizamiento $FSD > 1.5$

$$FSD = \frac{\Sigma F_{R'}}{\Sigma F_d} = 1.61 > 1.5$$

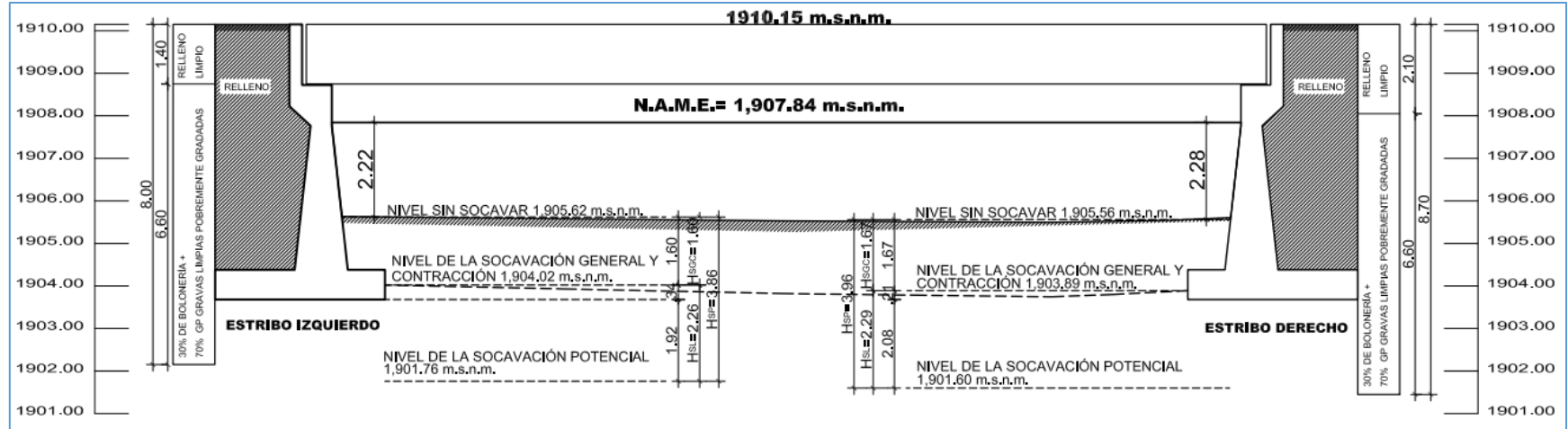
Como se puede notar los factores de seguridad al volteo y deslizamiento son mayores a lo establecido para la socavación general y contracción, resultando las condiciones para el estribo izquierdo estable.

Cálculo del empuje lateral estático y dinámico sobre el estribo izquierdo para la socavación local

El nivel de socavación local alcanzado en el estribo izquierdo es de 2.26 m, esto medido a partir de la socavación general y contracción y 1.92 m por debajo de la cimentación del estribo, en estas condiciones ya se evidencia la pérdida de la capacidad de empotramiento del estribo y una falla parcial, ya no es posible el análisis de estabilidad y requiere un planteamiento de calzadura, este último no es materia de la investigación.

Figura 12

Niveles de socavación alcanzado en ambos estribos



Para mayor claridad se explica los acotados en la figura precedente y son los siguientes:

Caso estribo izquierdo: La socavación general y contracción alcanza una profundidad de 1.60 metros y una profundidad de socavación local de 2.26 metros, quedando expuesto por debajo del nivel de la cimentación a 1.92 metros y es el nivel de la socavación potencial

Caso estribo derecho: La socavación general y contracción alcanza una profundidad de 1.67 metros y una profundidad de socavación local de 2.29 metros, quedando expuesto por debajo del nivel de la cimentación a 2.08 metros y es el nivel de la socavación potencial.

Estratos del suelo: En el estribo izquierdo tiene 1.40 metros de relleno limpio y 6.60 metros con contenidos de 30% de bolonerías (más de 12" de diámetro) + 70% de gravas limpias pobremente gradadas; en el estribo derecho 2.10 metros de relleno limpio y 6.60 metros con contenidos de 30% de bolonerías + 70% de gravas limpias pobremente gradadas.



3.10 Consideraciones Éticas

Dentro del desarrollo de la investigación, se respetó los protocolos y las medidas de seguridad respecto al COVID-19, al momento de ingresar para recabar la información ante las instituciones públicas, se acató los plazos previstos para la entrega de documentos como copias del expediente técnico por parte de las entidades y de igual forma al momento de contrastar datos en campo, trato cordial a los lugareños que residen las márgenes del río Higueras, al momento de tomar y contrastar datos, la práctica de los buenos modales, se ha considerado y respeto los derechos de autoría de bibliografías, tesis y SOFTWARE (se ha usado de acceso libre).

Consentimiento para una información, se ha solicitado el expediente técnico a la Municipalidad Provincial de Huánuco y al Gobierno Regional Huánuco.

IV RESULTADOS

Los resultados obtenidos son como se detalla a continuación:

Tabla 44

Resultados de la socavación potencial y falla por estabilidad en estribos del puente

ESTRIBO	SOCAVACIÓN POTENCIAL (m)	FALLA POR ESTABILIDAD
DERECHO	3.96	NIVEL DE SOCAVACIÓN POR DEBAJO DE LA CIMENTACIÓN FALLA PARCIAL
IZQUIERDO	3.86	NIVEL DE SOCAVACIÓN POR DEBAJO DE LA CIMENTACIÓN FALLA PARCIAL

La socavación potencial alcanza una profundidad de 3.96 metros en el estribo derecho, y queda 2.08 metros por debajo del nivel de la cimentación del estribo, en el estribo izquierdo 3.86 metros y queda 1.92 metros por debajo del nivel de la cimentación del estribo, resultando en ambos casos con niveles de cota socavado por debajo de la cimentación y de producirse dicha socavación llevaría a la subestructura a condiciones inestables y a una falla parcial, como la pérdida de capacidad de empotramiento en la base de la cimentación.

A la fecha tales socavaciones no se han podido observar por los siguientes casos:

Primero.- Existe transporte de material sólido por el río Higueras hasta el puente Heraclio Tapia León, de las partes intermedias de la cuenca Higueras, en este escenario se puede sostener, que el material transportado llena el hoyo o fosa socavado, tanto al pie de los estribos y en el mismo cauce, por el aumento del caudal en épocas de invierno por las constantes precipitaciones pluviales, el transporte de materiales sedimentos no es parte de nuestra investigación.

Segundo. - También es probable que exista el fenómeno de acorazamiento que el material fino ha sido lavado o transportado, y sobre esto yace o queda material grueso como las gravas.

Tercero. - Es probable que el diámetro medio de las partículas esté por encima de los valores que se han tomado del estudio de mecánicas de suelos, esto significa que a mayor diámetro

medio es menor la presencia de la socavación general y contracción según la aplicación del método de Lischtvan Lebediev.

Cuarto. - Se ha analizado la estabilidad en ambos estribos para el caso más desfavorable estribo sin puente, resultando en ambos casos estables para la socavación general y contracción, y para la socavación local como inestables, pero con la carga de la superestructura del puente aún se mantendría estable porque el puente actúa como traba.

Quinto. - A la fecha es posible que no se haya presentado un evento extremo de tal magnitud es decir un caudal máximo o caudal de diseño de $214.97 \text{ m}^3/\text{s}$, para un período de retorno de 500 años y no se puede apreciar su efecto de la socavación potencial.

V DISCUSIÓN

5.1 Discusión de resultados de la socavación potencial

Para obtener la socavación potencial en los estribos del Puente Heraclio Tapia León, sobre el río Higueras, primero se ha realizado los cálculos para la socavación general y contracción y luego para la socavación local, de forma independiente porque cada uno tiene sus propios parámetros intervinientes:

Para la estimación de la profundidad de la socavación general y contracción, se ha empleado el método de **Lischtvan-Levediev**, los parámetros que han intervenido son: Hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos y adimensionales, para la socavación local se utilizó el método de **Froehlich** y los parámetros que influyen son: Hidrológicos, hidráulicos, geométricos y adimensionales delimitados con sus propios datos, los pasos y secuencias seguidos se encuentran plasmados en la parte de tabulación y análisis de datos, como también en la parte de los ANEXOS, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 45

Resultados de la socavación potencial en estribos del puente

ESTRIBO LADO	Hsgc (m)	HsL (m)	Hsp (m)
DERECHO	1.67	2.29	3.96
IZQUIERDO	1.60	2.26	3.86

Donde;

Hsgc (m) : Profundidad de la socavación general y contracción en metros

HsL (m) : Profundidad de la socavación local en metros

Hsp (m) : Profundidad de la socavación potencial en metros

La socavación potencial es la suma de la Socavación general y contracción y Socavación local, se puede observar que la socavación general y contracción alcanza una profundidad menor respecto a la socavación local en ambos estribos tanto al lado derecho e

izquierdo, así la más predominante es la socavación local, los cuales están calculados para un caudal de diseño de 214.97 m³/s asociado a un período de retorno de 500 años.

Tabla 46

Resultados del análisis de estabilidad en el estribo derecho del puente

TIPO DE SOCAVACIÓN	PROFUNDIDAD (m)	FSV	FSD	CONDICIÓN
SOCAVACIÓN GENERAL Y CONTRACCIÓN	1.67	2.85	1.65	ESTABLE
SOCAVACIÓN LOCAL	2.29	X	X	INESTABLE

Nota:

X: La socavación local se encuentra por debajo del nivel de cimentación evaluado en la punta del estribo y en esta condición imposibilita el análisis de estabilidad de los estribos.

Se puede apreciar en la tabla precedente para la socavación general y contracción en el estribo derecho alcanzó una profundidad de 1.67 metros, y del análisis de estabilidad un factor de seguridad al volteo (FSV) igual a 2.85 que es mayor a 2.0 y un factor de seguridad al deslizamiento (FSD) igual a 1.65 mayor a 1.5, resultando en ambos una condición estable.

Por otra parte, en cuanto a la socavación local alcanza una profundidad de 2.29 metros, y 2.08 m por debajo de la cimentación medido cerca a la punta del estribo en este caso ya no se puede realizar el análisis de estabilidad, el material removido por el efecto socavación por lo que requiere calzadura resultando una condición inestable, interpretándose como una falla parcial.

Tabla 47

Resultados del análisis de estabilidad en el estribo izquierdo del puente

TIPO DE SOCAVACIÓN	PROFUNDIDAD (m)	FSV	FSD	CONDICIÓN
SOCAVACIÓN GENERAL Y CONTRACCIÓN	1.60	2.78	1.61	ESTABLE
SOCAVACIÓN LOCAL	2.26	X	X	INESTABLE

Se puede apreciar en la tabla precedente para la socavación general y contracción en el estribo izquierdo alcanza una profundidad de 1.60 metros, y del análisis de estabilidad un

factor de seguridad al volteo (FSV) igual a 2.78 que es mayor a 2.0 y un factor de seguridad al deslizamiento (FSD) igual a 1.61 mayor a 1.5, resultando en ambos una condición estable.

Por otra parte, en cuanto a la socavación local alcanza una profundidad de 2.26 metros, 1.92 m por debajo de la cimentación del estribo, en estas condiciones ya se evidencia la pérdida de la capacidad de empotramiento del estribo y una falla parcial, y también ya no es posible el análisis de estabilidad y requiere un planteamiento de calzada, que no se contempla dentro de la investigación.

Resultando para una socavación potencial, una condición de inestable con falla parcial para ambos estribos.

El análisis de estabilidad en ambos estribos del puente se realizó sin las cargas del puente, se analizó para el caso más desfavorable sin puente (sin la superestructura), sin empuje hidrostático, tampoco no se considera el empuje pasivo, cabe indicar el puente actúa como traba y ayuda en la estabilidad tanto al volteo como deslizamiento.

CONCLUSIONES

De acuerdo a nuestra investigación se ha llegado a las siguientes conclusiones;

La socavación potencial en el estribo derecho e izquierdo del puente Heraclio Tapia León, es decir la profundidad máxima son de 3.96 y 3.86 metros respectivamente. Con indicar que la socavación potencial es la suma de la socavación general y contracción determinado mediante el método de Lischtvan Lebediev, aplicable a flujos subcríticos, como también es importante señalar que este método contempla tanto la socavación general y contracción y para la socavación local se aplicó el método de Froehlich, en ambos casos para lechos no cohesivos o suelos granulares y en lecho vivo o móvil.

La socavación potencial alcanza una profundidad por debajo de la cimentación y esto queda expuesto por la remoción del material principalmente en la base de la cimentación, tal efecto genera inestabilidad en los estribos derecho e izquierdo del puente Heraclio Tapia León.

La socavación general y contracción, alcanza una profundidad en los estribos derecho e izquierdo de 1.67 y 1.60 metros, quedando por encima del nivel del fondo o base de la zapata de 0.34 y 0.21 metros de material de relleno, evaluado en la punta de los estribos.

La socavación local, alcanza una profundidad en los estribos derecho e izquierdo de 2.29 y 2.26 metros, quedando por debajo del nivel del fondo de o base de la zapata a 2.08 y 1.92 metros, evaluado en la punta de los estribos.

La socavación local en los estribos derecho e izquierdo del puente Heraclio Tapia León, es más predominante porque alcanza mayor profundidad respecto a la socavación general y contracción.

Para determinar la socavación potencial es muy importante conocer los aspectos hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos, geometría del estribo y del puente en nuestro caso se ha partido de la copia del expediente técnico, que algunos estudios como la parte hidrológica e hidráulica y topografía no cuentan con dicha información, por lo que se tenía que levantar dichos estudios.

Variable dependiente

Con la socavación potencial alcanzada ambos estribos fallan por estabilidad, llevando a la subestructura del puente a condiciones inestables.

Después de realizar la observación y medición en campo con fecha 22 de mayo del 2022, se advierte que no existe la presencia de socavación, tanto en el estribo derecho y estribo izquierdo.

RECOMENDACIONES O SUGERENCIAS

Según la naturaleza de nuestra investigación se recomienda;

Cuando la socavación potencial alcanza una profundidad máxima, y queda por debajo del nivel de la cimentación de los estribos, se recomienda la protección mediante la calzadura en el caso más desfavorable o extremo, estos abren paso para las futuras líneas de investigación. Se recomienda tomar estudios a detalle en campo, en la parte geotécnica para la determinación del diámetro medio de las partículas, que condiciona sustancialmente a la profundidad de socavación, en su estimación para suelos granulares o no cohesivos por el método de Lischtván Lebediev.

Se recomienda para las futuras investigaciones el estudio de transporte de sedimentos en el río Higueras, porque esto influye de forma directa si hay reabastecimiento de material sólido de las partes altas de la cuenca Higueras, el hoyo socavado se vuelve a llenar de sedimentos. En la fase del diseño la punta de la zapata de los estribos, se debe de contemplar para su protección como el enrocado, en esta parte la socavación es más propenso y sufre de remoción de material, por el contacto continuo con la dinámica del río.

En épocas de verano es necesario monitorear mínimo de forma visual y tomar las medidas de la profundidad de socavación en los estribos del puente Heraclio Tapia León, ubicado sobre el río Higueras, para contrastar y evaluar los efectos de este fenómeno.

Un aspecto muy importante a tomar en cuenta es colocar medidores de socavación, previo evaluación y recomendación de expertos para su instrumentación.

Se sugiere al MTC, contemplar dentro del Manual de Hidrología, hidráulica y drenaje el Coeficiente de sección o distribución de gasto de las características hidráulicas (α), que no se encuentra establecido.

En ambos extremos es decir en los estribos izquierdos y derecho existe agradación es decir sedimentación, en la parte central del cauce existe degradación es decir la erosión, se recomienda que se continúe realizando estudios de investigación sobre lo indicado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICA

BIBLIOGRAFÍA

- Andina.pe. (14 de Enero de 2014). Ingenieros realizan evaluación topográfica en tramo vial dañado en Huánuco por huaico.
- Bowles, J. (1980). *Manual de laboratorio de suelos en Ingeniería Civil*. Bogotá - Colombia: MC GRAW HILL.
- Braja. (2011). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. México, D.F.
- Braja, M. D. (2013). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. México.
- Canales, M. L. (2021). *Evaluación de riesgos existentes por erosión fluvial en el estribo izquierdo del puente colpa alta - 2019*. Huánuco: Universidad Nacional Hermilio Valdizán.
- Cárdenas, O. E. (2012). *Estudios y diseños de las obras de protección de orillas en la margen izquierda del río Cauca en el sector Candelaria en el Distrito de riego Roldanillo – La Unión - Toro*. Cali, Colombia: Universidad del Valle.
- Caretas. (1998). Peor que una guerra- Puentes destruidos .
- Crespo, C. (2004). *Mécanica de suelos y cimentaciones*. México: Limusa.
- Férrandez, U. (2019). *Análisis de la estabilidad en puentes por socavación*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Godinez, G. (2010). *Diseño y Construcción de Puentes*. Venezuela: Universidad de Oriente.
- Guevara, M. E. (2016). *Socavación en Puentes*. Lemoine Editores y Editorial Universidad del Cauca.
- Hernández, D. A., & Montaña, D. J. (2016). *Estimación de la socavación en el río Fonce (San Gil, Santander) bajo condiciones de caudales mínimos y mediante el método de*

momentos estadísticos iniciales y centrales. Bogotá D.C.: Universidad Militar Nueva Granada.

Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación* (Sexta ed.). México D.F.: Mc Graw Hill.

Hoyos, F. (2001). *Geotecnia Diccionario Básico*. Medellín Colombia: Universidad Nacional de Colombia.

INVÍAS. (2013). *Norma Colombiana de diseño de puentes-LRFD - CCP14*. Colombia: INVÍAS.

Juárez, E., & Rico, A. (2005). *Mécanica de suelos*. México: Limusa.

Marín, E. (2014). *Revisión estructural de un puente ferroviario y vehicular por el aumento del cauce en un río*. México D.F.: UNAM.

MTC. (2014). *Manual de carreteras-Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. Lima.

MTC. (2018). *Manual de Puentes*. Lima.

Muñoz, C. I. (2016). *Metodología de la investigación*. México, D.F.: Editorial Progreso.

Oxford Languages. (2021). *El diccionario Español de Google*.

Peck, R., Hanson, W., & Thornburn, T. (1983). *Ingeniería de cimentaciones*. México: Limusa.

Quiñones, A. (2004). *Análisis Granulométrico por Tamizado*. Lima: Laboratorio de Mecánica de Suelos-UNI.

Quito, D. J. (2020). *Evaluación de la socavación total para la optimización de diseño del puente solidaridad en el distrito San Juan de Lurigancho, 2017*. Lima.

RAE. (2021). *Diccionario de la Lengua Española*. España.

Rocha, A. (2013). *Introducción a la Hidráulica de las Obras Viales*. Fondo Editorial ICG.

- Rodriguez, R. D., & Yataco, G. Z. (2021). *Comparación de los modelos numéricos 1D y 2D en el análisis de socavación total en el puente Huallaga*. Lima.
- Tamayo, M. (2003). *El proceso de la investigación científica*. México: Limusa.
- Terzaghi, K., & Peck, R. (1973). *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. España: El Ateneo S.A.
- Torres, E. (2013). *Diseño de puentes, interpretación del código AASHTO*. Ecuador: Universidad Politécnica Salesiana.
- Torres, R. (2008). *Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado*. Venezuela: Universidad de Los Andes.
- Velezmoro, L. N., & Cabrejos, G. A. (2020). *Análisis de la probabilidad de falla de las cimentaciones superficiales de los puentes de la carretera Huánuco - Conococha*. Lima.
- Venegas, Z. (2011). *Socavación al pie de estribos de puentes en lechos no cohesivos*. Lima - Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Vilchez, J. H., & Toledo, W. L. (2018). *Alternativas de solución para prevenir la socavación en el río Rímac, entre los puentes Libertadores y Talavera, distrito de El Agustino*. Lima-Perú: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.



ACTA DE SUSTENTACION VIRTUAL DE TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

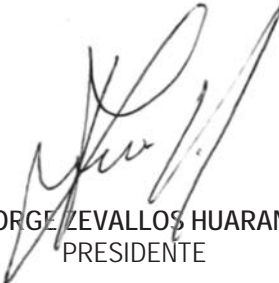
En la ciudad universitaria de Cayhuayna, a los 17 días del mes de noviembre de 2022, siendo las 16:30 pm, se dará cumplimiento a la Resolución Virtual N° 1080-2022-UNHEVAL-FICA-D (Designando a la Comisión de Revisión y sustentación de tesis) y la Resolución Virtual N°1165-2022-UNHEVAL-FICA-D, de fecha 09 de noviembre de 2022 (Fijando fecha y hora de sustentación virtual de tesis), en concordancia con el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, para lo cual, en virtud de la Resolución Consejo Universitario N° 0734-2022-UNHEVAL (Aprobando el procedimiento de la Sustentación Virtual de PPP, Trabajos de Investigación y Tesis), los Miembros del Jurado van a proceder a la evaluación de la sustentación en acto publico presencial o virtual de tesis titulada: **EFFECTOS DE SOCAVACIÓN POTENCIAL EN LA FALLA POR ESTABILIDAD DE ESTRIBOS DEL PUENTE HERACLIO TAPIA LEÓN, HUÁNUCO – 2022**, para optar el Título de Ingeniero Civil del Bachiller **FAUSTINO BALTAZAR ESPIRITU** de la Carrera Profesional de Ingeniería Civil, a través de la plataforma virtual del Cisco Webex Meetings.

Finalizado el acto de sustentación virtual de tesis, se procedió a deliberar la calificación, obteniendo luego el resultado siguiente:


APELLIDOS Y NOMBRES	DICTAMEN	NOTA	CALIFICATIVO
BALTAZAR ESPIRITU FAUSTINO	APROBADO	15	BUENO

Dándose por finalizado dicho acto a las 17:50 horas del mismo día 17 de noviembre de 2022 con lo que se dio por concluido, y en fe de lo cual firmamos.

OBSERVACIONES:


JORGE ZEVALLOS HUARANGA
 PRESIDENTE


ELISA RAQUEL QUINTANILLA HERRERA
 SECRETARIO


LUIS FERNANDO NARRO JARA
 VOCAL



RESOLUCIÓN VIRTUAL N°1165-2022-UNHEVAL-FICA-D

Cayhuayna, 09 noviembre 2022

VISTO: La solicitud virtual enviada por correo, de fecha 09.NOV.2022, del Bachiller de Ingeniería Civil **FAUSTINO BALTAZAR ESPIRITU**, pidiendo fecha y hora para sustentación de Tesis;

CONSIDERANDO:

Que, con solicitud virtual enviada por correo, de fecha 09.NOV.2022, del bachiller de Ingeniería Civil **FAUSTINO BALTAZAR ESPIRITU**, pidiendo fecha y hora para sustentación de Tesis titulada: EFECTOS DE SOCAVACIÓN POTENCIAL EN LA FALLA POR ESTABILIDAD DE ESTRIBOS DEL PUENTE HERACLIO TAPIA LEÓN, HUÁNUCO – 2022, elaborado en el **PROFI**;

Que, con Resolución Virtual N°1080-2022-UNHEVAL-FICA-D, de fecha 13.OCT.2022, se designo a la comisión de Revisar y Evaluar la Tesis a los docentes: Presidente: Mg. Jorge Zevallos Huaranga, Secretario: Mg. Moisés Edgard Torres Ramírez, Vocal: Mg. Elisa Raquel Quintanilla Herrera, Accesitario: Mg. Luis Fernando Narro Jara de la Tesis del Bachiller de Ingeniería Civil **FAUSTINO BALTAZAR ESPIRITU**;

Que, con OFICIO N° 74–2022 TESIS-FAUSTINO BALTAZAR ESPIRITU- Jzh del Mg. Jorge Zevallos Huaranga, Carta N° 41-2022-JD-ERQH de la Mg. Ing. Elisa Raquel Quintanilla Herrera, CARTA N° 086–2022/Mg.LFNJ del Mg. Ing. Luis Fernando Narro Jara dan la conformidad a la tesis del bachiller de Ingeniería Civil **FAUSTINO BALTAZAR ESPIRITU**;

Que, mediante Resolución Consejo Universitario No 734 – 2022 – UNHEVAL, de fecha 07 de marzo del 2022 en el Título VI - Procedimiento de la Sustentación y Obtención del Grado o Título en su capítulo IV – título III – Art. 45° Una vez que los miembros de Jurado de Tesis informen al Decano acerca de la suficiencia del trabajo de tesis para su sustentación, el interesado presentará una solicitud dirigida al Decano pidiendo se fije lugar, fecha y hora para el acto de sustentación.;

Estando a las atribuciones conferidas al Decano por Ley Universitaria N° 30220 y por el Estatuto de la UNHEVAL;

SE RESUELVE:

- 1° **SEÑALAR** Fecha y hora para la sustentación virtual de la tesis titulada: EFECTOS DE SOCAVACIÓN POTENCIAL EN LA FALLA POR ESTABILIDAD DE ESTRIBOS DEL PUENTE HERACLIO TAPIA LEÓN, HUÁNUCO - 2022, elaborado en el **PROFI** del bachiller de Ingeniería Civil **FAUSTINO BALTAZAR ESPIRITU**, para el **jueves 17 noviembre 2022 a horas 16.30 am**, manera Virtual, por los considerandos anotados.

Regístrese, comuníquese y archívese.



Dr. Víctor Manuel Goicochea Vargas
DECANO

C.C.
Jurados, Interesado, Archivo
VGV/Sec.

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

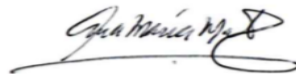
N° 077-2022- DI/FICA

La directora de investigación de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional Hermilio Valdizán de Huánuco

HACE CONSTAR que:

La Tesis titulada **“EFECTOS DE SOCAVACIÓN POTENCIAL EN LA FALLA POR ESTABILIDAD DE ESTRIBOS DEL PUENTE HERACLIO TAPIA LEÓN, HUÁNUCO - 2022”** del (os) Bachiller (es) **FAUSTINO BALTAZAR ESPÍRITU** en Ingeniería Civil, Cuenta con un índice de similitud del 30 % verificable en el Reporte de Originalidad del software antiplagio Turnitin. Luego del análisis se concluye que, cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio, por lo expuesto la Tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias, además de presentar un índice de similitud menor al 35% establecido en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Nacional Hermilio Valdizán.

Huánuco, 23 de noviembre del 2022



.....
Dra. Ana María Matos Ramírez
Directora de Investigación FICA

NOMBRE DEL TRABAJO

**BORRADOR TESIS BALTAZAR ESPIRITU
FAUSTINO 07 11 2022 PARAFRASEADO
TURNITIN.docx**

RECuento DE PALABRAS

19525 Words

RECuento DE CARACTERES

101884 Characters

RECuento DE PÁGINAS

99 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

9.1MB

FECHA DE ENTREGA

Nov 9, 2022 8:16 AM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Nov 9, 2022 8:35 AM GMT-5

● **30% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos

- 27% Base de datos de Internet
- 2% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de Crossref
- Base de datos de contenido publicado de Crossref
- 24% Base de datos de trabajos entregados

● **Excluir del Reporte de Similitud**

- Material bibliográfico

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DIGITAL Y DECLARACIÓN JURADA DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN PARA OPTAR UN GRADO ACADÉMICO O TÍTULO PROFESIONAL

1. Autorización de Publicación: (Marque con una "X")

Pregrado	X	Segunda Especialidad		Posgrado:	Maestría		Doctorado	
-----------------	---	-----------------------------	--	------------------	----------	--	-----------	--

Pregrado (tal y como está registrado en SUNEDU)

Facultad	INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional	INGENIERIA CIVIL
Carrera Profesional	INGENIERIA CIVIL
Grado que otorga	
Título que otorga	INGENIERO CIVIL

Segunda especialidad (tal y como está registrado en SUNEDU)

Facultad	
Nombre del programa	
Título que Otorga	

Posgrado (tal y como está registrado en SUNEDU)

Nombre del Programa de estudio	
Grado que otorga	

2. Datos del Autor(es): (Ingrese todos los datos requeridos completos)

Apellidos y Nombres:	BALTAZAR ESPÍRITU FAUSTINO							
Tipo de Documento:	DNI	<input checked="" type="checkbox"/>	Pasaporte	<input type="checkbox"/>	C.E.	<input type="checkbox"/>	Nro. de Celular:	980756099
Nro. de Documento:	23167920				Correo Electrónico:	faustinobaltazarespiritu@gmail.com		

Apellidos y Nombres:								
Tipo de Documento:	DNI	<input type="checkbox"/>	Pasaporte	<input type="checkbox"/>	C.E.	<input type="checkbox"/>	Nro. de Celular:	
Nro. de Documento:					Correo Electrónico:			

Apellidos y Nombres:								
Tipo de Documento:	DNI	<input type="checkbox"/>	Pasaporte	<input type="checkbox"/>	C.E.	<input type="checkbox"/>	Nro. de Celular:	
Nro. de Documento:					Correo Electrónico:			

3. Datos del Asesor: (Ingrese todos los datos requeridos completos según DNI, no es necesario indicar el Grado Académico del Asesor)

¿El Trabajo de Investigación cuenta con un Asesor?: (marque con una "X" en el recuadro del costado, según corresponda)	SI	<input checked="" type="checkbox"/>	NO	<input type="checkbox"/>				
Apellidos y Nombres:	VILLANUEVA VILLAR CARLOS EDUARDO			ORCID ID:	https://orcid.org/0000-0002-3000-995X			
Tipo de Documento:	DNI	<input checked="" type="checkbox"/>	Pasaporte	<input type="checkbox"/>	C.E.	<input type="checkbox"/>	Nro. de documento:	40393957

4. Datos del Jurado calificador: (Ingrese solamente los Apellidos y Nombres completos según DNI, no es necesario indicar el Grado Académico del Jurado)

Presidente:	ZEVALLOS HUARANGA JORGE
Secretario:	QUINTANILLA HERRERA ELISA RAQUEL
Vocal:	NARRO JARA LUIS FERNANDO
Vocal:	
Vocal:	

Accesitario	
--------------------	--

5. Declaración Jurada: (Ingrese todos los **datos** requeridos **completos**)

a) Soy Autor (a) (es) del Trabajo de Investigación Titulado: (Ingrese el título tal y como está registrado en el Acta de Sustentación)
EFFECTOS DE SOCAVACIÓN POTENCIAL EN LA FALLA POR ESTABILIDAD DE ESTRIBOS DEL PUENTE HERACLIO TAPIA LEÓN, HUÁNUCO - 2022
b) El Trabajo de Investigación fue sustentado para optar el Grado Académico ó Título Profesional de: (tal y como está registrado en SUNEDU)
TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL
c) El Trabajo de investigación no contiene plagio (ninguna frase completa o párrafo del documento corresponde a otro autor sin haber sido citado previamente), ni total ni parcial, para lo cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias.
d) El trabajo de investigación presentado no atenta contra derechos de terceros.
e) El trabajo de investigación no ha sido publicado, ni presentado anteriormente para obtener algún Grado Académico o Título profesional.
f) Los datos presentados en los resultados (tablas, gráficos, textos) no han sido falsificados, ni presentados sin citar la fuente.
g) Los archivos digitales que entrego contienen la versión final del documento sustentado y aprobado por el jurado.
h) Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a la Universidad Nacional Hermilio Valdizan (en adelante LA UNIVERSIDAD), cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido del Trabajo de Investigación, así como por los derechos de la obra y/o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a LA UNIVERSIDAD y frente a terceros de cualquier daño que pudiera ocasionar a LA UNIVERSIDAD o a terceros, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar causas en la tesis presentada, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello. Asimismo, por la presente me comprometo a asumir además todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse para LA UNIVERSIDAD en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontraren causa en el contenido del trabajo de investigación. De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan.

6. Datos del Documento Digital a Publicar: (Ingrese todos los **datos** requeridos **completos**)

Ingrese solo el año en el que sustentó su Trabajo de Investigación: (Verifique la Información en el Acta de Sustentación)		2022	
Modalidad de obtención del Grado Académico o Título Profesional: (Marque con X según Ley Universitaria con la que inició sus estudios)	Tesis	<input checked="" type="checkbox"/>	Tesis Formato Artículo
	Trabajo de Investigación		Trabajo de Suficiencia Profesional
	Trabajo Académico		Otros (especifique modalidad)
Palabras Clave: (solo se requieren 3 palabras)	Socavación potencial	Falla	Estabilidad

Tipo de Acceso: (Marque con X según corresponda)	Acceso Abierto	<input checked="" type="checkbox"/>	Condición Cerrada (*)	
	Con Periodo de Embargo (*)		Fecha de Fin de Embargo:	

¿El Trabajo de Investigación, fue realizado en el marco de una Agencia Patrocinadora? (ya sea por financiamientos de proyectos, esquema financiero, beca, subvención u otras; marcar con una "X" en el recuadro del costado según corresponda):	SI		NO	<input checked="" type="checkbox"/>
---	----	--	----	-------------------------------------

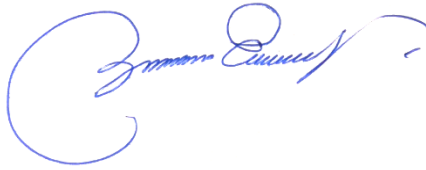

Información de la Agencia Patrocinadora:	
--	--

El trabajo de investigación en digital y físico tienen los mismos registros del presente documento como son: Denominación del programa Académico, Denominación del Grado Académico o Título profesional, Nombres y Apellidos del autor, Asesor y Jurado calificador tal y como figura en el Documento de Identidad, Título completo del Trabajo de Investigación y Modalidad de Obtención del Grado Académico o Título Profesional según la Ley Universitaria con la que se inició los estudios.

--

7. Autorización de Publicación Digital:

A través de la presente. Autorizo de manera gratuita a la Universidad Nacional Hermilio Valdizán a publicar la versión electrónica de este Trabajo de Investigación en su Biblioteca Virtual, Portal Web, Repositorio Institucional y Base de Datos académica, por plazo indefinido, consintiendo que con dicha autorización cualquier tercero podrá acceder a dichas páginas de manera gratuita pudiendo revisarla, imprimirla o grabarla siempre y cuando se respete la autoría y sea citada correctamente. Se autoriza cambiar el contenido de forma, más no de fondo, para propósitos de estandarización de formatos, como también establecer los metadatos correspondientes.

		
Firma:		
Apellidos y Nombres:	BALTAZAR ESPÍRITU FAUSTINO	Huella Digital
DNI:	23167920	
Firma:		
Apellidos y Nombres:		Huella Digital
DNI:		
Firma:		
Apellidos y Nombres:		Huella Digital
DNI:		
Fecha: 05 DE DICIEMBRE 2022		