

Universidad Nacional

Federico Villarreal

VICERRECTORADO
DE INVESTIGACIÓN

Facultad de Ingeniería Civil

**“ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE GAVIONES Y GEOESTERAS PARA LA
DEFENSA RIBEREÑA EN LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE KIMBIRI,
UBICADO EN EL DISTRITO DE KIMBIRI, LA CONVENCION-CUSCO.”**

Líneas de investigación:

Desarrollo urbano-rural, catastro, prevención de riesgos, hidráulica y geotecnia

Modalidad de Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Coello Ajnota, Jorge

ASESOR:

Ms. Aybar Arriola, Gustavo Adolfo

JURADO:

Dr. Valencia Gutierrez, Andres Avelino

Dr. Tello Malpartida, Omart Demetrio

Dr. Cancho Zuñiga, Gerardo Enrique

LIMA – PERÚ

2020

Dedicatoria

A mi madre María, por el apoyo incondicional que me ha brindado para cumplir mis metas profesionales, a mi familia por el cariño que me tienen y al apoyo por cumplir con este objetivo.

Agradecimiento

A mi asesor de tesis, Ing. Gustavo Aybar, por su disposición, apoyo y consejos académicos necesarios para la culminación de esta tesis.

A los ingenieros y técnicos del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, por su apoyo brindado en los estudios requeridos para la culminación de esta tesis.

A mis familiares y amigos, por su apoyo constante durante el desarrollo de esta investigación, ya que siempre estuvieron alentándome para poder culminarla.

ÍNDICE GENERAL

Resumen.....	9
Abstract.....	10
I. Introducción.....	11
1.1 Descripción y formulación del problema.....	12
1.2 Antecedentes.....	16
1.3 Objetivos.....	19
1.4 Justificación e importancia.....	20
1.5 Hipótesis.....	21
II. Marco teórico.....	23
2.1 Bases teóricas de la investigación.....	23
2.1.1 Análisis Hidrológico.....	23
2.1.2 Análisis Hidráulico.....	40
2.1.3 Análisis Fluvial.....	45
III. Método.....	72
3.1 Tipo de investigación.....	72
3.2 Ámbito temporal y espacial.....	72
3.3. Variables.....	73
3.4 Población y muestra.....	73
3.5 Instrumentos.....	75
3.6 Procedimientos.....	75

3.6.1 Cálculo de los valores del caudal máximo y otros criterios a utilizar mediante información recolectada de la zona del proyecto en el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras.....	75
3.6.2 Identificación de las variables técnicas en el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras.....	76
3.6.3 Determinación de los criterios de dimensionamiento en el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras.....	77
3.6.4 Cálculo del dimensionamiento en el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras.....	78
3.7 Análisis de datos	78
IV. Resultados.....	79
4.1 Cálculo de los valores del caudal máximo y otros criterios a utilizar mediante información recolectada de la zona del proyecto en el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras.....	79
4.2 Identificar las variables técnicas para el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras para la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri, ubicado en el distrito de Kimbiri, La Convención, Cusco.	108
Estabilidad.....	114
4.3 Determinar los criterios de dimensionamientos en el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras para la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri, ubicado en el distrito de Kimbiri, La Convención, Cusco.	122

4.4 Calcular el dimensionamiento en el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras para la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri, ubicado en el distrito de Kimbiri, La Convención, Cusco.	126
Presupuesto	130
V. Discusión de resultados.....	132
VI. Conclusiones.....	134
VII. Recomendaciones	136
VIII. Referencias.....	138
IX. Anexos	141

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores del Periodo de Retorno T (años).....	28
Tabla 2. Valores críticos α para la prueba Smirnov – Kolmogorov	35
Tabla 3. Ubicación Cartográfica	80
Tabla 4. Ubicación Geográfica de la Cuenca.....	81
Tabla 5. Parámetros de forma de la cuenca del río Kimbiri	83
Tabla 6. Ubicación de las estaciones Pluviométricas	84
Tabla 7. Ajuste a la Distribución Normal	86
Tabla 8. Ajuste a la Distribución Log Normal 2 Parámetros.....	87
Tabla 9. Ajuste a la Distribución Log Normal de 3 Parámetros	87
Tabla 10. Ajuste a la Distribución Gumbel.....	88
Tabla 11. Ajuste a la Distribución Log Gumbel	88
Tabla 12. Ajuste a la Distribución Gamma de 2 Parámetros	89
Tabla 13. Ajuste a la Distribución Gamma de 3 Parámetros ó Pearson Tipo III.....	89
Tabla 14. Ajuste a la Distribución Log-Pearson Tipo III	90
Tabla 15. Resumen de ajuste a los análisis de frecuencias	90
Tabla 16. Prueba de ajuste de Smirnov-Kolmogorov	92
Tabla 17. Precipitación de diseño para duraciones menores a 24 horas (mm).	94
Tabla 18. Intensidades de diseño para duraciones menores a 24 horas (mm/hr).....	95
Tabla 19. Hietograma de diseño con variación horaria para un periodo de retorno de $T_r=100$ años	97

Tabla 20. Hietograma de diseño con variación horaria para un periodo de retorno de $T_r=500$ años.	99
Tabla 21. Resultados del método hidráulico.....	106
Tabla 22. Caudales ajustadas con las distribuciones teóricas	107
Tabla 23. Comparación de resultados de caudales $Q(m^3/s)$	108
Tabla 24. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning para cauces naturales.....	110
Tabla 25. Coeficientes de rugosidad de Manning según ABT S.R.	111
Tabla 26. Anchos estables calculados.....	114
Tabla 27. Cálculos de la estabilidad de los gaviones y geoesteras	121
Tabla 28. Cálculos hidráulicos para el proyecto en Hec-Ras	124
Tabla 29. Socavación general según (Lischtvan - Levediev)	124
Tabla 30. Resumen de presupuestos referenciales.....	131

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño	27
Figura 2. Sección Natural de un Río.....	38
Figura 3. Esquemmatización de los cortes de nivel de agua en ambas márgenes.	39
Figura 4. Fuerzas Actuantes en un Fluido.....	41
Figura 5. Sección Transversal en Cauces Naturales	42
Figura 6. Erosión Fluvial Ribereña.	48
Figura 7. Erosión Local o Socavación	51
Figura 8. Erosión Generalizada.....	52
Figura 9. Fuerzas estabilizantes y desestabilizantes en los muros.....	56
Figura 10. Gavión Tipo Caja	61
Figura 11. Gavión Tipo Saco.....	62
Figura 12. Gavión Tipo Colchón	63
Figura 13. Características de una protección con gaviones combinando sus tres modalidades	64
Figura 14. Control de erosión en orillas.....	68
Figura 15. Protección a la socavación del lecho en aproximaciones a puentes y en zonas de estribos	69
Figura 16. Geoestera ensamblada para llenar en sitio.....	70
Figura 17. Geoestera ensamblada para instalar por izado.....	71
Figura 18. Vista aérea de la ubicación del proyecto.	74
Figura 19. Ubicación Cartográfica.....	80

Figura 20. Cuenca del Río Kimbiri.....	82
Figura 21. Vista Satelital de las estaciones cercanas a la zona en estudio entre la región Ayacucho y Cusco.	84
Figura 22. Valores Recomendados de Riesgo Admisible en Obras de Drenaje	85
Figura 23. Compración de las funciones acumuladas para las diferentes distribuciones.	91
Figura 24. Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia para diferentes periodos de retorno	96
Figura 25. Hietograma de diseño con variación horaria para un periodo de retorno de Tr=100 años.	98
Figura 26. Hietograma de diseño con variación horaria para un periodo de retorno de Tr=500 años.	100
Figura 27. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana.....	102
Figura 28. Red topológica de las Sub-Cuencas del proyecto.....	103
Figura 29. Caudal máximo para un periodo de retorno Tr=100 años.	104
Figura 30. Caudal máximo para un periodo de retorno Tr=500 años.....	104
Figura 31. Sección transversal del rio Kimbiri (Zona del proyecto).	105
Figura 32. Interfaz principal del programa HEC-RAS	109
Figura 33. Pendiente del cauce principal del rio Kimbiri	109
Figura 34. Datos Geométricos del rio Kimbiri.	112
Figura 35. Resultados para un periodo de retorno Tr=100 Años.....	113
Figura 36. Resultados para un periodo de retorno Tr=500 Años.....	113

Figura 37. Esquematización de la socavación generalizada	122
Figura 38. Valores de X para suelos no cohesivos.	123
Figura 39. Socavación según (Lischtvan - Levediev).....	125
Figura 40. Dimensiones de Geoesteras (vista lateral).....	127
Figura 41. Dimensiones de Geoesteras.	128
Figura 42. Dimensiones de Geoesteras.....	128

Resumen

El presente trabajo de investigación tuvo como objetivo evaluar de qué manera los gaviones y las geoesteras influyen en la estabilidad de la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri, el tipo de investigación fue explicativa. La población fue el cauce del río Kimbiri y la muestra aguas arriba y aguas abajo del eje del puente, en ambos márgenes. El procedimiento se basó en analizar la recopilación de datos y se calcularon los valores de estabilidad, costo, entre otros para obtener los resultados correspondientes para comparar los gaviones y geoesteras. Los principales resultados fueron el factor de seguridad de volteo de la geoestera con 2.10 y de gaviones con 1.05, siendo el primero más estable, el factor de seguridad de desplazamiento de la geoestera con 0.66 y el de gaviones con 0.71, el factor de seguridad de los esfuerzos de la geoestera con 2.30 y el de gaviones con 3.42; tanto en desplazamiento y esfuerzos, los gaviones fueron ligeramente más estables; además el costo de las geoesteras influyen de manera óptima con un 18% menos con respecto a los gaviones.

Finalmente, la conclusión general fue que las geoesteras influyen de manera positiva en comparación a los gaviones en la estabilidad y costo.

Palabras claves: gaviones, geoesteras, estabilidad, defensa ribereña.

Abstract

The present research work has had how objective to evaluate how gabions and geostera influence in the stability of the river defense in the construction of the Kimbiri bridge, the type of research was explanatory. The population was the riverbed of the Kimbiri river and the sampled upstream and downstream of the bridge axis, on both banks. The procedure was based on analyzing the data collection and the stability and cost values, among others, were calculated to obtain the corresponding results to compare the gabions and geostera. The main results were the turning safety factor of the geostera with 2.10 and of gabions with 1.05, the first being more stable, the safety factor of displacement of the geostera with 0.66 and that of gabions with 0.71, the safety factor of the efforts of the geostera with 2.30 and that of gabions with 3.42, both in displacement and efforts, the gabions were slightly more stable; however, they must meet all the parameters to have better stability; In addition, the cost of the geostera has an optimal influence with 18% than the gabions.

Finally, the general conclusion was that geosteras have a positive influence compared to gabions on stability and cost.

Keywords: gabions, geostera, stability, river defense.

I. Introducción

La construcción de defensas ribereñas es importante en nuestro país para poblaciones cerca a las riberas, puesto que en épocas de secano no hay cambio alguno en sus actividades, mientras que en épocas de máximas avenidas éstas podrían sufrir de algún desastre natural, en este caso las inundaciones, si bien es cierto, debe haber un programa de prevención contra desastres naturales, ya que según en el área de estudio entre los años 2010 al 2012 en los meses de lluvia (noviembre – marzo), hubo un crecimiento sorpresivo del río Kimbiri, lo cual causó desbordamiento del río mencionado y esto dio lugar a daños a las familias cercanas a los márgenes del río, afectó en los servicios de agua potable, alcantarillado y alumbrado, además causó destrucción de puentes, reservorios de agua potable y el colapso de plataformas de carreteras.

Por lo mencionado, se da a saber que el lugar mencionado es propenso a desbordes en épocas de máximas avenidas en el distrito de Kimbiri, por ello es necesario construir obras de encauzamiento y protección como defensas ribereñas y estructuras para la protección del puente. Los caudales de máximas avenidas en el distrito de Kimbiri se han producido los años 2010, 2011 y 2012 donde el nivel del agua del río Kimbiri alcanzó a ser el máximo tirante.

Con respecto a la Hidráulica Fluvial se consideran aspectos importantes como granulometría del lecho, mediante el cual se encuentra los diámetros característicos como el d_{50} , d_{95} , etc., a partir de los mismos podremos determinar el ancho estable del cauce, con el fin de determinar la luz del puente con las estructuras hidráulicas más convenientes.

La inexistencia y/o insuficiente información hidrometeorológica en los puntos de interés, obliga al empleo de metodologías que se apoyan en la información existente de cuencas vecinas y en los factores físicos, ecológicos e hidrológicos que afectan al clima y la producción de escurrimiento, que permitan determinar en forma indirecta los diversos parámetros hidrológicos. Se estima que los resultados obtenidos son confiables para los fines del estudio, aún más si en las diversas fases del análisis se aplican criterios conservadores.

1.1 Descripción y formulación del problema

El Perú es uno de los países que posee gran variedad de climas, es por ello que a causa de lluvias en las diferentes regiones del Perú ocurre el incremento de los ríos y esto da paso a las inundaciones. Una inundación es cuando el agua aumenta por encima del nivel habitual del cauce, y debido a su precipitación, oleaje, marea de tormenta o falla de alguna estructura hidráulica provoca un incremento en el nivel de la superficie libre del agua de los ríos, ocurriendo desbordamientos de los mismos y de ésta manera ocupan espacios libres de ella.

Esto ocasiona en su mayoría de veces daños a la población cercana, agricultura, ganadería e infraestructura. En el Perú, mediante evaluación e inspección técnica la Autoridad Nacional del Agua (ANA) se logró identificar 137 ríos que requieren la ejecución de 868 obras de defensas ribereñas y limpieza de cauces por parte de las autoridades regionales y locales, para evitar posibles desbordes en épocas de avenida. En nuestro país la principal causa asociada al cambio climático son las inundaciones, por ello debemos estar preparados (RPP, 2013).

Ahora bien, el diseño de defensas ribereñas son obras de prevención para impedir la erosión e inundaciones de los terrenos, soslayando las pérdidas de terreno que son erosionadas por los volúmenes de agua en épocas de lluvia, el diseño se mantiene esencialmente en resguardar la ribera, para contribuir con proteger a los poblados de las inundaciones. Sin embargo, el colapso de algunas defensas ribereñas hechas de concreto, es a causa de la no disipación de la fuerza de las corrientes en el nivel inferior de la estructura. Debajo de la ribera, el agua erosiona los márgenes de las estructuras rígidas, por ello terminan derrumbándose. No obstante, gracias al sistema de geosintéticos en sus diferentes versatilidades de uso, en su mayoría más económicos que las defensas de concreto ya que son de fácil colocación y además el uso de piedras de diferentes tamaños del lugar, ayudan a éste método a que el agua al ingresar a la defensa absorba los esfuerzos de empuje perdiendo presión debido a las flexiones de las piedras y de esta manera evitar el vuelco de taludes o laderas volviéndolas más resistentes.

Por otro lado, el clima de Kimbiri está clasificado como tropical, los veranos son mucho más lluviosos que los inviernos. Geográficamente el distrito de Kimbiri, se encuentra comprendido entre los paralelos 11°64', 13°22' de latitud sur y 73°11', 75°35' de longitud oeste, está ubicado a 739 msnm, en la ceja de selva (selva alta) de la provincia cusqueña de La Convención, a orillas del río Apurímac, que es una vertiente del Amazonas, forma en esta región un angosto valle, tiene una topografía montañosa, con diversos ríos que son afluentes del Apurímac, como el río Ubiato, río Kimbiri, río Progreso, río Chirumpiari, etc., lo que le da una superficie irregular con diversos pisos altitudinales. El área de estudio del puente Kimbiri que conecta las localidades de Kimbiri – Irapitari en el distrito de Kimbiri se encuentra ubicada a 300m aguas abajo del eje del puente en la localidad de Irapitari, y a 600m hacia aguas arriba del río Kimbiri, por ambas márgenes. El crecimiento sorpresivo del río Kimbiri en los años 2010 – 2012, el cual inundó principalmente a las viviendas y calles del área marginal del cercado de Kimbiri durante los meses de lluvia (noviembre – marzo), principalmente las que se encuentran cercanos a los bordes de los ríos Apurímac y Kimbiri y las que se encuentran en las pendientes de los cerros del lado oeste del distrito. También ha afectado a los servicios de agua potable y del sistema de alcantarillado, por otro lado, también afectó a los postes de alumbrado público, producto de las torrenciales lluvias. Numerosas familias, se vieron obligadas a evacuar sus viviendas debido a que estas fueron inundadas por el crecimiento sorpresivo y peligroso del caudal del río, en tanto que en otros sectores del distrito de Kimbiri se registró destrucción de puentes, reservorios de agua potable y el colapso de plataformas de carreteras.

Por lo anterior, que como providencia de defensa a procesos de geodinámica externa en el lugar de emplazamiento del puente, el río Kimbiri muestra rastros de desbordes en épocas de máximas avenidas hacia la ciudad de Kimbiri, siendo necesario construir obras de encauzamiento y protección como la defensa ribereña y estructuras complementarias de protección del puente. De igual forma el río Kimbiri transporta gran cantidad de sedimentos que paralelamente puede generar sedimentación o socavación en su trayectoria y en específico en el lugar de la construcción del puente, debido a la cantidad de material que transporta de la parte alta de la cuenca.

1.1.1 Problema general

¿De qué manera los gaviones y las geoesteras influyen en la estabilidad de la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri, ubicado en el distrito de Kimbiri, La Convención, Cusco en el año 2019?

1.1.2 Problemas específicos

- ¿Cómo influye el factor de seguridad de volteo en la estabilidad defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri?
- ¿Cómo influye el factor de seguridad de desplazamiento en la estabilidad defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri?
- ¿Cómo influye el factor de seguridad de esfuerzos en la estabilidad defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri?

- ¿De qué manera influye el sistema de contención en el costo de la estabilidad de la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri?

1.2 Antecedentes

Vásquez (2018) en su investigación titulada “*Diseño de defensas ribereñas y su aplicación en el cauce del río la Leche, distrito de Pacora – Lambayeque*”. Tuvo como objetivo de investigación desarrollar el diseño de defensas ribereñas y aplicarlo al cauce del río La Leche especialmente en sus zonas críticas, fue un estudio de tipo descriptiva y aplicada, la población de estudio fue el pueblo de Pacora, los instrumentos utilizados fueron los registros pluviométricos del SENAMHI, estación total, nivel, teodolito, elementos de laboratorio, entre otros. Los principales resultados fueron las opciones de diseño de defensas ribereñas es la más óptima técnica y económica, para este tipo de estudio. Se concluyó que que los tipos de defensa seleccionados son: gaviones, colchonetas de diferentes tipos, enrocados de diferentes tipos aplicados en tramos específicos del cauce según la topografía de las márgenes.

Lujan (2017) en su investigación titulada “*Uso de gaviones para mejorar la defensa ribereña del Río Huaycoloro, zona de Huachipa distrito de Lurigancho, Lima 2017*”. Tuvo como objetivo de investigación determinar cómo el uso de gaviones mejora la resistencia a la erosión y la socavación del río Huaycoloro, diseñando un muro de contención tipo caja rectangular con malla de acero y llenado de piedras de canto rodado para mejorar la defensa

riberena y así dar protección a las laderas, evitando un futuro desbordamiento. Fue un estudio de tipo aplicada y explicativa, la población de estudio estuvo constituida por la información recolectada de la defensa rivereña durante 12 semanas, la muestra por la temporalidad en la cual se tomaron los datos y haciendo uso de su experiencia y criterio tomó la decisión de que la muestra sea igual a la población, en este caso las 12 semanas; los instrumentos utilizados fueron estación total, gps, jalones, wincha, entre otros. Los principales resultados fueron que se tiene una mejora en la defensa de 20,25% en el índice de resistencia a la erosión, también se verifica la mejora de la socavación en un 27,83%. Se concluyó que construir el muro de gaviones para mejorar la protección ribereña el río huaycoloro, por el peligro de que nuevamente ocurra desbordamientos sin que estas riberas estén protegidas. A pesar de las dificultades de no contar con un pluviómetro que nos permita obtener los registros de precipitaciones en el área del río Huaycoloro. Se encontró el caudal para el diseño del gavión, con la recopilación de datos y, con el levantamiento topográfico, incluyendo la medición de huellas dejadas por el último “Niño Costero”.

Aguilar (2016) en su investigación titulada *“Comparación técnica entre el uso de gaviones y geoceldas como estructuras de defensa ribereña”*. Tuvo como objetivos de investigación identificar las variables técnicas que permitan comparar el comportamiento de los sistemas de revestimiento contra la erosión de los colchones de gaviones y geoceldas con relleno de concreto y comparar los resultados del análisis de las variables técnicas definidas y establecer, en base a esta comparación, el revestimiento contra la erosión mas adecuado para el proyecto de defensas ribereñas. Fue un estudio de tipo cuantitativo y

explicativo ya que busca recopilar información para sustentar y comparar las variables establecidas, la población en la que se realiza el análisis corresponde únicamente al caso del proyecto de defensas ribereñas del río Zarumilla; los instrumentos utilizados la revisión de bibliografía en libros, artículos de investigación, bases de datos, expedientes técnicos, guías de diseño, catálogos de productos y fuentes de primer orden. Los principales resultados determinan que las geoceldas poseen una superficie más lisa que los colchones, mientras que los colchones poseen un valor de n entre $0.0222 - 0.027$ y un n calculado igual a 0.026 , para las geoceldas se tiene el n promedio de 0.013 . Por lo tanto, las geoceldas con relleno de concreto poseen un valor más adecuado de rugosidad de la superficie. Se ha identificado las variables técnicas que permiten la comparación entre ambos revestimientos. Las variables definidas son las siguientes: La resistencia a la erosión y durabilidad, la rugosidad de la superficie y la estabilidad del sistema de protección. Al comparar el resultado del análisis de las variables identificadas se determinó que las geoceldas con relleno de concreto son el revestimiento más adecuado para funcionar como sistema de protección en el proyecto de defensas ribereñas del río Zarumilla.

Arias & Muñoz (2015) en su investigación titulada “*Diseño de defensa ribereña utilizando geoceldas en la carretera Villa Rica - desvío Iscozacín (Km. 31.8 – Km. 31.98), Oxapampa – Pasco*”. Tuvo como objetivo de investigación realizar un diseño de defensa ribereña utilizando geoceldas para la conservación de la carretera Villa Rica – Desvío Iscozacín en el tramo comprendido desde el kilómetro 31.80 hasta el kilómetro 31.98. Dado que no se obtuvo información de caudales del río Chunchumas el cual intercepta a la

carretera, se trabajó con información de precipitaciones máximas en 24 horas, de las cuales se obtuvieron los caudales para la obtención de la socavación y modelamiento hidráulico. El río presentó una variable de ascenso de caudales en los meses de precipitaciones máximas desde octubre hasta abril, del cual se analizó los parámetros morfológicos y se constató con una visita de campo la gran movilidad de sedimentos y la acción erosionante del río. La geología local del lugar está conformada por depósitos aluviales y fluviales, de los cuales se analizaron sus propiedades mecánicas. Luego de analizados esos parámetros se estudió el tipo de fallas existentes en la zona como son los deslizamientos de rotación o traslación, caídas o producto de factores externos como sismicidad, pérdida de vegetación, el clima en general y la intervención antrópica. Finalmente del análisis de estabilidad del sector más crítico se pudo determinar qué relación de talud es el más adecuado y con los cálculos obtenidos en los modelamientos hidrológico e hidráulico se pudo diseñar el tipo de geo celdas y longitud de anclajes para el desarrollo de una posible estructura de defensa ribereña.

1.3 Objetivos

a) Objetivo general

Evaluar de qué manera los gaviones y las geoesteras influyen en la estabilidad de la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri, ubicado en el distrito de Kimbiri, La Convención, Cusco en el año 2019.

b) Objetivos específicos

- Determinar la influencia del factor de seguridad de volteo en la estabilidad de la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri.
- Determinar la influencia del factor de seguridad de desplazamiento en la estabilidad de la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri.
- Determinar la influencia del factor de seguridad de esfuerzos en la estabilidad de la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri.
- Evaluar de qué manera influye el sistema de contención en el costo de la estabilidad de la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri

1.4 Justificación e importancia

El presente trabajo pretende comparar la influencia de dos métodos para la ejecución de un proyecto que involucra defensas ribereñas con el fin de optimizar su construcción, funcionalidad, costo y ciclo de vida útil de la estructura, esto dado por los desbordes del río Kimbiri en oportunidades anteriores, los cuales generan pérdidas materiales por la erosión y socavación, es por eso que se ve necesario la construcción de defensas ribereñas en zonas estratégicas adecuadas para prevenir dichas pérdidas y como también prever las fallas que se pueden dar en las estructuras a construirse como gaviones, geoceldas, geoesteras u otros para que puedan cumplir su finalidad.

La presente investigación consiste en determinar la estabilidad y evaluar los costos que implican en el uso de los gaviones o las geoesteras como defensas ribereñas en la construcción del puente Kimbiri. Esta investigación cuantitativa, busca justificar la utilización de las técnicas e instrumentos de recolección de datos como la encuesta, observación y análisis de documentación, asimismo el tipo de estudio es no experimental.

En relación al beneficio social de la presente investigación radica en la prevención de futuros desbordes que ponen en riesgo la integridad física de los habitantes de la zona y cuantiosas pérdidas materiales, por lo que representa una solución viable para abordar el problema. Respecto al beneficio académico, es importante para el investigador, en razón que ayuda a difundir nuevos métodos y materiales involucrados en los diferentes procesos constructivos y con esto ampliar las alternativas que garanticen la ejecución de obras más eficientes.

1.5 Hipótesis

1.5.1 Hipótesis general

El sistema de contención de geoesteras influyen de manera positiva en la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri.

1.5.1 Hipótesis específicas

- El factor de seguridad de volteo influye de manera positiva en la estabilidad de la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri.

- El factor de seguridad de desplazamiento influye de manera positiva en la estabilidad de la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri.
- El factor de seguridad de esfuerzos influye de manera positiva en la estabilidad de la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri.
- El sistema de contención de geoesteras influye positivamente en el costo de la estabilidad de la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri.

II. Marco teórico

2.1 Bases teóricas de la investigación

2.1.1 Análisis Hidrológico

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014) indica que el análisis hidrológico requiere de la información hidrológica y meteorológica de la zona la cual se va a estudiar, para presentar criterios de diseño y métodos considerados. De éstos criterios de diseño y estudio se calculan las máximas avenidas bajo supuestos o probabilidades que puedan ocurrir en una cierta magnitud en un determinado periodo de tiempo.

Información Cartográfica

Abarca toda la extensión del proyecto en el cual las características deben ser similares a la zona de estudio para un correcto análisis; se usará cartas nacionales emitidas por el IGN, las cuales deberán estar en escala 1:100,000 y 1:25,000 de preferencia para obtener resultados con más detalle.

Hidrografía

Se basa en el estudio de la cuenca en la zona de estudio, la cual permite calcular las características hídricas, geomorfológicas respecto al comportamiento hidrológico que tendrá sobre el proyecto. Se podrá calcular el área, forma de la cuenca, sistemas de drenaje, características, suelos, entre otros. Mientras se calcule la mayor cantidad de información respecto a la dinámica de la cuenca se podrá tomar decisiones asertivas para la construcción de obras viales.

Parámetros de Forma de la Cuenca

Área de la Cuenca (A)

El área (A) se estima a través de la sumatoria de las áreas comprendidas entre las curvas de nivel y los límites de la cuenca. Esta suma será igual al área de la cuenca en proyección horizontal.

Coeficiente de Compacidad o de Gravelius (Kc).-

Permite evaluar la uniformidad o irregularidad del contorno de la cuenca con respecto a un círculo, y se define como el cociente entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área.

$$Kc = \frac{0.28P}{\sqrt{A}} \geq 1$$

Donde:

P = Perímetro de la cuenca (Km.),

A = Área de la cuenca (Km²)

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

Factor de Forma (Ff).-

Definido como el cociente entre la superficie de la cuenca y el cuadrado de su longitud máxima, medida desde la salida hasta el límite de la cuenca, cerca de la cabecera del cauce principal, a lo largo de una línea recta.

$$Ff = \frac{A}{Lm^2}$$

Donde:

A = Área de la cuenca (Km²),

Lm = Longitud de cauce principal de la cuenca (Km.)

Para un círculo, Ff = 0.79; para un cuadrado con la salida en el punto medio de uno de los lados, Ff = 1, y con la salida en una esquina, Ff = 0.5 (Mintegui et al, 1993).

Radio de Circularidad (Rc).-

Relaciona el área de la cuenca y la del círculo que posee una circunferencia de longitud igual al perímetro de la cuenca. Su valor es 1 para una cuenca circular y 0.785, para una cuenca cuadrada.

$$Rc = \frac{4\pi A}{P^2}$$

Donde:

P = Perímetro de la cuenca (Km.)

A = Área de la cuenca (Km²)

Información Pluviométrica

Siendo la precipitación el inicio del ciclo hidrológico, así como de todos los fenómenos asociados a la ocurrencia de escorrentía, es fundamental efectuar un análisis del comportamiento hidrológico mediante el uso de precipitaciones obtenidas de las estaciones que inciden con mayor concurrencia en la zona de estudio, las precipitaciones máximas en 24 horas eran necesarias para los cálculos requeridos.

Periodo de Retorno

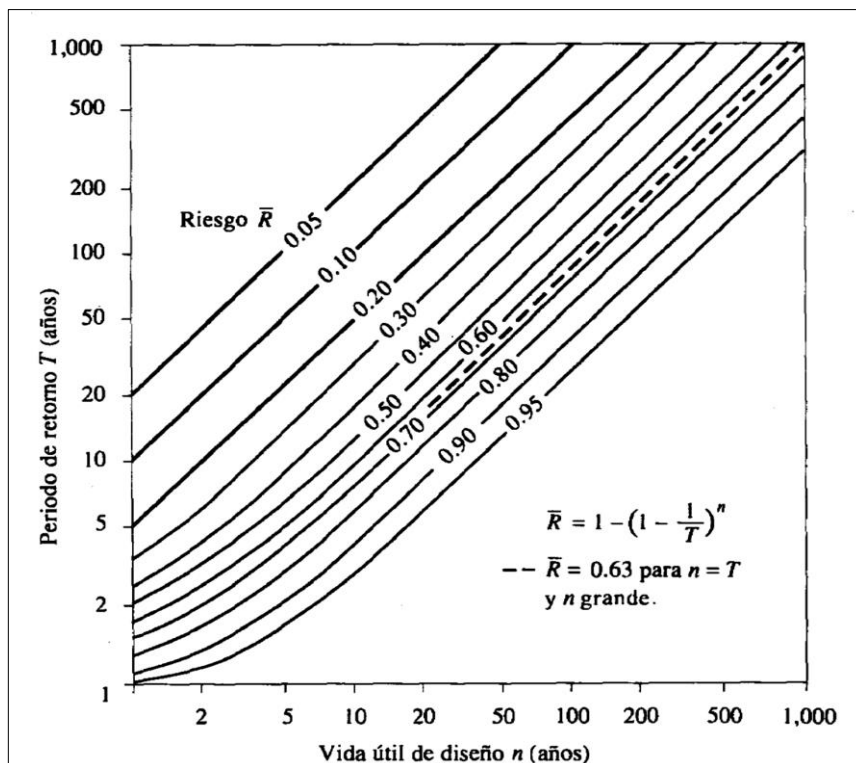
Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014) indica que el periodo de retorno es: el tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “T” años”.

De esta manera se puede calcular la probabilidad en la cual las estructuras podrían fallar para una vida útil de n años. El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

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

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T , fijando el riesgo de falla admisible R , el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra.

Figura 1. Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño



Fuente: Ven Te Chow (1994). Hidrología Aplicada. McGraw-Hill Interamericana S.A. Bogotá, Colombia.

En la siguiente tabla se presenta el valor T para varios riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra.

Tabla 1. Valores del Periodo de Retorno T (años)

RIESGO PERMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	R	1	2	3	5	10	20	25	50	100
0.01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0.05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0.10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0.20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0.25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0.50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144
0.99	1	1.11	1.27	1.66	2.7	5	5.9	11	22	44

Fuente: Monsalve (1999). Hidrología en la Ingeniería. Alfaomega, Mexico D.F.

Análisis de frecuencias

El análisis de frecuencia es una herramienta para estimar o predecir la frecuencia de probabilidad, precipitaciones, intensidades o caudales máximos de eventos pasados o futuros, esto con ayuda de la información recopilada de la zona en estudio. Este método estadístico permite calcular las precipitaciones asociadas a un determinado periodo de retorno (Monsalve, 1999).

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; recomendándose utilizar las siguientes funciones:

Distribución Normal

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]}$$

Donde:

$f(x)$: Función densidad normal de la variable x

x : Variable independiente

μ : Parámetro de localización, igual a la media aritmética de x .

S : Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x .

Distribución Log Normal 2 Parámetros

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{\left(-\frac{(x-x)^2}{2S^2}\right)} dx$$

Donde x y S son parámetros de la distribución.

Si la variable x de la ecuación (2) se reemplaza por una función $y = f(x)$, tal que $y = \log(x)$, la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log – normal, $N(Y, S_y)$. Los valores originales de la variable aleatoria x , deben ser transformados a $y = \log x$, de tal manera que:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log x_i / n$$

Donde \bar{Y} es la media de los datos de la muestra transformada.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^2}{n-1}}$$

Donde S_y es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada.

Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$Cs = a / S^3 y$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^3$$

Donde Cs es el coeficiente de oblicuidad o asimetría de los datos de la muestra transformada (Monsalve, 1999).

Distribución Log-Normal de 3 Parámetros

La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0) \sqrt{(2\pi) S_y}} e^{-1/2 \left(\frac{\ln(x-x_0) - u_y}{S_y} \right)^2}$$

Para $x > x_0$

Donde:

X_0 : Parámetro de posición.

Uy : Parámetro de escala o media.

Sy^2 : Parámetro de forma o varianza.

Distribución Gumbel

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

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

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

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

$$\beta = \mu - 0.45\sigma$$

Donde:

α : Parámetro de concentración.

β : Parámetro de localización.

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

$$x = \bar{x} + k\sigma_x$$

Donde:

x : Valor con una probabilidad dada.

\bar{x} : Media de la serie.

k : Factor de frecuencia.

Distribución Log Gumbel

La variable aleatoria reducida log gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha}$$

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

$$G(y) = e^{-e^{-y}}$$

Distribución Gamma de 2 Parámetros

La función de densidad es:

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

Válido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Donde:

γ : Parámetro de forma.

β : Parámetro de escala.

Distribución Gamma de 3 Parámetros ó Pearson Tipo III

La función de densidad es:

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

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty \qquad 0 < \beta < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty \qquad 0 < \gamma < \infty$$

Donde:

x_0 : Origen de la variable x , parámetro de posición

γ : Parámetro de forma

β : parámetro de escala

Distribución Log-Pearson Tipo III

La función de densidad es:

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

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty \qquad 0 < \beta < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty \qquad 0 < \gamma < \infty$$

Donde:

x_0 : parámetro de posición

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

Pruebas de Bondad de Ajuste

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014) indica que las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

Prueba Smirnov – Kolmogorov

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

$$\Delta = \text{máx}|F(x) - P(x)|$$

Donde:

Δ : Estadístico de Smirnov-Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

$F(x)$: Probabilidad de la distribución teórica

$P(x)$: Probabilidad experimental o empírica de los datos, denominada también frecuencia acumulada.

Si Δ_o es un valor crítico para un nivel de significación α , se tiene que:

$$P[\text{máx}|F(X) - P(X)| \geq \Delta_o] = \alpha$$

Puede ser:

$$P[\Delta \geq \Delta_o] = \alpha$$

O también:

$$P[\Delta < \Delta_o] = 1 - \alpha$$

Para calcular la probabilidad experimental o empírica $P(x)$, se usará la fórmula de

Weibull:

$$P(X) = \frac{M}{N + 1}$$

Donde:

M : Número de orden

N : Número de datos

Tabla 2. Valores críticos α para la prueba Smirnov – Kolmogorov

TAMAÑO DE LA MUESTRA	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.3	0.34	0.4
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.2	0.22	0.27
40	0.19	0.21	0.25

Fuente: Aparicio (1999).

Determinación de la Tormenta de Diseño

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014) indica que una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico.

Las tormentas de diseño se basan en la información pluviométrica de las precipitaciones de las zonas recopiladas y a través de estas se calculan relaciones de la lluvia – escorrentía y el tránsito de caudales.

Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF)

Es las intensidades máximas de la lluvia que comprende a la cuenca del río en el área de estudio, para diferentes periodos de retorno y duración de la lluvia igual al tiempo de concentración. Para construir las curvas IDF para diferentes periodos de retorno utilizamos la fórmula de Dyck Peschke para el cálculo de precipitaciones máximas.

$$P_d = P_{24h} \cdot \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25}$$

Donde:

P_d : Precipitación máxima para un periodo de duración

d : Duración (min)

P_{24h} : Precipitación máxima para 24 horas

Hietogramas de Diseño

Método de Bloques Alternos

Es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva-duración-frecuencia. Al producirse por este método especifica la profundidad de precipitación en “n” intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt , sobre una duración total de $T_d = n \cdot \Delta t$ (MTC, 2014).

Generación de Máximas Avenidas

Método hidrológico con HEC-HMS

Permite crear modelos de precipitación – escorrentia utilizando diferentes métodos de infiltración e hidrogramas con los datos calculados. Es un programa de uso libre que permite simular el tránsito de avenidas generadas por lluvias y de esta manera estimar caudales pico.

De acuerdo al Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014) indica que los datos necesarios para el uso de este software son los siguientes:

La precipitación

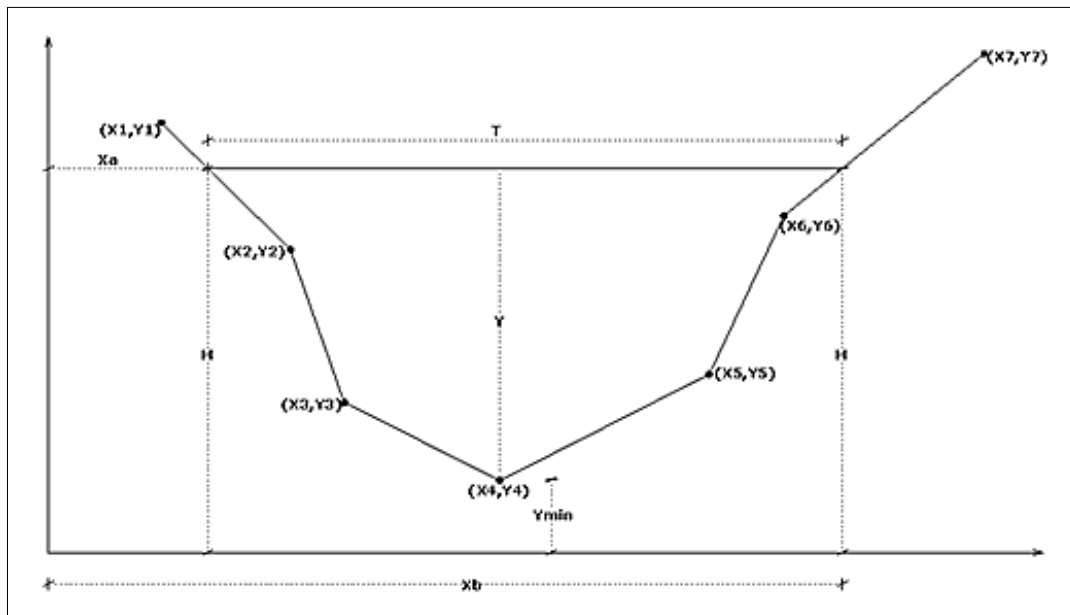
La intensidad obtenida de las curvas I-D-F

Características de la cuenca como el área, forma, longitud del cauce principal, pendiente del tramo, tipos de precipitación, entre otros. El programa trabaja con modelos que juntos definirían la entrada de datos y la estructura de la simulación de la cuenca en estudio.

Método hidráulico

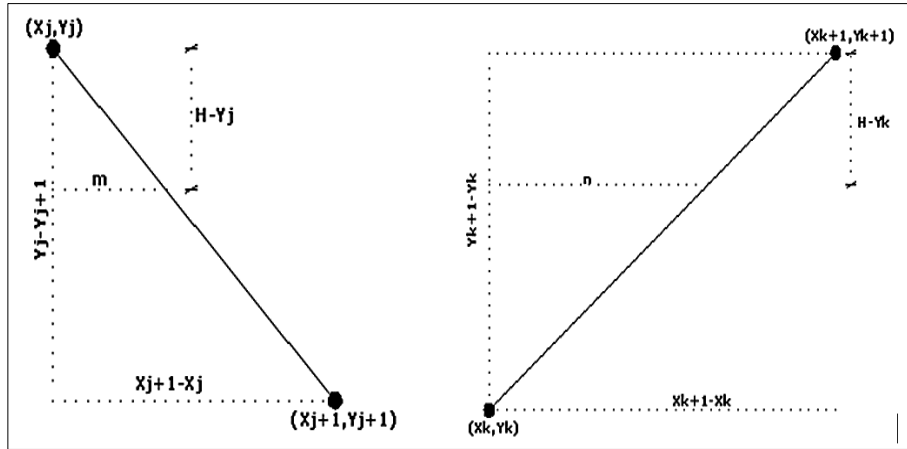
Para este método es importante conocer a detalle la sección transversal del río donde se quiere determinar los parámetros hidráulicos representativos. Para calcular el caudal se utilizará la fórmula de Manning bajo las siguientes consideraciones.

Figura 2. Sección Natural de un Río



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 3. Esquematación de los cortes de nivel de agua en ambas márgenes.



Fuente: Elaboración Propia.

A partir de las Figuras anteriores podemos determinar el área mojada como:

$$A = \frac{1}{2} \left[\sum_{i=2}^{n-2} (X_i Y_{i+1} - X_{i+1} Y_i) + H(X_b - X_a + X_{n-1} - X_2) + (X_a Y_2 - X_b Y_{n-1}) \right]$$

y el perímetro:

$$P = \sum_{i=2}^{n-2} \left(\sqrt{(X_{i+1} - X_i)^2 + (Y_{i+1} - Y_i)^2} \right) + \sqrt{(X_n - X_{n-1})^2 + (H - Y_{n-1})^2} + \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (H - Y_2)^2}$$

Cálculo del espejo de agua:

$$T = X_b - X_a$$

Dónde:

n : Número de nodos que contiene el área de la sección transversal

Si conocemos el tirante o los niveles de agua para diferentes eventos extremos, el caudal podemos calcular utilizando la ecuación de:

$$Q = \frac{A^{5/3} S^{1/2}}{n_{eq} \left(\sum_{i=1}^n P_i \right)^{2/3}}$$

Dónde:

$$n_{eq} = \left(\frac{\sum_{i=1}^n n_i^{3/2} P_i}{\sum_{i=1}^n P_i} \right)^{2/3}$$

Reemplazando y simplificando se tiene:

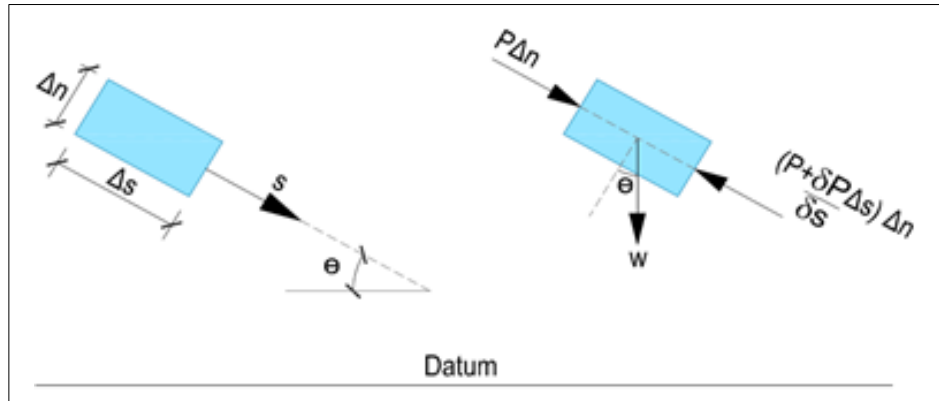
$$Q = \frac{\left\{ \frac{1}{2} \left[\sum_{i=2}^{n-2} (X_i Y_{i+1} - X_{i+1} Y_i) + H(X_b - X_a + X_{n-1} - X_2) + (X_a Y_2 - X_b Y_{n-1}) \right] \right\}^{5/3} S^{1/2}}{\left(\sum_{i=1}^n n_i^{3/2} P_i \right)^{2/3}} \dots (20)$$

2.1.2 Análisis Hidráulico

Para conocer el comportamiento del flujo en cauces naturales o simplemente en canales con secciones conocidas, es necesario contar con la teoría básica de la hidráulica y las leyes físicas que gobiernan su comportamiento. De las ecuaciones básicas y los principios físicos de movimiento de fluidos, se aplican a la solución del flujo gradualmente variado, obteniendo como resultados los niveles o tirantes a lo largo del cauce. También es necesario contar con metodologías para calcular el área y el perímetro mojado en una sección transversal.

Ecuación de Movimiento del Flujo

Figura 4. Fuerzas Actuantes en un Fluido.



Fuente: Elaboración Propia.

Aplicando la Segunda Ley de Newton y haciendo las simplificaciones necesarias se llega a:

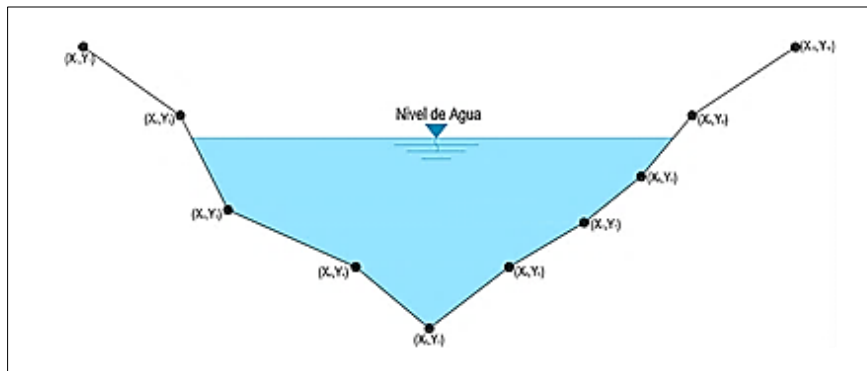
$$\rho \left(\frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial V_s}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial s} (p + \gamma Z) = 0$$

Esta ecuación es la conocida ecuación propuesta en el siglo XVIII, por el matemático suizo Leonardo Euler y reconocida universalmente como la ecuación de Euler. En este estudio esta ecuación se simplifica la aceleración local, debido a que el análisis es para flujos Permanentes.

Secciones Transversales en Cauces Naturales

El estudio de las propiedades de las secciones transversales en cauces naturales tiene singular importancia ya que dicha sección es la que define muchas de las características de la conducción. Estas secciones representan la geometría del cauce que están formados por una serie de puntos o coordenadas (X, Y), cuyos valores de X forman la longitud de la sección transversal y los valores de Y las alturas con respecto a un DATUM. En principio, las formas de estas secciones pueden variar a lo largo del canal (canal no prismático).

Figura 5. Sección Transversal en Cauces Naturales



Fuente: Elaboración Propia.

Área mojada:

$$A = 0.5 \left[Y(X_n + X_{n-1} - X_2 - X_1) + X_1 Y_2 + X_n Y_{n-1} + \sum_{i=2}^{n-2} (X_i Y_{i+1} - X_{i+1} Y_i) \right]$$

Perímetro mojado:

$$P = \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y)^2} + \sqrt{(X_n - X_{n-1})^2 + (Y_{n-1} - Y)^2} + \sum_{i=2}^{n-2} \left[\sqrt{(X_{i+1} - X_i)^2 + (Y_{i+1} - Y_i)^2} \right]$$

Cálculo del Tirante Normal

Para el análisis y diseño de un puente, es necesario conocer el Tirante Normal, que forma parte de las características hidráulicas de un río. En la mayoría de los textos exponen los cálculos numéricos solo para canales con secciones transversales conocidos tales como rectangulares, triangulares, trapezoidales, parabólicos y otros que derivan a ecuaciones lineales en la solución del tirante normal, entonces, para el análisis en cauces naturales aproximan a estas secciones mencionadas perdiendo precisión y garantía en la obtención de sus resultados.

Función F1:

$$F(Y) = Q^3 \left(\sum n_i^{\frac{3}{2}} P_i \right)^2 - A^5 S^{\frac{1}{2}} = 0$$

Solucionando la ecuación anterior por el método de Newton Raphson derivando la función F(Y) con respecto al tirante:

$$\frac{\partial}{\partial Y} (F(Y)) = Q^3 \frac{\partial}{\partial Y} \left(\sum n_i^{\frac{3}{2}} P_i \right)^2 - S^{\frac{1}{2}} \frac{\partial}{\partial Y} (A^5)$$

$$\frac{\partial}{\partial Y} \left(\sum n_i^{\frac{3}{2}} P_i \right)^2 = 2 \left(\sum n_i^{\frac{3}{2}} P_i \right)^2 \left[\frac{n_1^{\frac{3}{2}} (Y - Y_2 - (X_2 - X_1) m_1)}{\sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y)^2}} + \frac{n_n^{\frac{3}{2}} (Y - Y_{n-1} - (X_n - X_{n-1}) m_2)}{\sqrt{(X_n - X_{n-1})^2 + (Y_{n-1} - Y)^2}} \right]$$

$$\frac{\partial}{\partial Y} (A^5) = 2.5 A^4 [X_n' + X_{n-1} - X_2 - X_1 + Y(m_2 - m_1) + Y_2 m_1 - Y_{n-1} m_2]$$

La solución de Y se encuentra con la siguiente fórmula:

$$Y_n = Y_0 - \frac{F(Y)}{\frac{\partial}{\partial Y} (F(Y))}$$

Simulación Hidráulica con Hec-Ras

HEC-RAS es un paquete integrado de análisis hidráulico, programa en que el usuario actúa recíprocamente con el sistema a través del uso de una Interface Gráfica del Usuario (GUI). El sistema es capaz de realizar cálculos de los flujos de la superficie del agua, cálculos de flujo uniforme, e incluirá flujo variado, etc.

La salida del programa abarca entre otras, secciones transversales (mostrando la sección del canal y los niveles de agua), perfiles longitudinales, curvas y (tirante) Vs. Q (caudal), Perspectivas X-Y-Z (Pseudo 3D), tabla de la sección transversal (puntos, velocidad media, número de Froude, etc), tabla del perfil longitudinal. Etc.

2.1.3 Análisis Fluvial

Método de Blench

Factor de fondo

Tomando en cuenta la resistencia del fondo y se obtiene mediante la expresión aproximada.

$$Fb = Fb_o (1 + 0.012C)$$

En la fórmula anterior, C es la concentración del material arrastrado en la capa de fondo, expresado en partes por millón y Fb_o se obtiene de

$$Fb_o = 60.1 D_m^{1/2}$$

Cuando existe poca información, Blench recomendó utilizar para Fb , los siguientes valores:

0.8 Material fino, $Dm \leq 0.5 \text{ mm}$

1.2 Material grueso, $Dm > 0.5 \text{ mm}$

Factor de orilla

Este parámetro, que mide la resistencia de las orillas, es obtenido mediante la expresión.

$$F_s = \frac{Fb_s^2}{8}$$

Ecuaciones de diseño

A partir de las ecuaciones básicas se deducen las ecuaciones de diseño, en las que en forma explícita se obtienen las variables geométricas de la sección y la pendiente del cauce. Dichas expresiones son:

$$b_m = 1.81 \left(\frac{F_b Q}{F_s} \right)^{1/2}$$
$$d = \left(\frac{F_s Q}{F_b^2} \right)^{1/3}$$
$$S = \frac{F_b^{5/6} F_s^{1/12}}{3.28 K Q^{1/6} (1 + C/2330)}$$

Para obtener b y B se utilizan las relaciones.

$$B = b_m + k d$$

$$b = b_m - k d$$

Método de Simons y Albertson

Estos autores utilizaron principalmente datos. Obtenidos en la India y Estados Unidos y presentaron sus ecuaciones en 1963. El método por ellos propuesto tiene la ventaja de ser aplicable a un rango mayor de materiales del fondo y orillas, lo cual es tenido en cuenta en los coeficientes que se muestran adelante. Las ecuaciones propuestas son aplicables a cauces en que el transporte del material del fondo es menor de 500 ppm, excepto cuando se especifica. Dichas ecuaciones, expresadas en unidades del sistema métrico, son:

$$P = K_1 Q^{0.512}$$

$$R = K_2 Q^{0.361}$$

$$A = K_1 K_2 Q^{0.873}$$

A partir de P y A se puede obtener d, b y B.

$$d = \frac{P \pm [P^2 - 4A(\xi - k)]^{0.5}}{2(\xi - k)}$$

Siendo.

$$\xi = 2(k^2 + 1)^{0.5}$$

En los canales estudiados, Simons y Albertson encontraron una buena correlación entre b_m y P , así como entre d y R . Las relaciones entre ellos se muestran a continuación.

$$b_m = 0.9 P = 0.9 K_1 Q^{0.512}$$

o bien

$$b_m = 0.92 B - 0.61$$

Y para el d se tiene.

$$d = 1.21 R = 1.21 K_2 Q^{0.361}$$

Método de Lischtván – Levediev

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones:

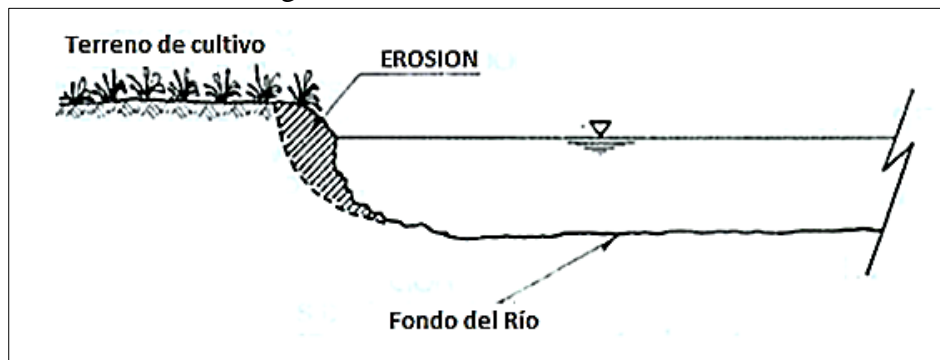
El método propuesto por Lischtván-Levediev es el más usado en nuestro país para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e).

El método se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse, con los debidos ajustes, para casos de cauces definidos o no, materiales de fondo cohesivos o friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogénea o heterogénea. (MTC, 2014, pp.105-106)

Erosión Fluvial

La erosión es un proceso geológico que causa el desgaste de la corteza terrestre por acción eólica, hídrica o humana. La erosión fluvial es causada por aguas de corrientes sobre la superficie terrestre (Terán, 1998).

Figura 6. Erosión Fluvial Ribereña.



Fuente: Rubén Terán (1998) Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas. Escuela Superior de Administración de Aguas "CHARLES SUTTON". Lima, Perú.

La erosión o socavación es la remoción o degradación causadas por las partes solidas del río que han sido arrastradas en el lecho fluvial y esto da como resultado la profundización del cauce. Existen dos tipos de erosión o socavación:

Erosión Local o Socavación

Este tipo de erosión está limitado a un lugar determinado ya que se debe a una alteración del flujo, el cual causa desgaste al pie de estructuras como pilares de puentes, este tipo de erosión puede contrarrestarse mediante sistemas de protección.

Erosión Generalizada

Este tipo de erosión es producido en todo el ancho del cauce, ya que es extensa y progresiva.

En general, la erosión es un fenómeno que ocurre a causa de la alteración del flujo del cauce fluvial, ya sea por diferentes fenómenos naturales como las lluvias, dando paso a inundaciones (Rocha, 1998).

Origen de la Erosión en Cauces Fluviales

La erosión ocurre por varios factores que hay a lo largo del cauce, entre algunos de ellos tenemos los siguientes:

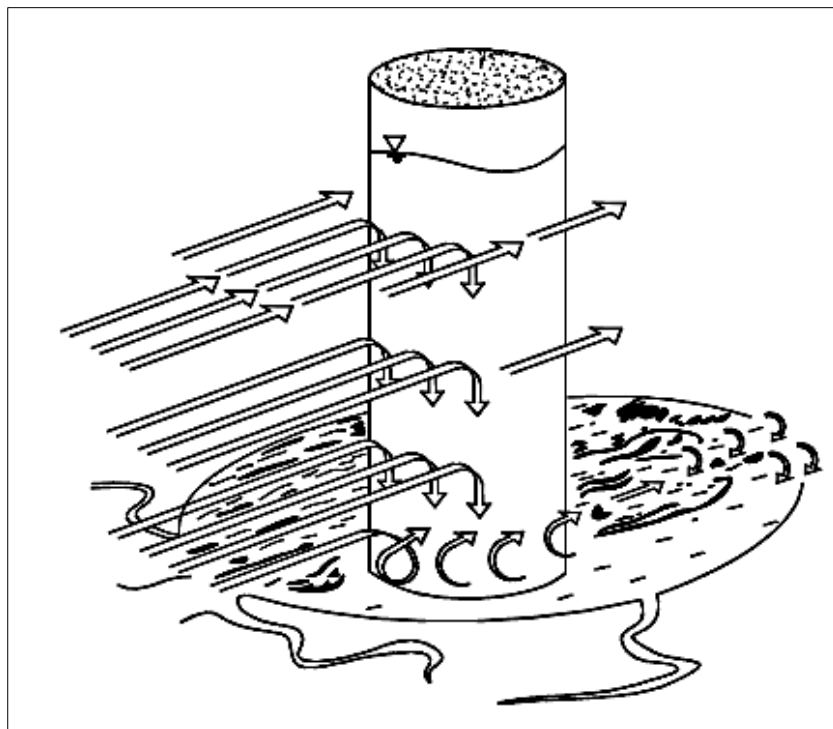
- a) Aumento de Caudal.- Este factor se da al ocurrir una avenida o aumento del caudal ya sea por deshielo o lluvias, esto da paso al aumento de la velocidad de la corriente y la fuerza con la que se transporta el material en el cauce dando u originando de esta forma la erosión.
- b) Interrupción del Transporte Sólido.- El río tiende a estar en equilibrio al transportar sedimentos en su cauce, si algún factor influye en la interrupción de este, puede generar erosión generalizada en el ancho del cauce y de esta manera profundizarlo.
- c) Estrechamiento del Cauce.- Cuando ha ocurrido una disminución del ancho del cauce, ya sea por la construcción de un puente, la velocidad en la cual se transporta los sedimentos aumenta y esto da paso a la erosión, y como resultado se tiene la profundización del cauce.
- d) Pilares y Estribos.- La construcción de pilares o estribos en un río ocasiona con el paso del tiempo erosión local de los mismos ya que hay formación de vorágines, los cuales desgastan la estructura por la velocidad del flujo del cauce. Las erosiones en este caso particular, se pueden clasificar como erosión aguas arriba y aguas abajo.

La erosión se origina por varios factores los cuales pueden afectar a las poblaciones cercanas y estructuras construidas en los ríos, es importante tener en cuenta estos factores para construcción de sistemas de protección (Rocha, 1998).

Erosión en Pilares y Estribos de Puentes

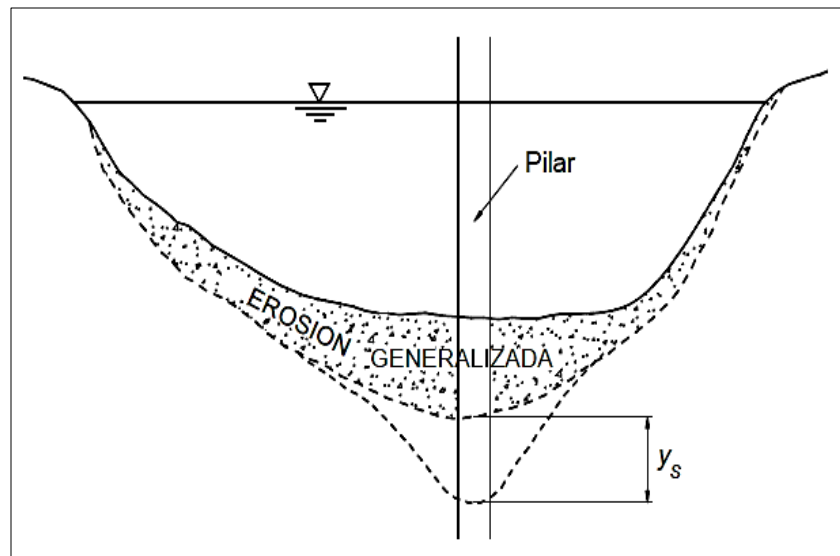
La erosión en pilares y estribos de puentes ocurre por aumento de la velocidad del caudal, ya sea por aumento del flujo del cauce en las épocas de avenida, ya que esto causa interacción entre el flujo y la estructura y da paso a desgaste del mismo, habiendo los 2 tipos de erosión; local, que es el desgaste de las estructuras del puente y generalizada, que es desgaste del cauce y de esta manera adquirir una profundidad correspondiente al caudal del río (Rocha, 1998).

Figura 7. Erosión Local o Socavación



Fuente: Arturo Rocha (1998). Introducción a la Hidráulica Fluvial. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.

Figura 8. Erosión Generalizada.



Fuente: Arturo Rocha (1998). Introducción a la Hidráulica Fluvial. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.

Sistemas de Control de la Erosión

El control de la erosión es un criterio básico para la protección de riberas, uno de ellos es la vegetación ya que es una forma natural de prevenir la erosión y posibles inundaciones en zonas cerca a las riberas, sin embargo, los geosintéticos que se han venido fabricando a lo largo de los últimos años para aplicarse en control de erosión son medidas con mayor resultados en la protección contra estos problemas (Díaz, 2010).

Hoy en día hay muchos métodos que buscan controlar la erosión del suelo por causa fluvial o eólica, habiendo muchos métodos de protección de riberas como los enrocados, muros de contención, gaviones, geosintéticos (geoceldas, geomallas, geomantas, geoesteras, etc.), y de ésta manera cumplir con el objetivo de solucionar ésta problemática que puede ser crucial para centros poblados cerca a los márgenes de los ríos.

Obras de Encauzamiento y Defensas Ribereñas

La ley de Recursos Hídricos del Ministerio de Agricultura y Riego (2019) refiere que las obras de encauzamiento se construyen para regular el flujo del caudal de los ríos, éstos son realizados en las riberas y cauces, con ésta finalidad de protección las obras de defensas ribereñas ayudan a controlar la erosión en cauces contra las inundaciones que pueden dañar a la población, infraestructura local, agricultura, etc.

De acuerdo a Gómez y Cahuana (2018) se indica que las defensas ribereñas son estructuras que se utilizan para la protección de riberas y población cercana a ellas en épocas de crecida en el cauce.

Asimismo, el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) refiere que las defensas ribereñas pueden ser construidos con diferentes tipo de material ya sea con rocas, concreto y otros métodos de protección, colocados con ayuda de maquinaria pesada y equipos, de esta manera proteger los taludes de la plataforma vial y evitar erosión que se produce en las riberas.

Estabilidad de la defensa ribereña

Es importante conocer en primer lugar los materiales que son parte de la constitución básica de la formación natural ya sea rocosa, formadas por suelos o mezclas de ambas para poder plantear las soluciones para los problemas de estabilidad luego de los deslizamientos o de forma de prevención de futuros colapsos de material.

Los consultores o proyectistas, deben analizar las causas de estas fallas, analizar el problema general, del cual obtendrán algunas conclusiones las cuales se traducirán en los cálculos de diseño apoyado en modelos matemáticos.

Los métodos del cálculo en la definición de estabilidad, constituyen un mecanismo cinématico de falla que a base de la experiencia se analizan las fuerzas que tienden a producir movimientos como la filtración, presión del agua, entre otros, llamados fuerzas motoras, estos se pueden comparar con otras fuerzas que desarrollan resistencia para que estos mecanismos de falla no se produzca, llamdos fuerzas resistentes (De Matteis, 2003).

Estabilidad de los muros

En el diseño de los muros es necesario respetar algunas condiciones de estabilidad, para evitar el fracaso de la estructura, debiéndose de calcular lo siguiente:

- a) La seguridad al deslizamiento
- b) La seguridad al volteo
- c) La carga sobre el terreno
- d) La seguridad de falla global

Se recomienda inclinar al muro contra el suelo con un ángulo $\alpha = 6$ que puede llegar a valer 10, ya que con esto el valor de K_a disminuye

Factor de seguridad al deslizamiento

En ningún caso el cociente de las fuerzas estabilizantes y las fuerzas desestabilizantes, debe ser menor que el coeficiente de deslizamiento entre el terreno en que se construye el muro y éste o el existente para dos planos del mismo material que tratan de deslizar

$$\begin{aligned} E_v &= E_a \operatorname{sen} (90 + \delta - \beta) \\ E_h &= E_a \operatorname{cos} (90 + \delta - \beta) \end{aligned}$$

Donde:

E_v : componente vertical del empuje activo E_a , en Ton/m.

E_h : componente horizontal del empuje activo E_a , en Ton/m.

El coeficiente de deslizamiento C_D , que debe ser mayor o igual que 1.5, está dado por:

$$C_D = \frac{(W + E_v) \operatorname{Cos} \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha \tan \varphi + (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha + C B}{E_h \operatorname{cos} \alpha}$$

Donde:

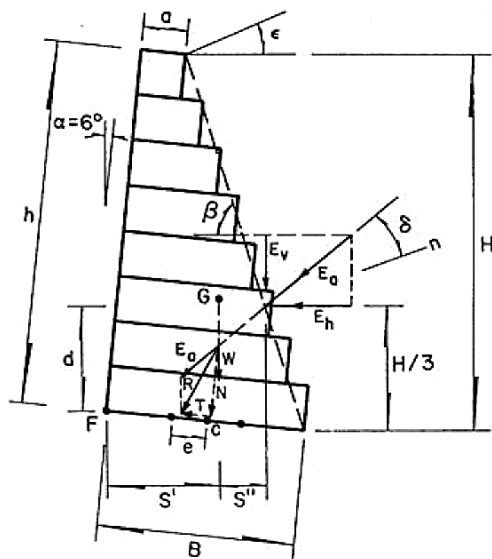
w : peso propio de la estructura, ver figura 9, en Ton/m.

α : inclinación del muro con la vertical, en grados, ver figura 9.

B : ancho de la base del muro despreciando los escalones externos, en metros, ver figura 5.3.

C : cohesión, en Ton/m

Figura 9. Fuerzas estabilizantes y desestabilizantes en los muros.



Fuente: Jaime Camargo (2001). Manual de gaviones. Universidad Nacional Autónoma de México. Mexico D.F, México.

El peso propio W de la estructura, depende de la sección del muro y del peso específico del relleno. En el gavión se considera un porcentaje de vacíos (n) de 0.3, es decir, del 30%.

El peso específico del gavión γ_g sería:

$$\gamma_g = \gamma_{s'} (1 - n)$$

Donde:

γ_g : peso específico de los gaviones, en Ton/m

$\gamma_{s'}$: peso específico de la roca de relleno, en Ton/m

n : porcentaje de vacíos, su valor promedio es de 0.3

Los componentes vertical y horizontal de empuje activo, ver figura 9, toman los valores dados por las ecuaciones:

$$E_v = E_a \text{ sen } (90 + \delta - \beta)$$

$$E_h = E_a \text{ cos } (90 + \delta - \beta)$$

En la verificación del deslizamiento, el coeficiente de fricción suelo gavión, es de 0.7 a 0.75 para suelos cohesivos, en estos valores interviene la cohesión y si esta no influye los valores serán menores, y de 0.64 entre una superficie de concreto-gavión. Por seguridad se adopta φ independiente de la cohesión, admitiéndose que el deslizamiento se produce entre suelo y suelo.

Factor de seguridad al volteo

Al considerar como fuerza estabilizante al peso propio del muro y al componente vertical del empuje activo y como desestabilizante a la componente horizontal del empuje activo se llega a:

$$M_v = E_h d$$

$$M_r = W S' + E S''$$

$$S' = B \cos \alpha - H / 3 (H + 3h_s / H + 2h_s) 1 / \tan \beta$$

$$S'' = X_g \cos \alpha + Y_g \sin \alpha$$

Donde:

S': distancia horizontal entre el punto de volteo F (ver figura 9) y el punto de aplicación del empuje activo.

S'': distancia horizontal entre el punto de volteo F (ver figura 9) y el punto de aplicación del empuje activo.

X_g, Y_g: coordenadas del centro de gravedad referidas a un sistema coordenado cuyo origen coincide con el punto F (ver figura 9)

En ningún caso el momento de volteo, M_v , producido por las fuerzas desestabilizantes, debe ser mayor que el momento resistente, M_r , producido por las estabilizantes.

El coeficiente de volteo C_v será mayor o igual que 1.5, es decir:

$$C_v = M_r / M_v > 1.5$$

Factor de seguridad a los esfuerzos

Entre los análisis que deben realizarse para estructuras de gaviones se tiene el de verificar las condiciones de cimentación del mismo. Deben satisfacerse los requisitos de estabilidad (capacidad portante), deformaciones (asentamientos) y funcionalidad dentro de unas condiciones económicas adecuadas.

Deben considerarse todos los factores que normalmente se evalúan en cualquier estructura de cimentación. En particular deben considerarse todas las acciones permanentes y temporales, tanto estáticas como dinámicas, que puedan afectar la estructura. Puesto que en general las estructuras de gaviones tienen una relación B/L grande, para la evaluación de la capacidad portante del terreno pueden considerarse las formulaciones clásicas existentes para cimientos superficiales continuos.

La base del muro se considera equivalente a una zapata continua con carga excéntrica. El factor de seguridad debe ser superior a 2.5. En algunos casos es suficiente que la excentricidad de la resultante se inferior a 1/6 del ancho de la base del muro. Sin embargo,

dependiendo de las condiciones y considerando la flexibilidad de los gaviones pueden admitirse valores bajos de esfuerzos de tracción en secciones reducidas de la base, sin sobrepasar en ninguna zona la capacidad del terreno.

Defensas Ribereñas

Gaviones

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014) indica que los gaviones son cajas de alambre galvanizado que se ejecutan y se rellenan con material in situ, mayormente estos se obtienen del lecho del río.

Martín (2008) indica que: “Los gaviones consisten en una cesta de alambre con forma generalmente de un paralelepípedo, relleno de rocas o cantos. En conjunto son estructuras capaces de resistir por gravedad” (p.218).

a) Ventajas y Desventajas

Al estar superpuestos unos sobre otros conforman muros permeables y flexibles, además al ser de fácil colocación el costo es menor al de muros de contención u otros tipos de defensas, el traslado es mucho más sencillo y pueden armarse in situ.

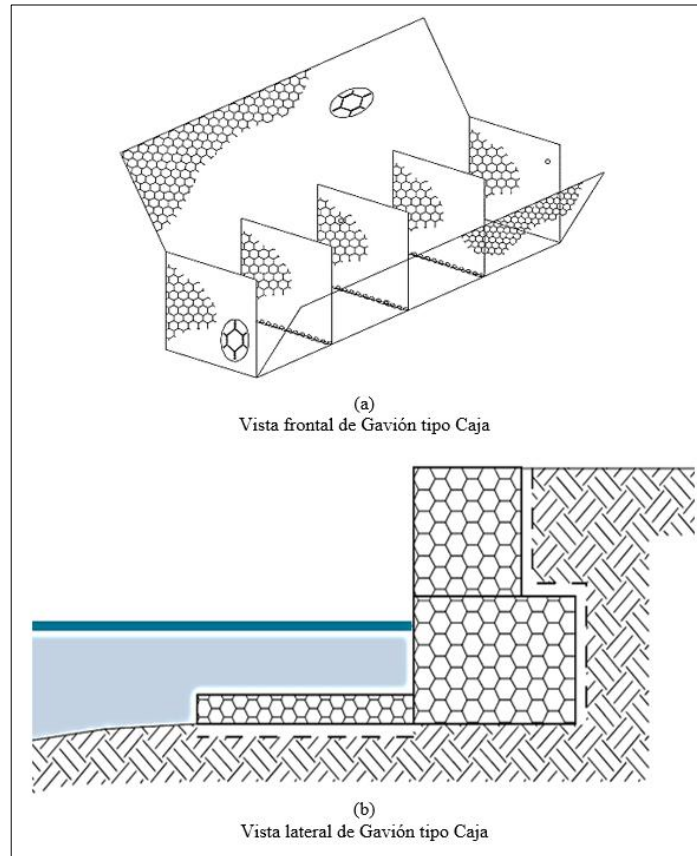
Al estar en contacto con agua todo el tiempo y su vulnerabilidad a los golpes del flujo en épocas de avenida dan paso a oxidación, corrosión, entre otras desventajas, incluyendo el factor humano.

b) Tipos de Gaviones

Los tipos de gaviones según sus dimensiones y características de las mallas que lo forman son las siguientes:

- Tipo Caja.- Tienen forma de un paralelepípedo, estas estructuras se utilizan para protección de riberas en márgenes de los ríos, funcionan por gravedad ya que su comportamiento permite que éstas estructuras sean permeables altamente resistentes, permeables y tengan una vida útil considerable a otras defensas ribereñas (Maccaferri, 2015).

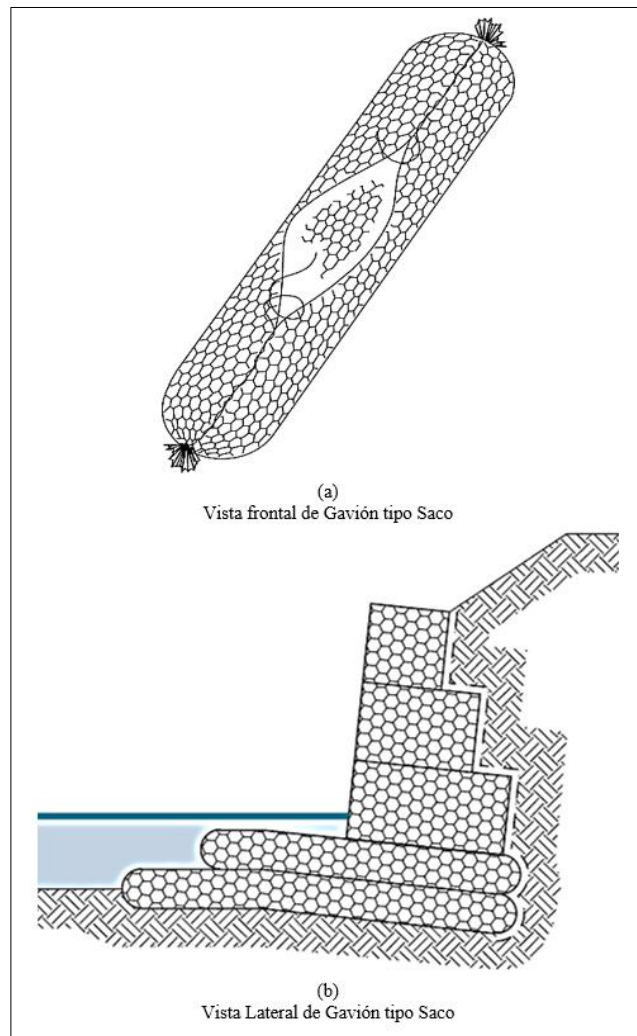
Figura 10. Gavión Tipo Caja



Fuente: Maccaferri (2015). Defensas Ribereñas y Obras Transversales. Lima, Perú.

Tipo Saco.- Son de forma cilíndrica con malla hexagonal. Tienen muchas versatilidades de uso, ya que su método de construcción en obras sumergidas permiten ser colocados fácilmente con ayuda de maquinaria. Evitan el asentamiento de la estructura (Maccaferri, 2015).

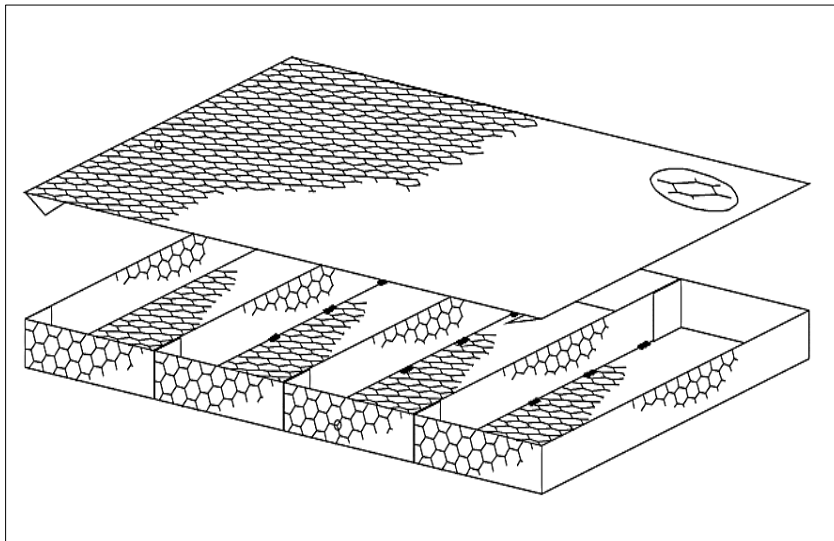
Figura 11. Gavión Tipo Saco.



Fuente: Maccaferri (2015). Defensas Ribereñas y Obras Transversales. Lima, Perú.

Tipo Colchón.- Tienen la forma de prima rectangular, tienen una superficie mayor a los otros tipos de gaviones, espesor pequeño y muy flexibles. Ya que están todo el tiempo en contacto con el agua se requiere un revestimiento y protección adicional en el material (Maccaferri, 2015).

Figura 12. Gavión Tipo Colchón



Fuente: Maccaferri (2015). Defensas Ribereñas y Obras Transversales. Lima, Perú.

c) Dimensionamiento

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014) se recomienda en el dimensionamiento de gaviones que:

Los cantos que van a ser utilizados para el llenado de los gaviones sean grandes y de iguales características físicas para que no se produzca pérdida de material a través de las mallas, se recomienda que estas sean de 1.5 veces el tamaño de cada abertura de las mallas que se utilizarán.

Las piedras deben pasar por un correcto tamizado y seleccionado antes de rellenar las cestas.

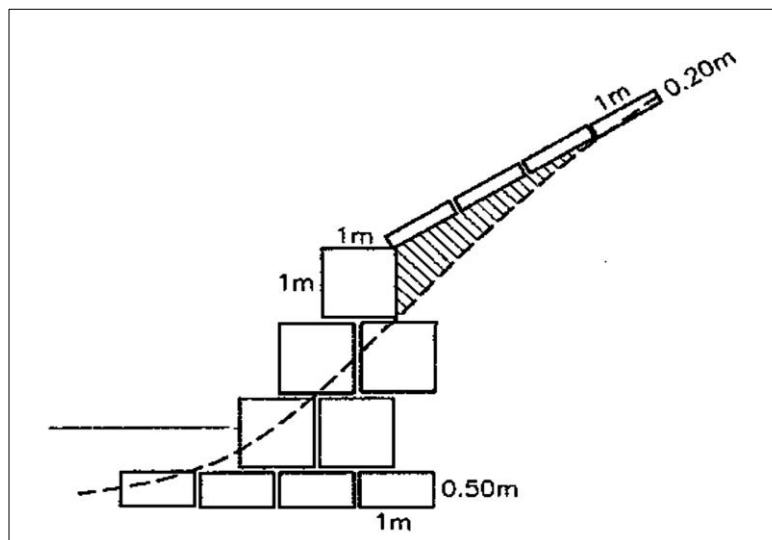
El muro que se construirá con los gaviones deberá ser mayor al nivel de avenida esperado.

El muro de gaviones que se construirá deberá tener una sección transversal estable.

Se deberá colocar un colchón antisocavante antes de colocar el muro de gaviones teniendo una distancia de 1.5 veces la profundidad de socavación esperada como mínimo.

Para diferenciar los tipos de gaviones las medidas recomendadas para los gaviones tipo caja, con dimensiones de 1m x 1m x 4m, otros con altura de 0.50m ya que estos son utilizados en las cimentaciones, por último los gaviones de revestimiento con alturas entre 0.20 m o 0.30 m que son usados para recubrir superficies sin gavedad estructural (Vide, 2008).

Figura 13. Características de una protección con gaviones combinando sus tres modalidades



Fuente: Martín Vide (2008) Ingeniería de ríos. Alfa omega. México D.F.

Por ser estructuras permeables, es necesario colocarle filtros con material granular, a fin de evitar la pérdida de sustrato y el hundimiento del gavión. Igualmente en conjunto puede adaptarse a pequeñas erosiones del cauce o a asentamientos del sustrato por ser una estructura moderadamente flexible. Los gaviones no son estructuras perennes ni temporales, tienen una vida útil de aproximadamente 25 años.

d) Revestimiento.

Según (Vide, 2008) asegura que existen maneras de revestir los márgenes tal que de ésta manera tenga funcionalidad como pantallas de protección contra los materiales que trae el flujo ya que deben ser resistentes a la velocidad con la que chocan y de esta manera prevenir socavaciones, entre ellas tenemos:

- Revestimiento con arcilla.
- Revestimientos con cemento en suelos estabilizados.
- Revestimientos con cal hidratada en suelos estabilizados.
- Revestimiento con bolsacreto.
- Revestimiento con colchacreto.
- Revestimiento con enrocado.
- Revestimiento con gaviones.

e) Diseño de Gaviones

- Método de Maza Alvarez (1989)

La siguiente expresión puede ser usada para encontrar el tamaño de la roca.

$$D_m = \frac{135V}{\gamma_s^{1.03} (y^{1/(2+y)} - 0.15V)}$$

Donde:

D_m : Diámetro medio de la roca (m)

V : Velocidad media del flujo ($V < 4.5\text{m/s}$)

y : Tirante de flujo (m)

γ_s : Peso específico del material de protección (Kg/m^3)

Geoesteras

Indica Geomatrix en su guía de uso y ensamble de geoesteras, “las geoesteras son sistemas de protección de orillas que se utilizan para conformar estructuras de protección a borde de agua y bajo agua. Las geoesteras son contenedores que se fabrican con hidromalla y se llenan con cantos de roca, grava o bloques de suelo cemento, con el objeto de obtener un sistema articulado que se ajusta permanentemente a las formas del talud al tiempo que se integran naturalmente a los suelos y vegetación del sitio. Las geoesteras se utilizan para las siguientes aplicaciones:

- Protección a la socavación de orillas.
- Control de erosión de orillas.
- Protección a la socavación de estribos de puentes.

- Protección del lecho en aproximaciones a puentes.
- Revestimiento de canales.

La posibilidad de utilizar los materiales del sitio para conformar sistemas y estructuras de protección flexibles y altamente resistentes hace que el uso del sistema articulado geoestera sea más económico y versátil que soluciones convencionales. Las geoesteras se acomodan a las formas del terreno existente y por su flexibilidad permiten un control de socavación más eficiente en comparación con protecciones de tipo rígido como el concreto.

El recubrimiento con un copolímero en la hidromalla, hacen que el sistema articulado geoestera esté en capacidad de tolerar cualquier ambiente natural de degradación química, biológica y mecánica, y son adecuadas para ambientes de aguas saladas y ambientes agresivos donde otros materiales se deterioran rápidamente. Los revestimientos y protecciones hidráulicas con geoesteras son utilizados en proyectos en los que se requiere un sistema de armadura para controlar la erosión y evitar la socavación en fundaciones sumergidas. La efectividad del sistema resulta de las siguientes características fundamentales:

- Masa continua de alta porosidad.
- Flexibilidad y estabilidad hidráulica.
- Durabilidad y capacidad de resistencia a largo plazo de las hidromallas.

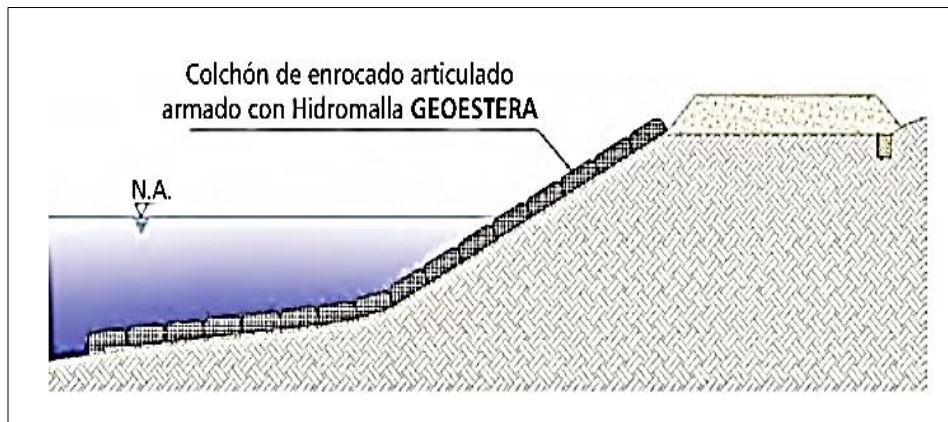
- Alta capacidad para la disipación de energía.

Los revestimientos con geoesteras se emplean para aplicaciones donde se concentran efectos altamente erosivos en cualquiera de las siguientes condiciones:

- Zonas de topografía irregular.
- Suelos de fundación de baja competencia mecánica.
- Taludes de alta pendiente.

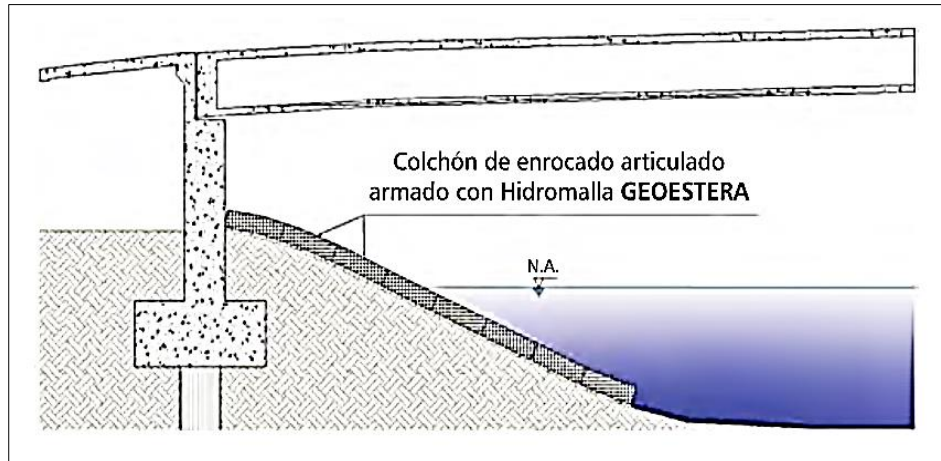
La instalación práctica y adaptable a los equipos de construcción disponibles, facilita la construcción de protecciones en zonas de suelos blandos o compresibles donde se requiere controlar la socavación del lecho.

Figura 14. Control de erosión en orillas



Fuente: Geomatrix (2015).

Figura 15. Protección a la socavación del lecho en aproximaciones a puentes y en zonas de estribos



Fuente: Geomatrix (2015)

a) Llenado de geoesteras

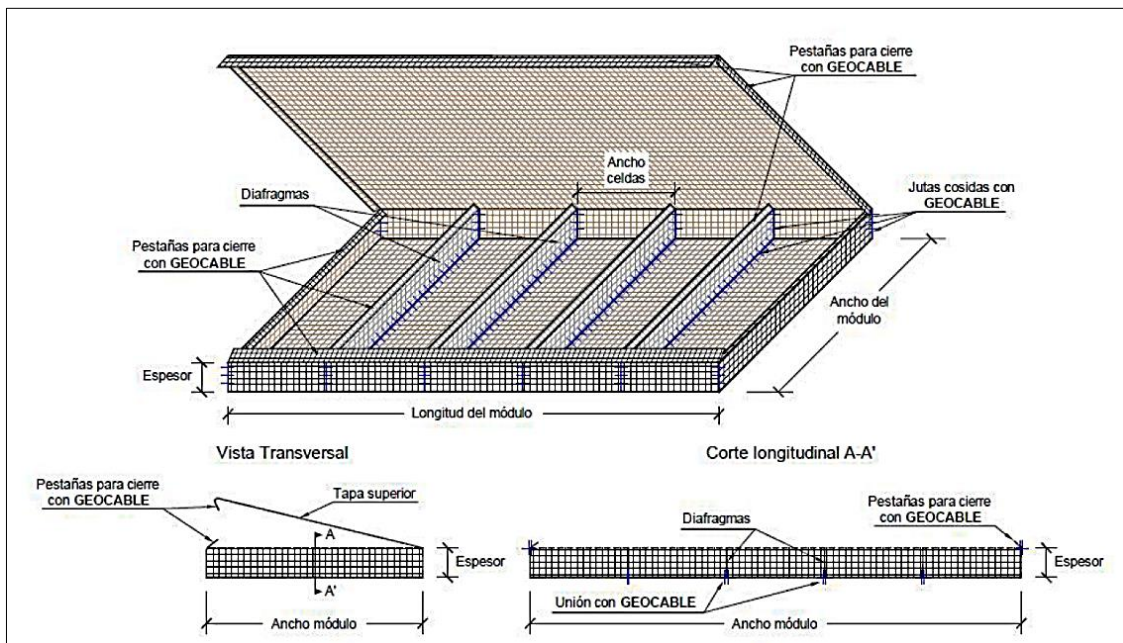
El llenado debe hacerse con enrocado, cuyo tamaño depende del espesor de la geoestera. En general se recomienda tamaños entre 4" y 6" para lograr una distribución homogénea en cada celda. Cuando se trata de geoesteras para llenar sobre el talud, se debe utilizar formaleta para sostener el enrocado mientras se está llenando. El llenado puede empezarse por las celdas inferiores o las superiores, sin embargo se recomienda comenzar de abajo hacia arriba para poder cerrar la tapa de cada celda llena.

Se recomienda colocar con anterioridad los tensores de geocable en cada celda, los cuales ayudaran a mantener constante el espesor. Cuando se trata de geoesteras que serán instaladas por izado, el llenado se realiza sobre una superficie horizontal, utilizando formaleta de madera para definir el contorno y controlar el espesor de llenado.

En este caso se deben amarrar los tensores a la capa base antes del llenado, para que posterior al llenado y cierre se fijen a la capa superior.

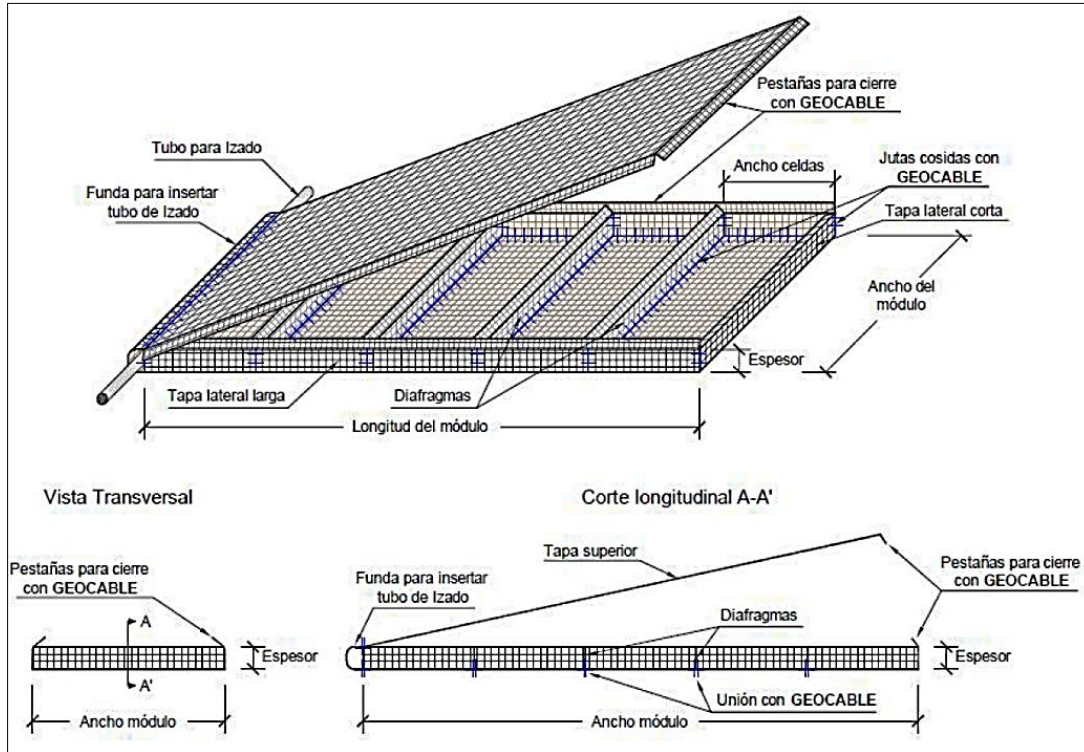
La función principal de los tensores es controlar la acomodación del enrocado durante el izado. El llenado puede hacerse manualmente o con equipo cargador, en este último caso no debe dejarse caer la piedra directamente sobre la hidromalla, por tanto la primera capa debe colocarse manualmente.

Figura 16. Geoestera ensamblada para llenar en sitio



Fuente: Geomatrix (2015)

Figura 17. Geoestera ensamblada para instalar por izado



Fuente: Geomatrix (2015)

III. Método

3.1 Tipo de investigación

Hernández (2014) señala que la investigación se puede clasificar de diversas maneras pudiendo ser experimental o no experimental. Indica que una investigación no experimental, son estudios en el cual observamos fenómenos tal y como se dan en su contexto natural, para después analizarlos.

El nivel de investigación es aplicado, explicativo – causal, ya que tiene como propósito buscar soluciones a problemas reales y explicar la información recolectada de dos o más muestras para ver el comportamiento de una variable y su efecto en otra variable.

La metodología que se utiliza en esta investigación considera de teorías disponibles sobre el tema, mediante fuentes de información primaria, como entrevistas a ingenieros especialistas en el tema u otras personas capacitadas, y fuentes secundarias como libros, manuales, reglamentos, entre otros.

Para cumplir con los objetivos se utilizaron herramientas tales como juicios de expertos mediante entrevistas como una de las principales técnicas de recolección de información para poder evaluar lo investigado.

3.2 Ámbito temporal y espacial

El presente proyecto se desarrollara en un periodo entre los años 2018 y 2019.

3.3. Variables

Valderrama (2015) sostiene que: “Son características observables que posee cada persona, objeto o institución, y que al ser medida, varían cuantitativamente y cualitativamente una en relación a otra” (p. 157).

- **Variable Independiente**

X_1 : Gaviones.

X_2 : Geoesteras.

- **Variable Dependiente**

Y : La estabilidad de la defensa ribereña

3.4 Población y muestra

- **Población**

Hernández, Fernández, & Baptista (2014), señalan que: “La población o universo es el conjunto de los casos que concuerdan con determinadas especificaciones” (p. 239). Para efectos de la presente investigación la población está definida por el cauce de las riberas del río Kimbiri, distrito de Kimbiri, Cusco.

Figura 18. Vista aérea de la ubicación del proyecto.



Fuente: Google Earth.

- **Muestra.**

Hernández, Fernández, & Baptista (2014) señalan que:

La muestra es en esencia, un sub grupo de la población en el que todos los elementos de ésta, tienen la misma posibilidad de ser elegidos. En las muestras no probabilístico, el procedimiento no es mecánico, ni con base en formas de probabilidad, sino que depende del proceso de toma de decisiones de una personas o de un grupo de personas y, desde luego, las muestras seleccionadas obedecen a otros criterios de investigación. En la muestras no probabilístico, la elección de los elementos no depende de la probabilidad, sino de causas relacionadas con las características de la investigación o de quien hace la muestra (p. 241).

En la presente investigación la muestra queda definida por protección tanto aguas arriba como aguas abajo del eje del puente antes mencionado, en ambos márgenes.

3.5 Instrumentos

Valderrama (2015) sostiene que: “Los instrumentos son los medios materiales que emplea el investigador para recoger la información” (p. 195). En el estudio de investigación se utilizará como instrumentos de recolección para la información de campo las fichas de campo o formatos de control, cámara fotográfica y análisis de documentos.

3.6 Procedimientos

3.6.1 Cálculo de los valores del caudal máximo y otros criterios a utilizar mediante información recolectada de la zona del proyecto en el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras.

En ésta primera etapa se calcularán los caudales máximos y secciones hidráulicas de la estructura a realizar, entre ellos tenemos los siguientes:

Análisis Hidrológico

Con ayuda de algunos software se podrá calcular los caudales y otros datos necesarios para identificar variables y criterios de dimensionamiento en el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras.

3.6.2 Identificación de las variables técnicas en el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras.

- Análisis Hidráulico
- Análisis Fluvial

Se procederá a identificar los valores de las variables correspondientes a:

- Resistencia a la Erosión y Durabilidad,
- Rugosidad de la Superficie,
- Estabilidad del Sistema de Protección.

Esto por medio de condición de evaluación según variable como lo son:

- Velocidad de arrastre,
- Esfuerzo de arrastre crítico,
- Coeficiente de rugosidad de Manning,
- Condición sumergida-dirección de la corriente,
- Condición seca-dirección transversal.
- Estabilidad

- Costo

3.6.3 Determinación de los criterios de dimensionamiento en el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras.

Esta etapa se da con la finalidad de dar especificidad a la investigación en relación al proyecto a estudiar tomando en cuenta las consideraciones del proyecto, en el área del puente Kimbiri, considerando la erosión y la socavación.

Pre dimensionamiento:

Se utiliza la velocidad máxima determinada e intervalo de Velocidad crítica – Velocidad límite.

Verificación de arrastre de material

El valor de los esfuerzos arrastre actuantes en los taludes, los esfuerzos máximos en los taludes (τ_{am}) equivalen a multiplicar τ_{ao} por 0.75. Se calcula el esfuerzo arrastre crítico en el fondo del canal, se utilizará el coeficiente de Shields sugerido por Simons y otros (1984). Se comprueba que se cumple la condición de $V_e > V_a$ y $V_{em} > V_a$, por lo tanto el suelo base resistirá sin ayuda de un filtro la velocidad del agua.

Protección del pie de talud:

El diseño de la protección del pie del talud inicia con el resultado del análisis de la erosión en el canal. Para este cálculo se utiliza el valor máximo de erosión.

3.6.4 Cálculo del dimensionamiento en el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras.

En esta etapa se determinará el dimensionamiento de los gaviones y geoesteras, recomendado el uso del segundo con relleno de material propio debido que en la zona no hay material para enrocado; lo único factible es utilizar materiales del lugar, en este caso en el cauce hay presencia de cantos rodados mayores a 2”.

3.7 Análisis de datos

Realizada la recolección de datos y cálculos pertinente, se procederá a la tabulación de los resultados, seguidamente se realizaran la elaboración de tablas, gráficos estadísticos, hojas de cálculo en excel para obtener los resultados correspondientes a los valores de las variables técnicas, así como los criterios de dimensionamiento y sus cálculos oportunos.

IV. Resultados

4.1 Cálculo de los valores del caudal máximo y otros criterios a utilizar mediante información recolectada de la zona del proyecto en el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras.

Análisis Hidrológico

Información Cartográfica

Para la delimitación de la cuenca aportante hasta el puente Kimbiri, así como para la determinación de sus parámetros geomorfológicos, fue necesario el uso la carta nacional base publicada en la web del Ministerio de Educación (MINEDU), que consta de la información espacial o topográfica de todo el Perú, Según formato de la carta nacional en escala 1:100000.

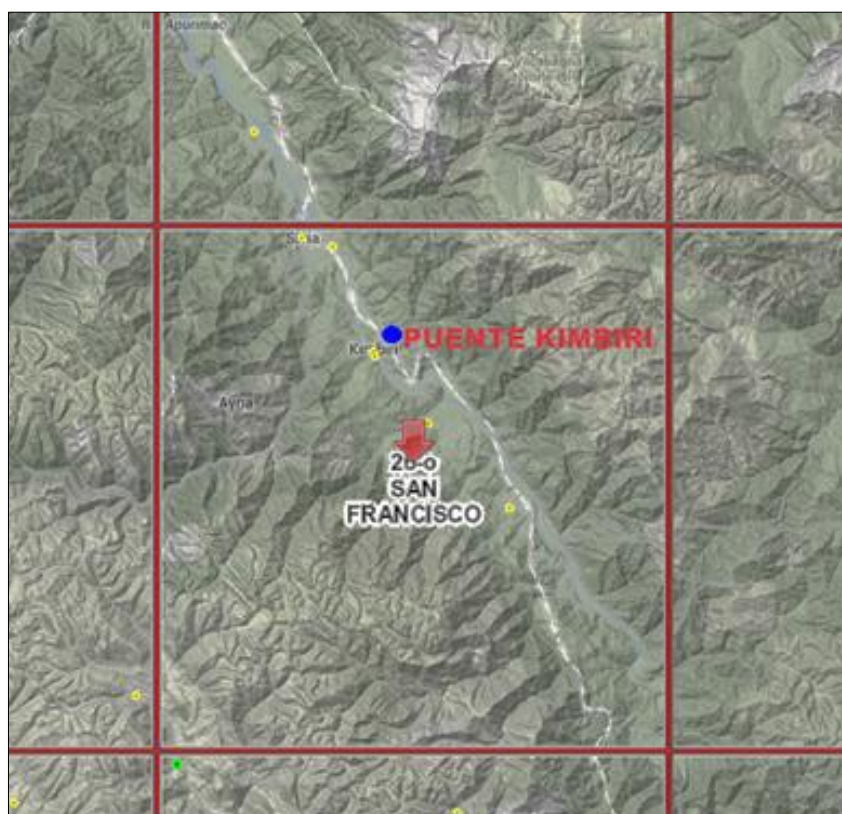
Cartográficamente se encuentra ubicado en el cuadrante 26o (Sistema de Proyección UTM, zona 18)

Tabla 3. Ubicación Cartográfica

Sistema de Proyección de Coordenadas	Proyección	Sistema de Coordenadas Geográficas	Datum
WGS_1984_UTM_Zone_18S	Coordenadas UTM	GCS_WGS_1984	WGS_1984

Fuente: Elaboración propia.

Figura 19. Ubicación Cartográfica



Fuente: IGN.

Luego utilizando el software ArcGIS se procesaron varios conjuntos de datos que describen colectivamente los patrones de drenaje de una cuenca. Se analizaron y calcularon la dirección de flujo, acumulación de flujo, definición de los cauces, segmentación de los cauces, cuencas de captación, cauces de drenaje, puntos de drenaje, delimitación global de cuencas hidrográficas y todos los parámetros de las cuencas.

Hidrografía

Ubicación de la Cuenca

La cuenca en estudio se encuentra ubicada en la denominada "Ceja de Selva", su relieve topográfico es bastante quebrado y accidentado cubierto con una densa y variada vegetación de arbustos y árboles propios de la región que permite la ocurrencia de altas tasas de evapotranspiración.

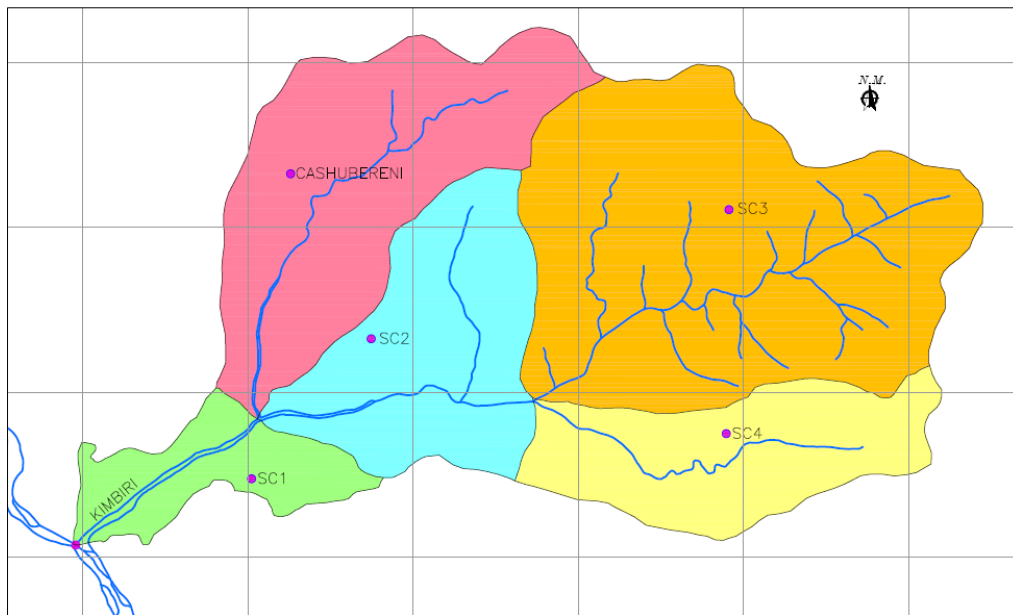
Tabla 4. Ubicación Geográfica de la Cuenca

COORDENADAS GEOGRÁFICAS		COORDENADAS UTM (WGS 84)			
Latitud	Longitud	Norte	Este	Zona	Var. Altitudinal
12° 37' 15.26" S	73° 47' 2.50" O	8604480.60 m S	632068.83 m E	18 L	589.00 – 3700.00 m.s.n.m.

Fuente: Elaboración propia

El río Kimbiri, nace en las montañas altas de la Cordillera Oriental de Vilcabamba, Cusco, tiene una extensión de 25 km y su recorrido es de Este a Oeste hasta su desembocadura en la margen derecha del río Apurímac. Esta cuenca esta principalmente conformado por dos ríos el rio Cashubireni afluente del rio Kimbiri que conforma una subcuenca y propiamente el rio Kimbiri a la cual se ha dividido en 4 subcuencas para efectos de análisis y cálculo correspondiente. En total se tiene 5 subcuencas que conforman la cuenca del rio Kimbiri y bajo estas consideraciones se hará el modelamiento.

Figura 20. Cuenca del Río Kimbiri



Fuente: Elaboración propia.

Parámetros de Forma de la Cuenca

Para la cuenca del río Kimbiri se tiene los siguientes parámetros de forma:

Tabla 5. Parámetros de forma de la cuenca del río Kimbiri

DESCRIPCIÓN	UND	CASHUBIRENI	SC1	SC2	SC3	SC4
Área	Km ²	40.42	12.44	30.15	68.80	25.27
Perímetro de la cuenca	Km	41.10	27.30	32.00	44.60	32.50
Coefficiente de Compacidad o de Gravelius (Kc)		1.81	2.17	1.63	1.51	1.81
Factor de Forma (Ff)		0.04	0.02	0.05	0.02	0.01
Radio de Circularidad (Rc)		0.30	0.21	0.37	0.43	0.30

Fuente: Elaboración propia.

Información Pluviométrica

Se realizó la búsqueda de estaciones pluviométricas pertenecientes al SENAMHI, dentro y más cercanas a la zona de estudio. El dato hidrológico necesario para este estudio, es de precipitación máxima de 24 horas. Las estaciones pluviométricas cercanas a la zona de estudio se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 6. Ubicación de las estaciones Pluviométricas

ESTACIONES	UBICACIÓN			REGIÓN
	Latitud	Longitud	Altitud (msnm)	
Sivia	12° 30' 00' S	73° 51' 00' W	580	Ayacucho
Machente	12° 32' 01" S	73° 50' 01' W	1250	
Anco	13° 05' 00" S	73° 41' 00" W	3015	
Pichari	12° 31' 19.9" S	73° 50' 22.28" W	1090	Cusco
Ciriali	12° 25' 00" S	72° 57' 00" W	900	

Fuente: SENAMHI.

Figura 21. Vista Satelital de las estaciones cercanas a la zona en estudio entre la región Ayacucho y Cusco.



Fuente: Google Earth.

Período de Retorno

El periodo de retorno se ha seleccionado según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014).

Figura 22. Valores Recomendados de Riesgo Admisible en Obras de Drenaje

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

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

(**) - Vida Útil considerado (n)

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

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. MTC (2014)

Para puentes se recomienda como máximo, un valor de riesgo admisible de 25%, por lo tanto, para la obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias y el cálculo de socavación, de acuerdo a la Figura 21, se recomienda un período de retorno T=500 años para una vida útil de la estructura de 145 años.

Análisis de frecuencias

Para la presente investigación, análisis comparativo entre gaviones y geoesteras para la construcción del puente Kimbiri se tiene los siguientes resultados en el análisis de frecuencias:

Distribución Normal

Tabla 7. Ajuste a la Distribución Normal

Tiempo de retorno T	Probabilidad F(Z)	Variable estandarizada Z	P (mm)
2	0.5000	0	88.8797
5	0.8000	0.8416	99.2288
10	0.9000	1.2816	104.6384
20	0.9500	1.6449	109.1058
25	0.9600	1.7507	110.4071
50	0.9800	2.0537	114.1338
75	0.9867	2.2164	116.1334
100	0.9900	2.3263	117.4858
200	0.9950	2.5758	120.5536
500	0.9980	2.8782	124.2712
1000	0.9990	3.0902	126.8789

Fuente: Elaboración propia.

Distribución Log Normal 2 Parámetros

Tabla 8. Ajuste a la Distribución Log Normal 2 Parámetros

Tiempo de retorno T	Probabilidad F(Z)	Variable estandarizada Z	P (mm)
2	0.5000	0	88.0630
5	0.8000	0.8416	98.9659
10	0.9000	1.2816	105.1921
20	0.9500	1.6449	110.6281
25	0.9600	1.7507	112.2639
50	0.9800	2.0537	117.0830
75	0.9867	2.2164	119.7536
100	0.9900	2.3263	121.5943
200	0.9950	2.5758	125.8751
500	0.9980	2.8782	131.2652
1000	0.9990	3.0902	135.1833

Fuente: Elaboración propia.

Distribución Log Normal de 3 Parámetros

Tabla 9. Ajuste a la Distribución Log Normal de 3 Parámetros

Tiempo de retorno T	Probabilidad F(Z)	Variable estandarizada Z	P (mm)
2	0.5000	0	88.2592
5	0.8000	0.8416	98.7973
10	0.9000	1.2816	104.6813
20	0.9500	1.6449	109.7462
25	0.9600	1.7507	111.2577
50	0.9800	2.0537	115.6787
75	0.9867	2.2164	118.1085
100	0.9900	2.3263	119.7752
200	0.9950	2.5758	123.6268
500	0.9980	2.8782	128.4294
1000	0.9990	3.0902	131.8887

Fuente: Elaboración propia

Distribución Gumbel

Tabla 10. Ajuste a la Distribución Gumbel

Tiempo de retorno T	Probabilidad F(X)	Variable Reducida Y	P (mm)
2	0.5000	0.3665	87.0339
5	0.8000	1.4999	99.5775
10	0.9000	2.2504	107.8824
20	0.9500	2.9702	115.8487
25	0.9600	3.1985	118.3757
50	0.9800	3.9019	126.1602
75	0.9867	4.3108	130.6848
100	0.9900	4.6001	133.8872
200	0.9950	5.2958	141.5860
500	0.9980	6.2136	151.7432
1000	0.9990	6.9073	159.4197

Fuente: Elaboración propia.

Distribución Log Gumbel

Tabla 11. Ajuste a la Distribución Log Gumbel

Tiempo de retorno T	Probabilidad F(X)	Variable Reducida Y	P (mm)
2	0.5000	0.3665	83.6513
5	0.8000	1.4999	110.3336
10	0.9000	2.2504	132.5299
20	0.9500	2.9702	158.0062
25	0.9600	3.1985	167.0692
50	0.9800	3.9019	198.3875
75	0.9867	4.3108	219.2225
100	0.9900	4.6001	235.2779
200	0.9950	5.2958	278.8546
500	0.9980	6.2136	348.9301
1000	0.9990	6.9073	413.3532

Fuente: Elaboración propia

Distribución Gamma de 2 Parámetros

Tabla 12. Ajuste a la Distribución Gamma de 2 Parámetros

Tiempo de retorno T	Probabilidad F(X)	Chi-Cuadrado χ^2	P (mm)
2	0.5000	107.9993	88.3350
5	0.8000	120.8386	98.8366
10	0.9000	127.9344	104.6404
20	0.9500	133.9966	109.5988
25	0.9600	135.7973	111.0717
50	0.9800	141.0412	115.3608
75	0.9867	143.9086	117.7061
100	0.9900	145.8693	119.3098
200	0.9950	150.3811	123.0000
500	0.9980	155.9688	127.5703
1000	0.9990	159.9673	130.8408

Fuente: Elaboración propia

Distribución Gamma de 3 Parámetros ó Pearson Tipo III

Tabla 13. Ajuste a la Distribución Gamma de 3 Parámetros ó Pearson Tipo III

Tiempo de retorno T	Probabilidad F(X)	Chi-Cuadrado χ^2	Variable Reducida Y	P (mm)
2	0.5000	80.2586	40.1293	88.2363
5	0.8000	91.3913	45.6956	98.9966
10	0.9000	97.5963	48.7981	104.9941
20	0.9500	102.924	51.4620	110.1438
25	0.9600	104.511	52.2555	111.6777
50	0.9800	109.1436	54.5718	116.1554
75	0.9867	111.6835	55.8417	118.6103
100	0.9900	113.4229	56.7114	120.2915
200	0.9950	117.4332	58.7166	124.1678
500	0.9980	122.4145	61.2072	128.9825
1000	0.9990	125.9885	62.9943	132.437

Fuente: Elaboración propia

Distribución Log-Pearson Tipo III

Tabla 14. Ajuste a la Distribución Log-Pearson Tipo III

Tiempo de retorno T	Probabilidad F(X)	Chi-Cuadrado χ^2	Variable Reducida Y	P (mm)
2	0.5000	797.2351	398.6175	87.8594
5	0.8000	831.3132	415.6566	98.8941
10	0.9000	849.5056	424.7528	105.3416
20	0.9500	864.7267	432.3633	111.0581
25	0.9600	869.1944	434.5972	112.7941
50	0.9800	882.0728	441.0364	117.9516
75	0.9867	889.0346	444.5173	120.8372
100	0.9900	893.7638	446.8819	122.8376
200	0.9950	904.5526	452.2763	127.5259
500	0.9980	917.7417	458.8708	133.5010
1000	0.9990	927.0684	463.5342	137.8945

Fuente: Elaboración propia.

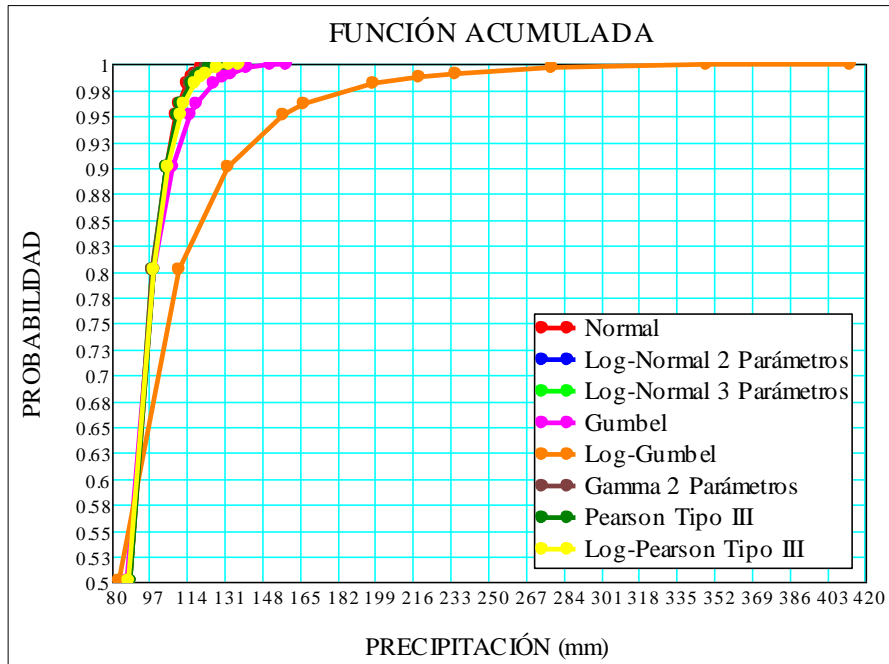
Calculando y para cada periodo de retorno se obtienen las siguientes precipitaciones en cada modelo de distribución de frecuencias:

Tabla 15. Resumen de ajuste a los análisis de frecuencias

Tiempo de retorno T	Normal	Log Normal 2 Parámetros	Log Normal 3 Parámetros	Gumbel	Log-Gumbel	Gamma 2 Parámetros	Pearson Tipo III	Log-Pearson Tipo III
2	88.8797	88.0630	88.2592	87.0339	83.6513	88.335	88.2363	87.8594
5	99.2288	98.9659	98.7973	99.5775	110.3336	98.8366	98.9966	98.8941
10	104.6384	105.1921	104.6813	107.8824	132.5299	104.6404	104.9941	105.3416
20	109.1058	110.6281	109.7462	115.8487	158.0062	109.5988	110.1438	111.0581
25	110.4071	112.2639	111.2577	118.3757	167.0692	111.0717	111.6777	112.7941
50	114.1338	117.0830	115.6787	126.1602	198.3875	115.3608	116.1554	117.9516
75	116.1334	119.7536	118.1085	130.6848	219.2225	117.7061	118.6103	120.8372
100	117.4858	121.5943	119.7752	133.8872	235.2779	119.3098	120.2915	122.8376
200	120.5536	125.8751	123.6268	141.5860	278.8546	123.0000	124.1678	127.5259
500	124.2712	131.2652	128.4294	151.7432	348.9301	127.5703	128.9825	133.5010
1000	126.8789	135.1833	131.8887	159.4197	413.3532	130.8408	132.4370	137.8945

Fuente: Elaboración propia.

Figura 23. Comparación de las funciones acumuladas para las diferentes distribuciones.



Fuente: Elaboración propia.

Pruebas de Bondad de Ajuste

Prueba Smirnov – Kolmogorov

Tabla 16. Prueba de ajuste de Smirnov-Kolmogorov

n	P(mm) Po	Weibull	Nomal		Log Nomal de 2		Log Nomal de 3		Gumbel		Log Gumbel		Gamma		Pearson Tipo III		Log Pearson Tipo III	
		P(X)	F(Z)	A	F(Z)	A	F(Z)	A	F(X)	A	F(X)	A	F(X)	A	F(X)	A	F(X)	A
1	117.058	0.966	0.989	0.024	0.98	0.014	0.984	0.019	0.955	0.01	0.839	0.126	0.985	0.02	0.983	0.017	0.977	0.012
2	115.627	0.931	0.985	0.054	0.975	0.044	0.98	0.049	0.949	0.018	0.832	0.099	0.981	0.05	0.978	0.047	0.973	0.041
3	104.66	0.897	0.9	0.004	0.893	0.003	0.9	0.003	0.869	0.028	0.758	0.138	0.9	0.004	0.896	0.001	0.892	0.005
4	101.626	0.862	0.85	0.012	0.849	0.013	0.854	0.008	0.831	0.031	0.732	0.13	0.854	0.008	0.85	0.012	0.849	0.013
5	95.483	0.828	0.704	0.123	0.72	0.107	0.721	0.107	0.724	0.104	0.668	0.159	0.719	0.109	0.717	0.11	0.724	0.104
6	94.791	0.793	0.685	0.108	0.702	0.091	0.702	0.091	0.709	0.084	0.66	0.133	0.7	0.093	0.699	0.094	0.706	0.087
7	94.004	0.759	0.662	0.097	0.681	0.078	0.68	0.079	0.691	0.067	0.651	0.108	0.678	0.081	0.677	0.081	0.686	0.073
8	93.481	0.724	0.646	0.078	0.667	0.058	0.665	0.059	0.679	0.045	0.644	0.08	0.663	0.061	0.662	0.062	0.672	0.053
9	93.473	0.69	0.646	0.044	0.666	0.023	0.665	0.025	0.679	0.011	0.644	0.046	0.663	0.027	0.662	0.027	0.671	0.018
10	93.45	0.655	0.645	0.01	0.666	0.011	0.664	0.009	0.678	0.023	0.644	0.011	0.662	0.007	0.662	0.006	0.671	0.016
11	92.645	0.621	0.62	0	0.643	0.022	0.64	0.02	0.659	0.038	0.634	0.013	0.638	0.017	0.638	0.018	0.648	0.027
12	92.345	0.586	0.611	0.025	0.634	0.048	0.631	0.045	0.651	0.065	0.63	0.044	0.629	0.043	0.629	0.043	0.639	0.053
13	92.04	0.552	0.601	0.05	0.625	0.073	0.622	0.07	0.643	0.092	0.626	0.074	0.62	0.068	0.62	0.068	0.631	0.079
14	90.714	0.517	0.559	0.042	0.585	0.067	0.58	0.063	0.608	0.091	0.608	0.091	0.578	0.061	0.579	0.062	0.591	0.074
15	89.914	0.483	0.534	0.051	0.56	0.077	0.555	0.072	0.586	0.103	0.597	0.114	0.552	0.069	0.554	0.071	0.566	0.083
16	89.413	0.448	0.517	0.069	0.544	0.095	0.538	0.09	0.572	0.123	0.59	0.142	0.536	0.087	0.538	0.09	0.55	0.102
17	88.226	0.414	0.479	0.065	0.505	0.092	0.499	0.085	0.537	0.123	0.573	0.159	0.496	0.083	0.5	0.086	0.512	0.098
18	87.249	0.379	0.447	0.068	0.473	0.094	0.466	0.087	0.507	0.127	0.558	0.179	0.464	0.085	0.468	0.088	0.48	0.101
19	83.54	0.345	0.332	0.013	0.352	0.007	0.344	0.001	0.387	0.042	0.498	0.153	0.342	0.003	0.348	0.003	0.357	0.012
20	83.427	0.31	0.329	0.018	0.348	0.038	0.34	0.03	0.383	0.072	0.496	0.186	0.339	0.028	0.344	0.034	0.354	0.043
21	81.763	0.276	0.281	0.006	0.296	0.02	0.288	0.013	0.328	0.052	0.467	0.191	0.287	0.011	0.293	0.017	0.3	0.024
22	80.889	0.241	0.258	0.017	0.27	0.029	0.263	0.021	0.299	0.057	0.451	0.21	0.262	0.02	0.267	0.026	0.273	0.032
23	78.573	0.207	0.201	0.006	0.205	0.001	0.199	0.008	0.226	0.019	0.408	0.201	0.199	0.008	0.205	0.002	0.207	0
24	76.311	0.172	0.153	0.019	0.151	0.022	0.146	0.026	0.161	0.011	0.364	0.192	0.147	0.026	0.152	0.021	0.15	0.022
25	71.063	0.138	0.074	0.064	0.061	0.077	0.06	0.078	0.053	0.085	0.259	0.121	0.061	0.077	0.064	0.074	0.058	0.08
26	70.643	0.103	0.069	0.034	0.056	0.047	0.055	0.048	0.047	0.056	0.25	0.147	0.057	0.047	0.059	0.044	0.053	0.05
27	68.173	0.069	0.046	0.023	0.032	0.037	0.033	0.036	0.022	0.047	0.202	0.133	0.034	0.035	0.035	0.034	0.029	0.04
28	68.05	0.034	0.045	0.011	0.032	0.003	0.032	0.003	0.021	0.013	0.199	0.165	0.033	0.001	0.034	0	0.029	0.006
	Amax			0.123		0.107		0.107		0.127		0.21		0.109		0.11		0.104
				6		3		2		7		8		4		5		1

Fuente: Elaboración propia

Los resultados de las pruebas efectuadas anteriormente se han calificado según el orden de preferencias indicado por cada prueba de ajuste en forma creciente.

De estos resultados se concluye que la función que mejor se ajusta a los datos es la DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III.

Determinación de la Tormenta de Diseño

Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF)

El objetivo será la determinación de las intensidades máximas de la lluvia en el área que comprende a la cuenca del río KIMBIRI, para diferentes periodos de retorno y duración de la lluvia igual al tiempo de concentración.

Se debe utilizar los resultados calculados con la mejor distribución según las pruebas realizadas. En este estudio utilizaremos la distribución LOG PEARSON TIPO III).

Tabla 17. Precipitación de diseño para duraciones menores a 24 horas (mm).

Duración (Hr)	Periodo de Retorno (Años)										
	1000	500	200	100	75	50	25	20	10	5	2
1	62.3	60.32	57.62	55.5	54.59	53.29	50.96	50.18	47.59	44.68	39.69
2	74.09	71.73	68.52	66	64.92	63.37	60.6	59.67	56.6	53.13	47.21
3	81.99	79.38	75.83	73.04	71.85	70.13	67.07	66.04	62.64	58.8	52.24
4	88.11	85.3	81.48	78.49	77.21	75.36	72.07	70.96	67.31	63.19	56.14
5	93.16	90.19	86.16	82.99	81.64	79.69	76.2	75.03	71.17	66.81	59.36
6	97.51	94.4	90.17	86.86	85.44	83.4	79.76	78.53	74.49	69.93	62.13
7	101.34	98.11	93.72	90.27	88.8	86.68	82.89	81.62	77.41	72.68	64.57
8	104.78	101.44	96.9	93.34	91.82	89.62	85.7	84.39	80.04	75.14	66.76
9	107.91	104.47	99.79	96.13	94.56	92.3	88.27	86.91	82.43	77.39	68.75
10	110.79	107.26	102.46	98.69	97.08	94.77	90.62	89.23	84.63	79.45	70.59
11	113.46	109.84	104.93	101.07	99.43	97.05	92.81	91.38	86.68	81.37	72.29
12	115.96	112.26	107.24	103.29	101.61	99.19	94.85	93.39	88.58	83.16	73.88
13	118.3	114.53	109.4	105.38	103.67	101.19	96.77	95.28	90.37	84.84	75.37
14	120.51	116.67	111.45	107.35	105.6	103.08	98.57	97.06	92.06	86.43	76.78
15	122.61	118.7	113.39	109.22	107.44	104.88	100.29	98.75	93.66	87.93	78.12
16	124.6	120.63	115.23	111	109.19	106.58	101.92	100.35	95.19	89.36	79.39
17	126.5	122.47	116.99	112.69	110.86	108.21	103.48	101.88	96.64	90.73	80.6
18	128.33	124.24	118.68	114.31	112.45	109.77	104.97	103.35	98.03	92.03	81.76
19	130.07	125.93	120.29	115.87	113.98	111.26	106.4	104.76	99.37	93.28	82.88
20	131.75	127.55	121.84	117.36	115.45	112.7	107.77	106.11	100.65	94.49	83.94
21	133.37	129.12	123.34	118.8	116.87	114.08	109.09	107.41	101.88	95.65	84.97
22	134.93	130.63	124.78	120.19	118.24	115.41	110.37	108.67	103.07	96.77	85.97
23	136.44	132.09	126.18	121.54	119.56	116.7	111.6	109.88	104.23	97.85	86.93
24	137.89	133.5	127.53	122.84	120.84	117.95	112.79	111.06	105.34	98.89	87.86

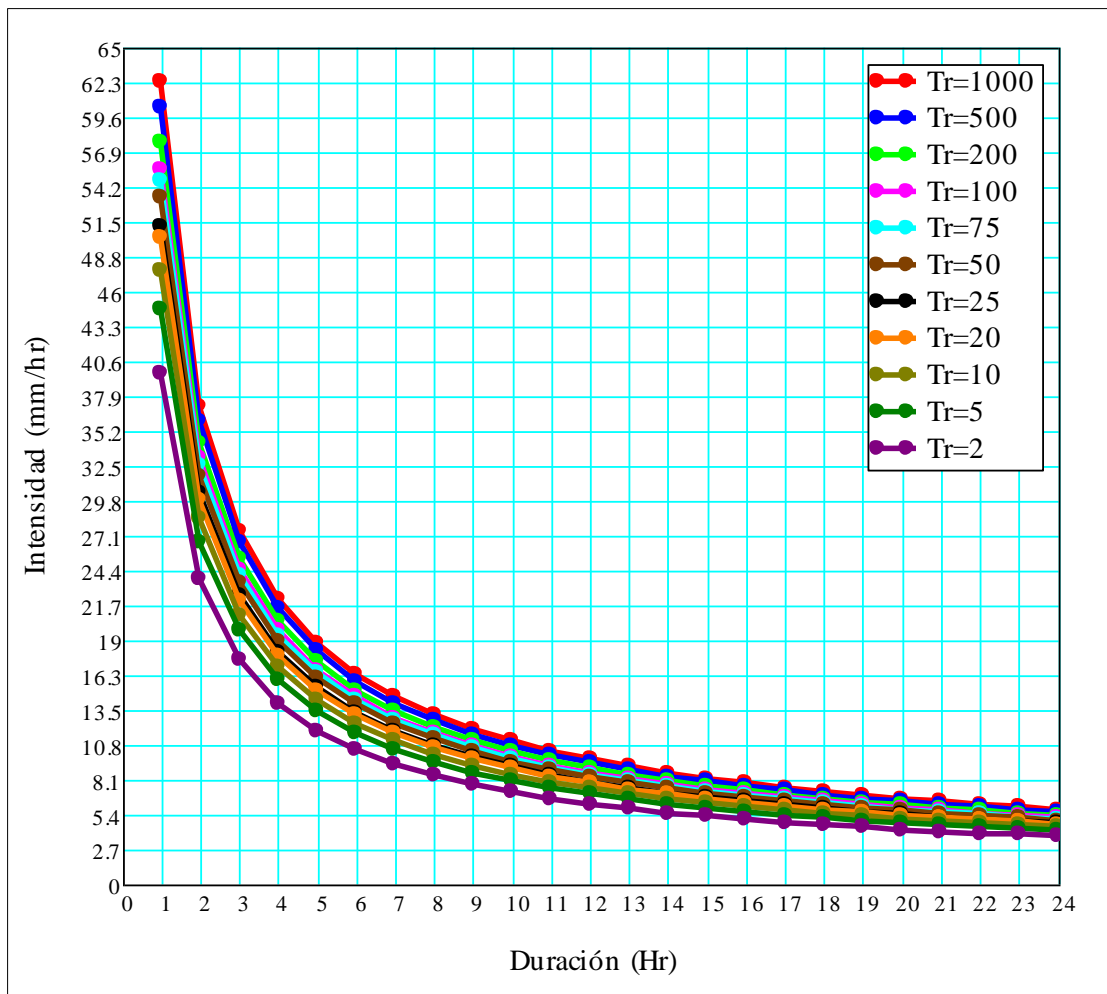
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 18. Intensidades de diseño para duraciones menores a 24 horas (mm/hr)

Duración (Hr)	Periodo de Retorno (Años)										
	1000	500	200	100	75	50	25	20	10	5	2
1	62.3	60.32	57.62	55.5	54.59	53.29	50.96	50.18	47.59	44.68	39.69
2	37.04	35.86	34.26	33	32.46	31.69	30.3	29.83	28.3	26.57	23.6
3	27.33	26.46	25.28	24.35	23.95	23.38	22.36	22.01	20.88	19.6	17.41
4	22.03	21.32	20.37	19.62	19.3	18.84	18.02	17.74	16.83	15.8	14.03
5	18.63	18.04	17.23	16.6	16.33	15.94	15.24	15.01	14.23	13.36	11.87
6	16.25	15.73	15.03	14.48	14.24	13.9	13.29	13.09	12.41	11.65	10.35
7	14.48	14.02	13.39	12.9	12.69	12.38	11.84	11.66	11.06	10.38	9.22
8	13.1	12.68	12.11	11.67	11.48	11.2	10.71	10.55	10.01	9.39	8.34
9	11.99	11.61	11.09	10.68	10.51	10.26	9.81	9.66	9.16	8.6	7.64
10	11.08	10.73	10.25	9.87	9.71	9.48	9.06	8.92	8.46	7.95	7.06
11	10.31	9.99	9.54	9.19	9.04	8.82	8.44	8.31	7.88	7.4	6.57
12	9.66	9.36	8.94	8.61	8.47	8.27	7.9	7.78	7.38	6.93	6.16
13	9.1	8.81	8.42	8.11	7.97	7.78	7.44	7.33	6.95	6.53	5.8
14	8.61	8.33	7.96	7.67	7.54	7.36	7.04	6.93	6.58	6.17	5.48
15	8.17	7.91	7.56	7.28	7.16	6.99	6.69	6.58	6.24	5.86	5.21
16	7.79	7.54	7.2	6.94	6.82	6.66	6.37	6.27	5.95	5.59	4.96
17	7.44	7.2	6.88	6.63	6.52	6.37	6.09	5.99	5.68	5.34	4.74
18	7.13	6.9	6.59	6.35	6.25	6.1	5.83	5.74	5.45	5.11	4.54
19	6.85	6.63	6.33	6.1	6	5.86	5.6	5.51	5.23	4.91	4.36
20	6.59	6.38	6.09	5.87	5.77	5.63	5.39	5.31	5.03	4.72	4.2
21	6.35	6.15	5.87	5.66	5.57	5.43	5.19	5.11	4.85	4.55	4.05
22	6.13	5.94	5.67	5.46	5.37	5.25	5.02	4.94	4.69	4.4	3.91
23	5.93	5.74	5.49	5.28	5.2	5.07	4.85	4.78	4.53	4.25	3.78
24	5.75	5.56	5.31	5.12	5.03	4.91	4.7	4.63	4.39	4.12	3.66

Fuente: Elaboración propia.

Figura 24. Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia para diferentes periodos de retorno



Fuente: Elaboración propia.

Hietograma de Diseño

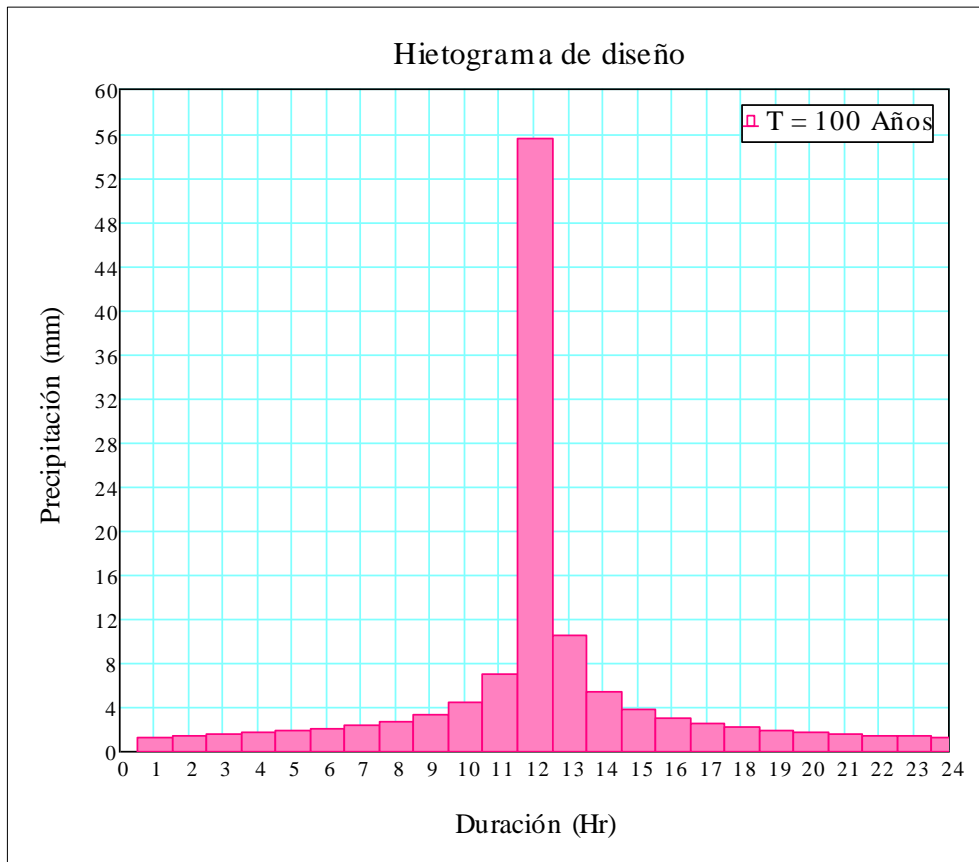
a) Generación de Hietograma por el método de Bloques Alternos

Tabla 19. Hietograma de diseño con variación horaria para un periodo de retorno de $T_r=100$ años

Duración (hr)	Intensidad (mm/hr)	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Tiempo (hr)	Precipitación (mm)
1	55.50	55.50	55.50	0-1	1.34
2	33.00	66.00	10.50	1-2	1.44
3	24.35	73.04	7.04	2-3	1.56
4	19.62	78.49	5.45	3-4	1.70
5	16.60	82.99	4.50	4-5	1.87
6	14.48	86.86	3.87	5-6	2.09
7	12.90	90.27	3.41	6-7	2.38
8	11.67	93.34	3.06	7-8	2.79
9	10.68	96.13	2.79	8-9	3.41
10	9.87	98.69	2.57	9-10	4.50
11	9.19	101.07	2.38	10-11	7.04
12	8.61	103.29	2.22	11-12	55.50
13	8.11	105.38	2.09	12-13	10.50
14	7.67	107.35	1.97	13-14	5.45
15	7.28	109.22	1.87	14-15	3.87
16	6.94	111.00	1.78	15-16	3.06
17	6.63	112.69	1.70	16-17	2.57
18	6.35	114.31	1.62	17-18	2.22
19	6.10	115.87	1.56	18-19	1.97
20	5.87	117.36	1.50	19-20	1.78
21	5.66	118.80	1.44	20-21	1.62
22	5.46	120.19	1.39	21-22	1.50
23	5.28	121.54	1.34	22-23	1.39
24	5.12	122.84	1.30	23-24	1.30

Fuente: Elaboración propia.

Figura 25. Hietograma de diseño con variación horaria para un periodo de retorno de $T_r=100$ años.



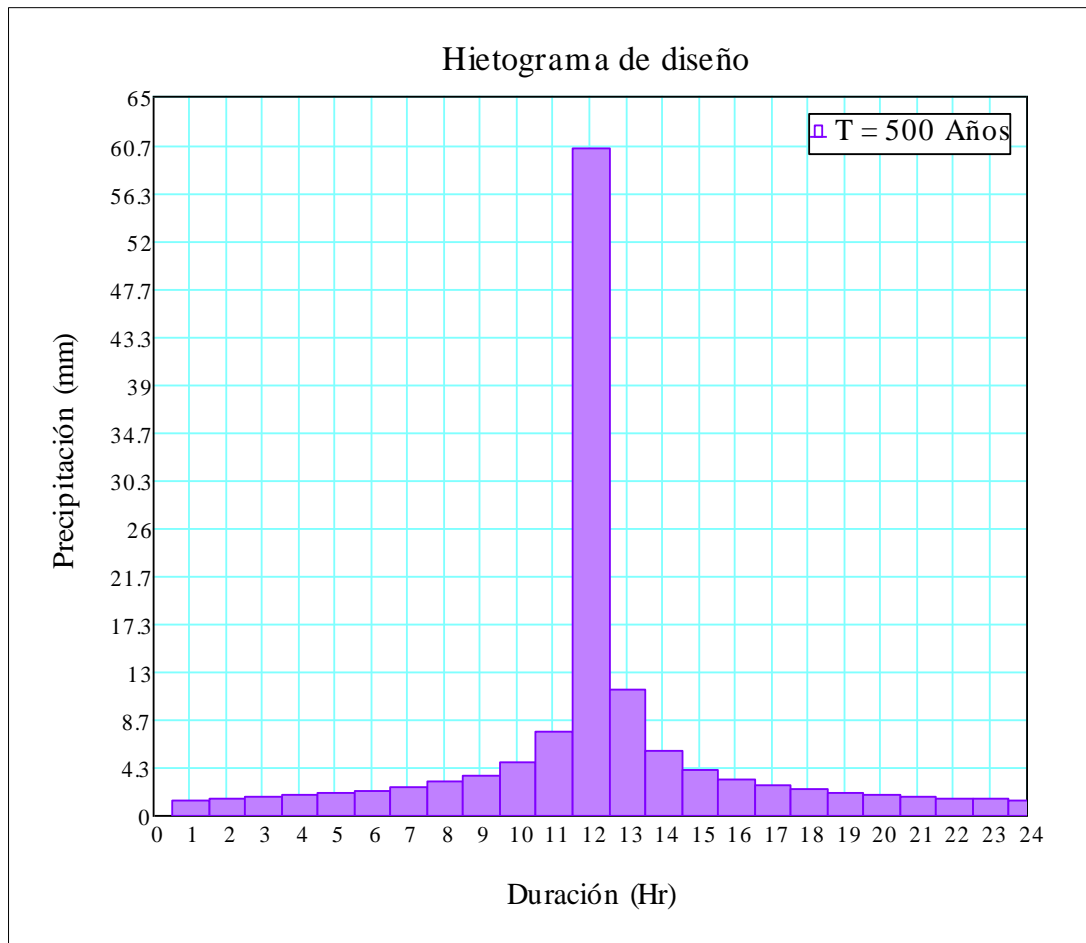
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 20. Hietograma de diseño con variación horaria para un periodo de retorno de $T_r=500$ años.

Duración (hr)	Intensidad (mm/hr)	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Tiempo (hr)	Precipitación (mm)
1	60.32	60.32	60.32	0-1	1.46
2	35.86	71.73	11.41	1-2	1.57
3	26.46	79.38	7.65	2-3	1.69
4	21.32	85.30	5.92	3-4	1.84
5	18.04	90.19	4.89	4-5	2.03
6	15.73	94.40	4.21	5-6	2.27
7	14.02	98.11	3.71	6-7	2.59
8	12.68	101.44	3.33	7-8	3.03
9	11.61	104.47	3.03	8-9	3.71
10	10.73	107.26	2.79	9-10	4.89
11	9.99	109.84	2.59	10-11	7.65
12	9.36	112.26	2.42	11-12	60.32
13	8.81	114.53	2.27	12-13	11.41
14	8.33	116.67	2.14	13-14	5.92
15	7.91	118.70	2.03	14-15	4.21
16	7.54	120.63	1.93	15-16	3.33
17	7.20	122.47	1.84	16-17	2.79
18	6.90	124.24	1.76	17-18	2.42
19	6.63	125.93	1.69	18-19	2.14
20	6.38	127.55	1.63	19-20	1.93
21	6.15	129.12	1.57	20-21	1.76
22	5.94	130.63	1.51	21-22	1.63
23	5.74	132.09	1.46	22-23	1.51
24	5.56	133.50	1.41	23-24	1.41

Fuente: Elaboración propia.

Figura 26. Hietograma de diseño con variación horaria para un periodo de retorno de $T_r=500$ años.



Fuente: Elaboración propia.

Generación de Máximas Avenidas

Método hidrológico con HEC-HMS

Se tendrá que hallar el número de curva para calcular los caudales; según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, se definen cuatro grupos de suelos:

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

Los valores de CN (número de curva) para varios tipos de uso de la tierra en estos tipos de suelos se muestran en la siguiente figura.

Figura 27. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana

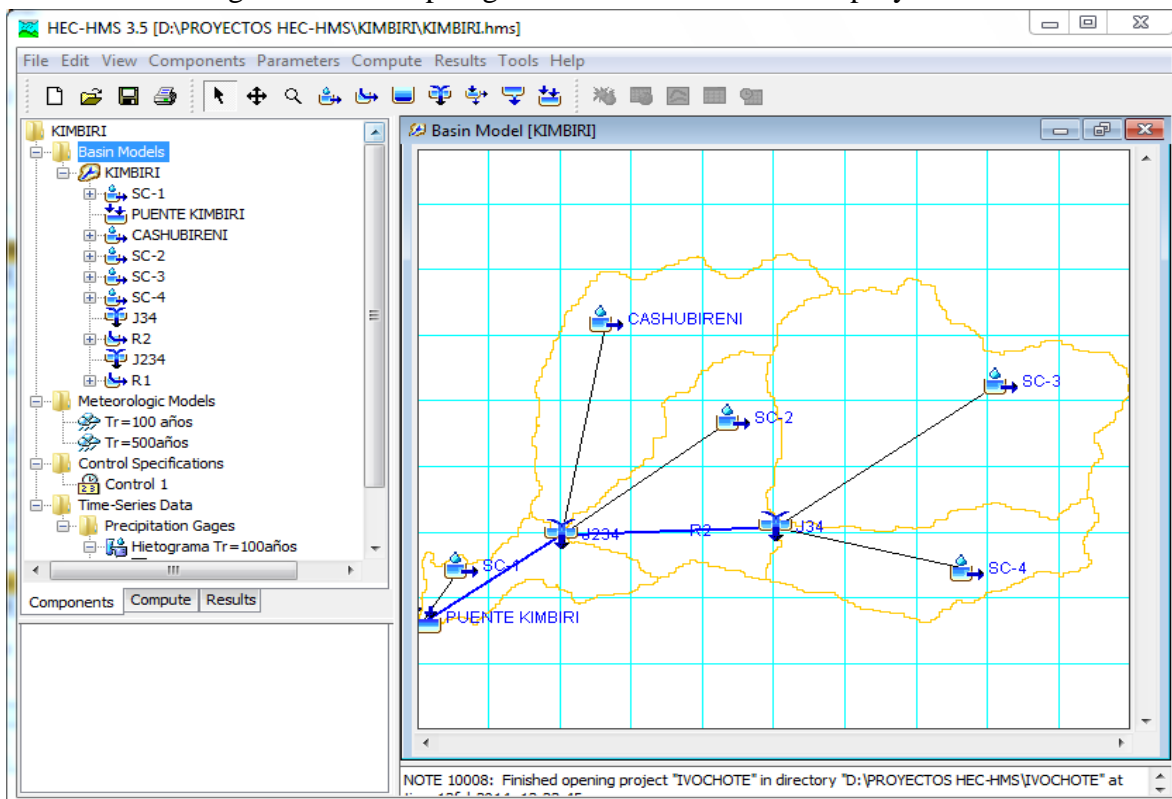
DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71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

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, MTC (2014).

Para cálculo de caudales en la cuenca en estudio se prefirió tomar el CN en el grupo hidrológico C, y escogiendo el de mayor preponderancia se eligió 70 para los cálculos siguientes.

Una vez colocados todos los datos en el HEC-HMS, cuenca, parámetros, precipitación, intensidad, entre otros; se obtuvieron los siguientes resultados:

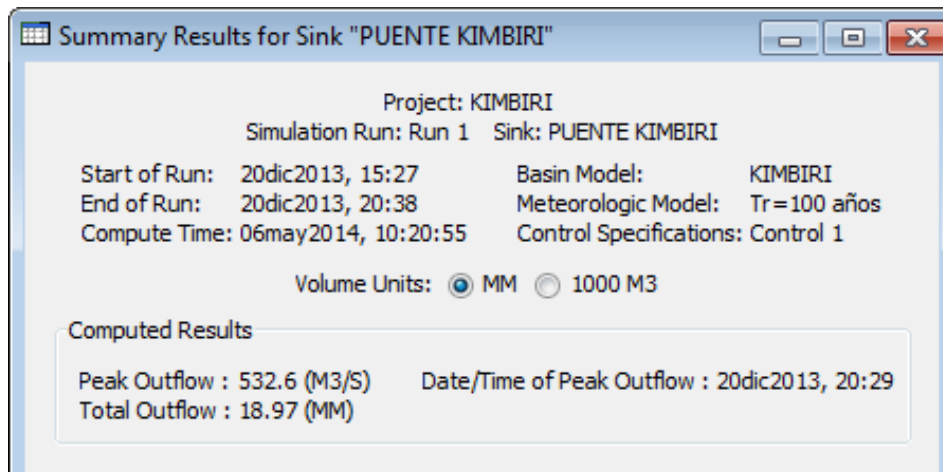
Figura 28. Red topológica de las Sub-Cuencas del proyecto



Fuente: Elaboración propia.

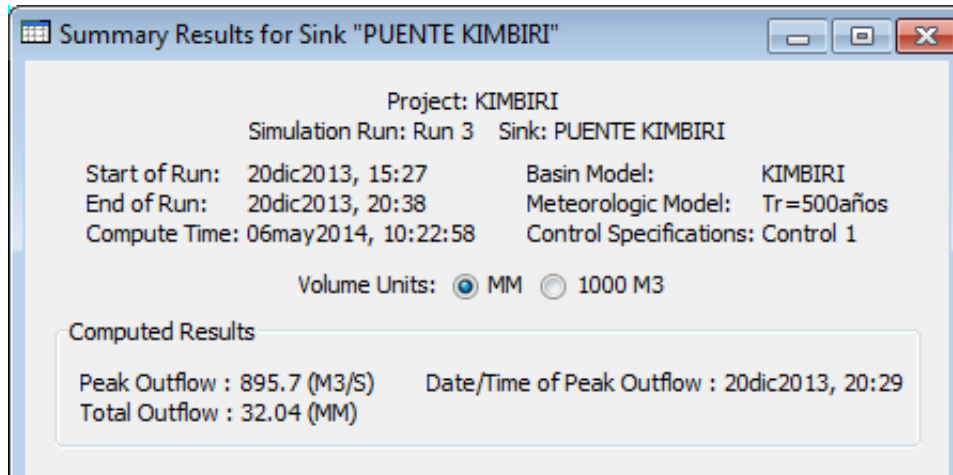
Se obtuvieron los caudales máximos para el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras para la construcción del puente Kimbiri, teniendo como resultados para los periodos de retorno de 100 y 500 años.

Figura 29. Caudal máximo para un periodo de retorno $Tr=100$ años.



Fuente: Elaboración propia

Figura 30. Caudal máximo para un periodo de retorno $Tr=500$ años

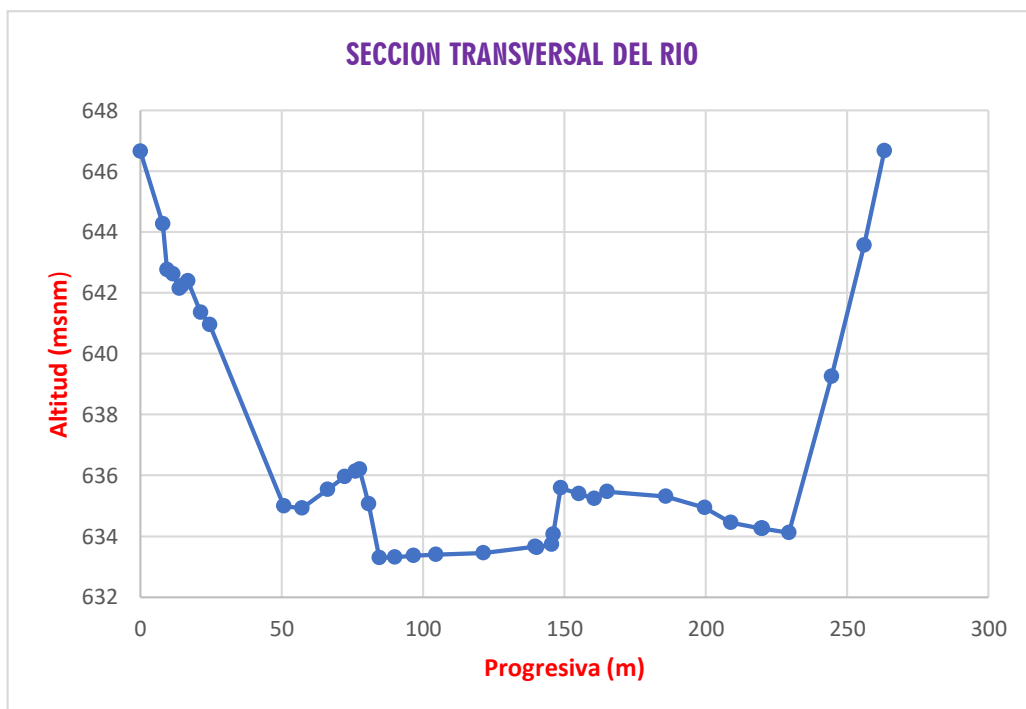


Fuente: Elaboración propia.

Para la presente investigación se diseñará con el caudal pico de este río para los periodos de retorno de 100 años y 500 años respectivamente, haciendo una simulación hidráulica en este tramo por lo menos 600 m aguas arriba y 300 metros aguas abajo. El periodo de retorno considerado para el proyecto es de 100 años y 500 años, para este caso, como se observa en las figuras presentadas anteriormente el caudal de diseño para el río Kimbiri es igual a 532.60 m³/s y 895.70 m³/s.

Método hidráulico

Figura 31. Sección transversal del río Kimbiri (Zona del proyecto).



Fuente: Elaboración propia.

A continuación se muestran los resultados del método hidráulico.

Tabla 21. Resultados del método hidráulico

Cota (m.s.n.m)	Tirante (m)	A(m²)	P(m)	R(m)	T(m)	S	Neq	V (m/s)	Q (m³/s)
633.28	0	---	---	---	---	---	---	---	0
633.65	0.37	11.74	37.73	0.31	54.76	0.035	0.042	2.05	24.12
634.02	0.74	34.52	62.61	0.55	62.98	0.035	0.042	3.01	103.85
634.39	1.1	57.94	64.16	0.9	64.36	0.035	0.042	4.18	242.18
634.75	1.47	81.87	65	1.26	65.74	0.035	0.042	5.22	427.11
635.12	1.84	96.07	96.59	0.99	97.64	0.035	0.043	4.4	422.43
635.49	2.21	132.39	98.25	1.35	99.88	0.035	0.043	5.38	712.36
635.86	2.57	244.8	183.7	1.33	187.51	0.035	0.044	5.16	1262.64
636.23	2.94	314.26	185.36	1.7	190.21	0.035	0.044	6.06	1903.17
636.59	3.31	384.71	187.02	2.06	192.91	0.035	0.044	6.89	2650.42
636.96	3.68	456.16	188.68	2.42	195.61	0.035	0.044	7.67	3499.94
637.33	4.05	528.59	190.35	2.78	198.31	0.035	0.044	8.42	4448.48
637.7	4.41	602.02	192.01	3.14	201.01	0.035	0.044	9.13	5493.59
638.06	4.78	676.44	193.67	3.49	203.7	0.035	0.044	9.81	6633.41
638.43	5.15	751.86	195.33	3.85	206.4	0.035	0.044	10.46	7866.46
638.8	5.52	828.26	196.99	4.2	209.1	0.035	0.044	11.1	9191.61
639.17	5.88	905.66	198.65	4.56	211.8	0.035	0.044	11.71	10607.97
639.54	6.25	984.05	216.22	4.55	214.44	0.035	0.044	11.66	11476.17
639.9	6.62	1063.39	217.88	4.88	217.05	0.035	0.044	12.22	12993.6
640.27	6.99	1143.7	219.54	5.21	219.67	0.035	0.044	12.76	14596.44
640.64	7.36	1224.97	221.21	5.54	222.29	0.035	0.044	13.29	16284.41
641.01	7.72	1307.21	223.02	5.86	225.06	0.035	0.044	13.81	18049.21
641.37	8.09	1390.69	225.84	6.16	228.85	0.035	0.044	14.27	19845.43
641.74	8.46	1475.34	227.5	6.48	231.47	0.035	0.044	14.77	21793.04
642.11	8.83	1560.95	229.17	6.81	234.1	0.035	0.044	15.26	23826

Fuente: Elaboración propia.

Para determinar los caudales para los periodos de retorno de 100 y 500 años se ajustará la serie de caudales generados por el método hidráulico a una distribución de probabilidad, esta función representa la probabilidad de ocurrencia de los caudales en el río Kimbiri. Las distribuciones con el mejor ajuste con la cual se podrá predecir con determinada probabilidad, la ocurrencia de una determinada magnitud de caudales para un periodo de retorno.

Tabla 22. Caudales ajustadas con las distribuciones teóricas

Tiempo de retorno (años)	Normal	Gumbel	Pearson Tipo III
5	252.69	236.09	243.57
10	312.52	315.66	320.17
20	361.93	391.98	389.7
30	387.64	435.89	428.18
40	404.78	466.85	454.72
50	417.54	490.78	474.93
60	427.64	510.29	491.23
70	435.98	526.77	504.86
80	443.06	541.02	516.57
90	449.2	553.59	526.83
100	454.61	564.82	535.95
200	488.54	638.58	594.79
300	507.2	681.66	628.38
400	519.98	712.21	651.9
500	529.65	735.9	669.97
600	537.41	755.25	684.64
700	543.87	771.61	696.97
800	549.4	785.78	707.6
900	554.22	798.27	716.95
1000	558.49	809.45	725.28

Fuente: Elaboración propia.

La distribución que mejor se ajusta es Gumbel y se concluye que los caudales para los periodos de retorno de $Tr=100$ y $Tr=500$ en el río Kimbiri son $564.82 \text{ m}^3/\text{s}$ y $735.90 \text{ m}^3/\text{s}$ respectivamente.

En resumen, con los métodos se obtuvieron diferentes caudales para los periodos de retorno de 100 y 500 años, se escogieron los más críticos para fines de construcción de defensas ribereñas para el proyecto.

Tabla 23. Comparación de resultados de caudales Q(m³/s)

Metodología	Río Kimbiri	
	Tr = 100 Años	Tr = 500 Años
HEC-HMS	532.6	895.7
Hidráulico	564.82	735.9

Fuente: Elaboración propia

Los resultados obtenidos bajo diferentes metodologías presentan importantes variaciones. Tomando en cuenta un criterio conservador se recomienda tomar el siguiente caudal de diseño:

Caudal Máximo (Río Kimbiri):

- Q = 564.82 m³/s Para Tr=100 Años
- Q = 895.70 m³/s Para Tr=500 Años

4.2 Identificar las variables técnicas para el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras para la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri, ubicado en el distrito de Kimbiri, La Convención, Cusco.

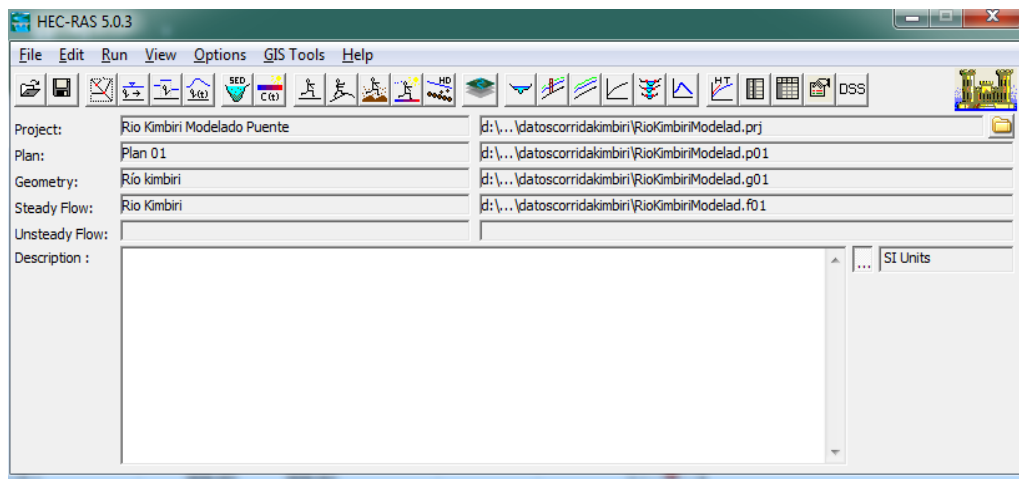
Análisis Hidráulico

Las variables fueron calculadas con la información obtenida de los estudios hidrológicos y previos, de donde se desprende:

Simulación Hidráulica con Hec-Ras

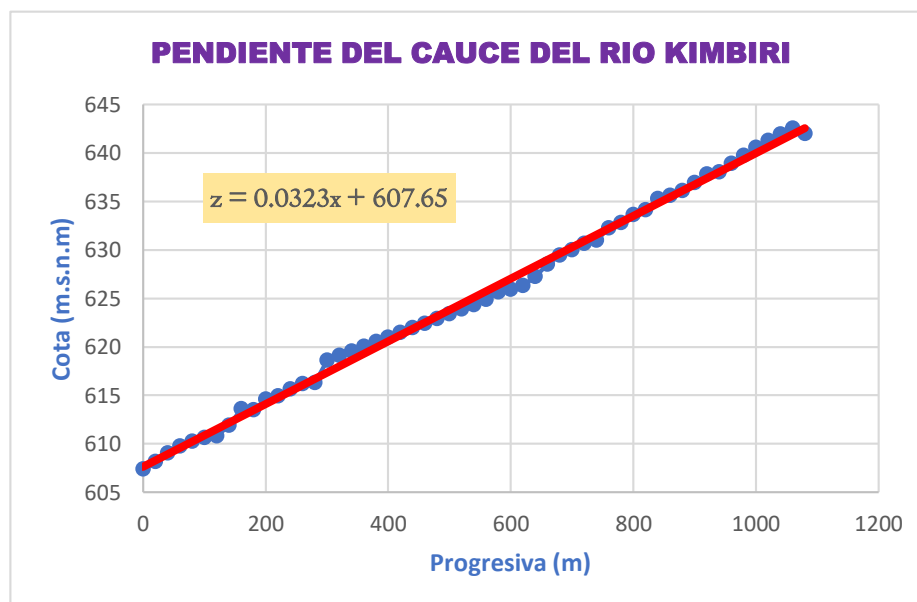
Al introducir los datos obtenidos para el proyecto, se obtuvo lo siguiente:

Figura 32. Interfaz principal del programa HEC-RAS



Fuente: Elaboración propia

Figura 33. Pendiente del cauce principal del rio Kimbiri



Fuente: Elaboración propia

La pendiente del cauce principal se ha determinado con la unión de las cotas de cada sección a lo largo del perfil longitudinal del río en la zona de emplazamiento del Puente Kimbiri, esta línea ha sido ajustada a una recta de donde determinamos la pendiente del río para el canal principal como $S_c=0.0323$.

Determinación de los coeficientes de rugosidad de manning

Los valores de “n” varían según las características de los tramos del río. Sin embargo, para este proyecto se considera el coeficiente constante para cada tramo.

Tabla 24. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning para cauces naturales

Descripción	Coefficiente de Manning
Cunetas y canales sin revestir	
En tierra ordinaria, superficie uniforme y lisa	0,020-0,025
En tierra ordinaria, superficie irregular	0,025-0,035
En tierra con ligera vegetación	0,035-0,045
En tierra con vegetación espesa	0,040-0,050
En tierra excavada mecánicamente	0,028-0,033
En roca, superficie uniforme y lisa	0,030-0,035
En roca, superficie con aristas e irregularidades	0,035-0,045
Cunetas y Canales revestidos	
Hormigón	0,013-0,017
Hormigón revestido con gunita	0,016-0,022
Encachado	0,020-0,030
Paredes de hormigón, fondo de grava	0,017-0,020
Paredes encachadas, fondo de grava	0,023-0,033
Revestimiento bituminoso	0,013-0,016
Corrientes Naturales	
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente	0,027-0,033
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente, algo de vegetación	0,033-0,040
Limpias, meandros, embalses y remolinos de poca importancia	0,035-0,050
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados	0,060-0,080
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados, vegetación densa	0,100-0,2001
Rugosas, corrientes en terreno rocoso de montaña	0,050-0,080
Áreas de inundación adyacentes al canal ordinario	0,030-0,2001

Fuente: M. Woodward and C. J Posey "Hydraulics of steady flow in open channels"

Para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning, se ha utilizado la formulación matemática propuesta por ABT S.R. (1987), (*Roughness of loose rock RIPRAP on steep slopes - Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 124 N° 2*), la misma que se describe a continuación:

$$n = 0.0456(D_{50}S)^{0.159}, \text{ límite de aplicación: } 0.01 < S \leq 0.20$$

Dónde:

S : Pendiente del río.

D_{50} : Diámetro medio de las partículas del fondo del lecho (plg)

La pendiente del cauce principal del río Kimbiri es igual a **3.23%** y el y los diámetros representativos se ha obtenido del estudio geotécnico del proyecto. Aplicando la fórmula de ABT, el coeficiente de rugosidad de Manning se obtiene como sigue:

Tabla 25. Coeficientes de rugosidad de Manning según ABT S.R.

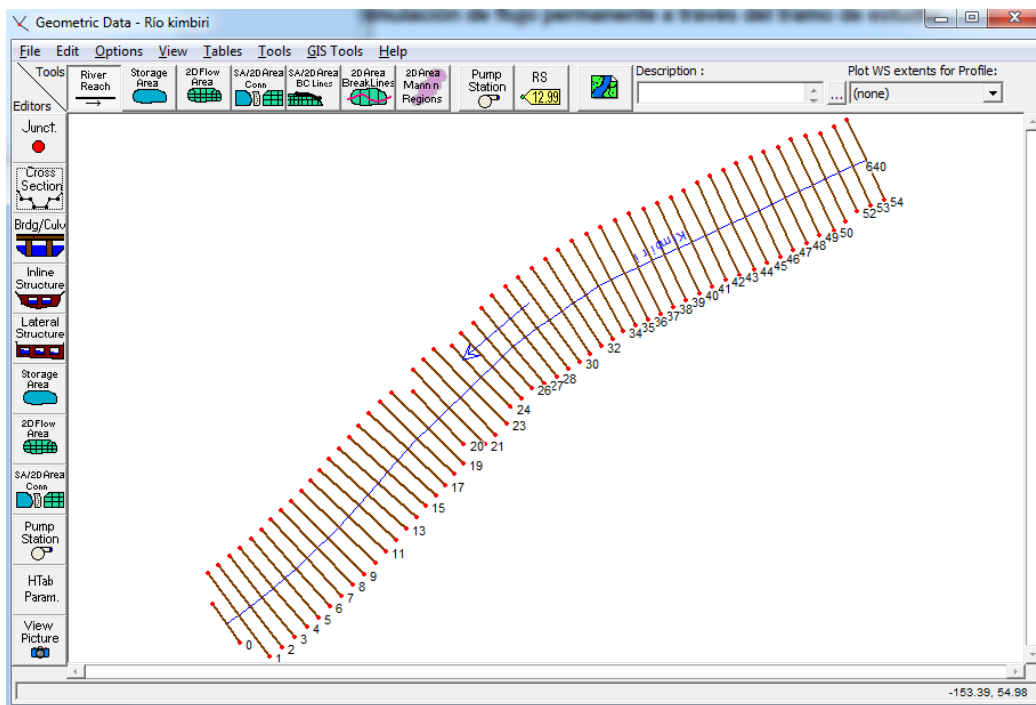
DESCRIPCIÓN	D50 (mm)	D50(in)	S	n
Banco derecho de inundación	200.9	7.91	0.0353	0.037
Canal principal	222.68	8.77	0.0353	0.038
Banco izquierdo de inundación	219.06	8.62	0.0353	0.038

Fuente: Elaboración propia

Simulación de flujo permanente

Teniendo en cuenta el caudal de máximas avenidas para el periodo de retorno de diseño, se muestra los resultados de la simulación en forma completa a través del programa HEC-RAS.

Figura 34. Datos Geométricos del rio Kimbiri.



Fuente: Elaboración propia.

a) Parámetros Hidráulicos

Con el programa HEC-RAS se obtuvieron los siguientes parámetros hidráulicos.

Figura 35. Resultados para un periodo de retorno $T_r=100$ Años

Plan: Plan 01 Kimbiri 640 RS: 20 Profile: PF 1					
Element		Left OB	Channel	Right OB	
E.G. Elev (m)	623.74				
Vel Head (m)	1.62				
W.S. Elev (m)	622.12	20.00	20.00	20.00	
Crit W.S. (m)	622.60				
E.G. Slope (m/m)	0.025227				
Q Total (m3/s)	584.82				
Top Width (m)	94.11				
Vel Total (m/s)	5.63				
Max Chl Dpth (m)	1.14				
Conv. Total (m3/s)	3682.0				
Length Wtd. (m)	20.00				
Min Ch El (m)	620.98				
Alpha	1.00				
Frctn Loss (m)	0.51				
C & E Loss (m)	0.00				
Wt. n-Val.			0.030		
Reach Len. (m)		20.00	20.00	20.00	
Flow Area (m2)			103.80		
Area (m2)			103.80		
Flow (m3/s)			584.82		
Top Width (m)			94.11		
Avg. Vel. (m/s)			5.63		
Hydr. Depth (m)			1.10		
Conv. (m3/s)			3682.0		
Wetted Per. (m)			94.55		
Shear (N/m2)			271.59		
Stream Power (N/m s)			1530.22		
Cum Volume (1000 m3)			40.18		
Cum SA (1000 m2)			39.06		

Fuente: Elaboración propia.

Figura 36. Resultados para un periodo de retorno $T_r=500$ Años

Plan: Plan 01 Kimbiri 640 RS: 20 Profile: PF 2					
Element		Left OB	Channel	Right OB	
E.G. Elev (m)	624.73				
Vel Head (m)	2.30				
W.S. Elev (m)	622.44	20.00	20.00	20.00	
Crit W.S. (m)	623.12				
E.G. Slope (m/m)	0.026253				
Q Total (m3/s)	895.70				
Top Width (m)	95.67				
Vel Total (m/s)	6.71				
Max Chl Dpth (m)	1.45				
Conv. Total (m3/s)	5528.0				
Length Wtd. (m)	20.00				
Min Ch El (m)	620.98				
Alpha	1.00				
Frctn Loss (m)	0.53				
C & E Loss (m)	0.01				
Wt. n-Val.			0.030		
Reach Len. (m)		20.00	20.00	20.00	
Flow Area (m2)			133.39		
Area (m2)			133.39		
Flow (m3/s)			895.70		
Top Width (m)			95.67		
Avg. Vel. (m/s)			6.71		
Hydr. Depth (m)			1.39		
Conv. (m3/s)			5528.0		
Wetted Per. (m)			96.23		
Shear (N/m2)			356.89		
Stream Power (N/m s)			2396.39		
Cum Volume (1000 m3)			53.67		
Cum SA (1000 m2)			42.40		

Fuente: Elaboración propia.

Análisis Fluvial

La socavación se calculará para un evento de periodo de retorno de 500 años (0.25% de probabilidad) para evaluar la fundación del puente bajo una inundación extrema.

El cálculo de la socavación con el software HEC-RAS nos permite calcular la socavación por contracción y socavación local en pilas y estribos. La versión actual del software HEC-RAS permite al usuario evaluar la degradación y agradación a largo plazo.

Aplicando las fórmulas de método de Blench y ecuaciones de diseño se ha obtenido los siguientes resultados para el río Kimbiri en la zona de emplazamiento del puente.

Tabla 26. Anchos estables calculados

Método	B	Y	S
Blench	99.12	6.18	0.0353
Simons y Albertson	46.88	2.92	0.0351

Fuente: Elaboración propia.

Se consideró un ancho de puente según el método de Blench con una luz de 100 m.

Estabilidad

El cálculo de la estabilidad para los diferentes factores de seguridad, deslizamiento, volteo, esfuerzos; factores de sismo, entre otros se han hallado para ambos casos, gaviones y geoesteras, en los cuales se ha realizado un cuadro comparativo de los cálculos realizados

donde se observa el valor de cada uno de estos valores que nos servirán para escoger que criterios deberemos tomar para el diseño de las defensas ribereñas.

Geodinamica externa

Procesos Geodinámicos Externos

En el área de estudio se han podido observar fenómenos de geodinámica externa que se producen en los accesos del puente y en el área de emplazamiento del puente; siendo el proceso de deslizamiento los que pueden sucederse en el acceso de la margen izquierda por la desestabilización de los taludes; y riesgos con factor hidrológico, erosión y socavación, en las riberas de ambas márgenes del puente.

Erosión Fluvial

Este proceso tiene un factor principalmente hidráulico, se desarrolla por el trabajo erosivo del río Kimbiri, sobre sus márgenes, alcanzando un mayor incremento en épocas pluviales y grandes avenidas, por lo que se recomienda obras de encauzamiento y defensas ribereñas.

Deslizamientos

Los deslizamientos constituyen procesos degradativos, que pueden sucederse por la inestabilidad de los taludes de corte en la margen izquierda. Estos procesos alcanzan un incremento de riesgo notable en los períodos pluviales.

Margen Izquierda

Hacia aguas arriba y aguas abajo se presenta problemas de erosión y socavación lateral, que erosiona la terraza natural y que pueden desestabilizar el estribo izquierdo y la seguridad del puente proyectados.

Es necesario construir obras adecuadas de protección y encauzamiento, así como obras de drenaje lateral, por lo que se proyecta un encausamiento y defensas con gaviones de 60 m de longitud aguas arriba y 100 m de longitud aguas abajo.

Margen Derecha

Hacia aguas arriba y aguas abajo se presenta problemas de erosión y socavación, que pueden desestabilizar el estribo derecho y la seguridad del puente proyectado, así mismo hacia aguas abajo del puente se presenta riesgo de inundación en épocas pluviales y grandes avenidas.

Es necesario construir obras adecuadas de protección y encauzamiento, así como obras de drenaje lateral, por lo que se proyecta un encausamiento y defensas con gaviones de 80 m de longitud aguas arriba y 100 m de longitud aguas abajo

Parámetros Sísmicos de Diseño

Se consignan los parámetros mínimos requeridos para un diseño sismo resistente, en concordancia con el Manual de Diseño de Puentes DGSF - MTC, los cuales se considerarán para el cálculo de la fuerza total de un sismo previsible que eventualmente actúe sobre la estructura, definiéndose los factores de sitio, los parámetros para determinar

el coeficiente de respuesta sísmica elástica y el coeficiente de aceleración a partir del plano de isoaceleraciones espectrales.

Zona Sísmica

La normatividad pertinente asume la división del territorio nacional, en cuatro zonas (Manual de Diseño de Puentes), asignándoles sus correspondientes parámetros de aceleraciones máximas de partícula, dentro de un rango de probabilidad de ocurrencia determinada.

Como se muestra en las figuras siguientes, se observa que el proyecto se encuentra ubicado dentro del área de influencia de la **Zona 3**, para la cual se espera que el factor de aceleración máxima del terreno (A_s) sea de **0.489 g**, con una probabilidad de 7% de ser excedida en 75 años, equivalente a un periodo de recurrencia de 1000 años.

Tipo de Suelo y Clase de Sitio

El suelo donde se proyecta la fundación de los tres elementos de apoyo del puente, forma parte de horizontes estratigráficos comunes, con propiedades sedimentológicas y físico - mecánicas similares, las mismas que, de acuerdo a los informes de perforación y prospección geofísica que acompañan al presente documento formando parte del mismo, se exponen a continuación:

- Estratigrafía: Grava pobremente gradada con fragmentos de hasta 12", con arena mal gradada y poco porcentaje de finos

- Velocidad onda de corte: 410 - 735 m/seg

Consiguientemente con lo expuesto, el tipo de suelo descrito corresponde a la categoría de la clase D.

Zonificación Sísmica

A partir de [SD1 = 0,489] y en base a las zonas sísmicas especificadas en el Manual de Diseño de Puentes del MTC, al proyecto le corresponde asignarle la zona sísmica [3] con lo que se corrobora lo expuesto en.

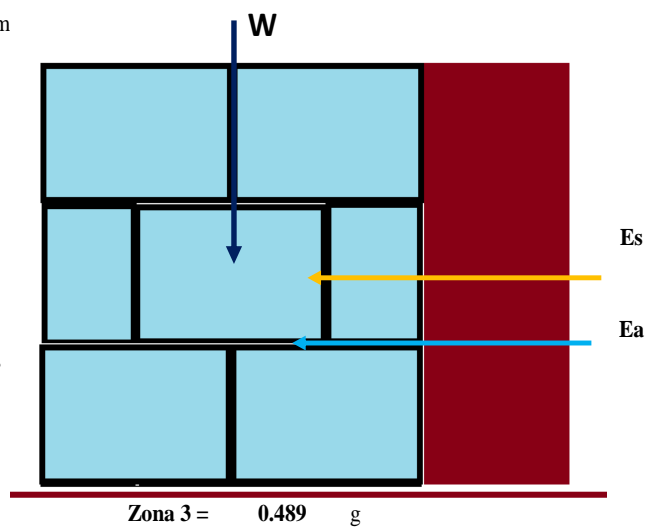
Determinación de la estabilidad de la geoestera

DATOS

Y roca =	2650	kg/m3	Hs =	3	m
Y suelo =	1640	kg/m3			
Phi =	30.1	sexagesimal			
Sadm =	5	kg/cm2			
Ka =	0.33				
Vacios =	10	%			
Gaviones =	6				
Ancho =	1	m			
Alto =	1	m			

Sistema de cargas:

primero determinamos las cargas
W = 14310.0 kg - region simetrica del gavion - 6 cajas
Es = 6997.59 kg
Ea = 2435.4 kg $Ea = 1/2 * Ka * Y_s * h_s^2$



FS volteo:

Fuerza	Magnitud	Brazo	Mo opuesto	Mo activo
W1	14310.0	1.00	14310.0	
Es	6997.59	1.5		10496.385
Ea	2435.4	1.00		2435.4
			14310.0	12931.8
			FSV =	2.10

(>2...ok)

>1.5 dinamico

FS deslizamiento:

Suma FH = 9433.0 kg

Suma FV = 14310.0 kg

Factor de deslizamiento:

f =	0.66	(<0.75...ok) tiene q ser menor a 0.75 <0.85 dinamicos
------------	-------------	--

Factor de fricción por cortec (dato) = 5.0 kg/cm² dato

phi = 30.1 grados dato

A = 4.00 m² area de la base

SFF =	1.80	(>2.00...ok)
--------------	-------------	--------------

>1.5 dinamica ok

FS esfuerzos:Sadm = 5 kg/cm²

Suma FV = 14310 kg

B = 2.5 m

Cálculo del momento respecto del centro de la base:

Fuerza	Magnitud	Brazo	Mcentro
W1	14310	0.00	0.0
Es	6997.59	1.50	10496.4
Ea	2435.4	1.00	2435.4
			12931.8

Mo Hor (-)

Mo Anti (+)

Smax = 18138.5 kg/m² Smax/min = SFV/B +/- 6M/B²1.81 kg/cm²Smin = -6690.5 kg/m²-0.67 kg/cm²

FS(esf) =	2.30	(>2...ok) Fesf.=Sadm/Smax.
------------------	-------------	----------------------------

RESPUESTAS

a) FSV	2.10	ok
b) FSD	0.66	ok
c) FS Esfuerzos	2.30	ok
d) SFF	1.80	ok

Determinación de la estabilidad de la geoestera

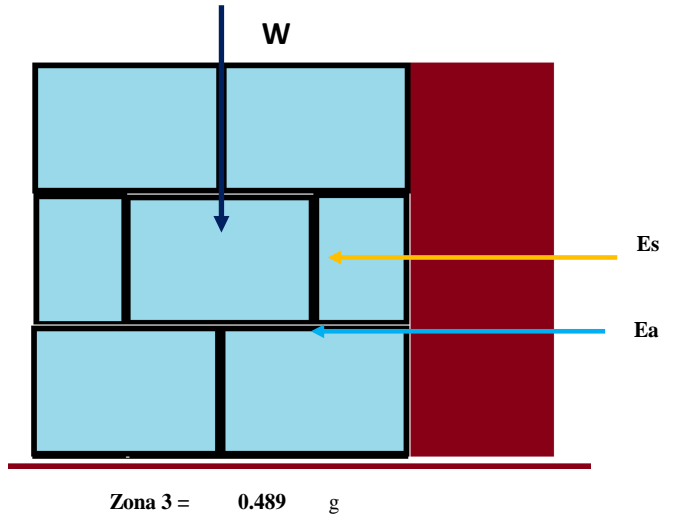
DATOS

Y roca =	2650	kg/m ³
Y suelo =	1640	kg/m ³
Phi =	30.1	sexagesimal
Sadm =	5	kg/cm ²
Ka =	0.33	
Vacios =	30	%
Gaviones =	6	
Ancho =	1	m
Alto =	1	m

Hs = 3 m

Sistema de cargas: primero determinamos las cargas

W = 11130.0 kg - region simetrica del gavion - 6 cajas
 Es = 5442.57 kg
 Ea = 2435.4 kg $Ea = 1/2 * Ka * Ys * hs^2$



FS volteo:

Fuerza	Magnitud	Brazo	Mo opuesto	Mo activo
W1	11130.0	1.00	11130.0	
Es	5442.57	1.5		8163.855
Ea	2435.4	1.00		2435.4
			11130.0	10599.3
			FSV =	1.05

(>2...ok)

>1.5 dinamico

FS deslizamiento:

Suma FH = 7878.0 kg

Suma FV = 11130.0 kg

Factor de deslizamiento:

f =	0.71	(<0.75...ok) tiene q ser menor a 0.75 <0.85 dinamicos
------------	-------------	--

Factor de fricción por cortec (dato) = 2.2 kg/cm² dato

phi = 30.1 grados dato

A = 4.00 m² area de la base

SFF =	0.82	(>2.00...ok)
--------------	-------------	--------------

>1.5 dinamica

FS esfuerzos:Sadm = 5 kg/cm²

Suma FV = 11130 kg

B = 2.5 m

Cálculo del momento respecto del centro de la base:

Fuerza	Magnitud	Brazo	Mcentro
W1	11130	0.00	0.0
Es	5442.57	1.50	8163.9
Ea	2435.4	1.00	2435.4
			10599.3

Mo Hor (-)

Mo Anti (+)

Smax = 14627.3 kg/m² Smax/min = SFV/B +/- 6M/B²1.46 kg/cm²Smin = -5723.3 kg/m²-0.57 kg/cm²

FS(esf) =	3.42	(>2...ok) Fesf.=Sadm/Smax.
------------------	-------------	----------------------------

RESPUESTASa) FSV **1.05** NO CUMPLEb) FSD **0.71** okc) FS Esfuerzos **3.42** okd) SFF **0.82** NO CUMPLE

Como se puede observar en los calculos realizados de la estabilidad para cada defensa, tanto para geoesteras y gaviones, se observa la siguiente tabla:

Tabla 27. Cálculos de la estabilidad de los gaviones y geoesteras

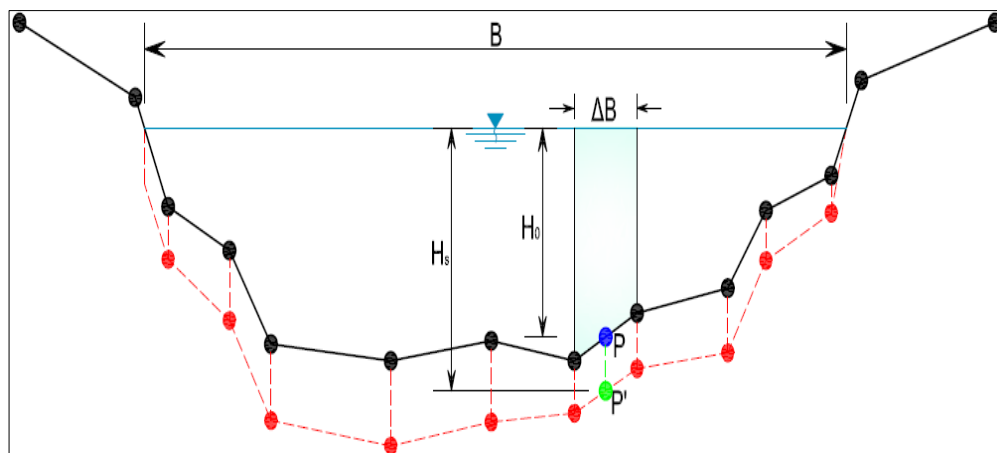
Factores	Geoesteras		Gaviones	
	Resultado	Observación	Resultado	Observación
Deslizamiento	0.66	Cumple	0.71	Cumple
Volteo	2.10	Cumple	1.05	No cumple
Esfuerzos	2.30	Cumple	3.42	Cumple

Fuente: Elaboración propia

4.3 Determinar los criterios de dimensionamientos en el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras para la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri, ubicado en el distrito de Kimbiri, La Convención, Cusco.

El criterio de erosión es producto del incremento del caudal del flujo (mayor velocidad, siempre en cuando se mantiene el área de la sección transversal mojada), aumentando la capacidad de arrastre de la corriente, con la que se inicia a degradar el material de fondo (generalmente en la línea de thalweg). Ahora, al descender el fondo, aumenta gradualmente el área hidráulica, donde se reduce paulatinamente el valor medio de la velocidad de la corriente y por ende la capacidad de arrastre, hasta el momento en que se alcanza un estado de equilibrio.

Figura 37. Esquematación de la socavación generalizada

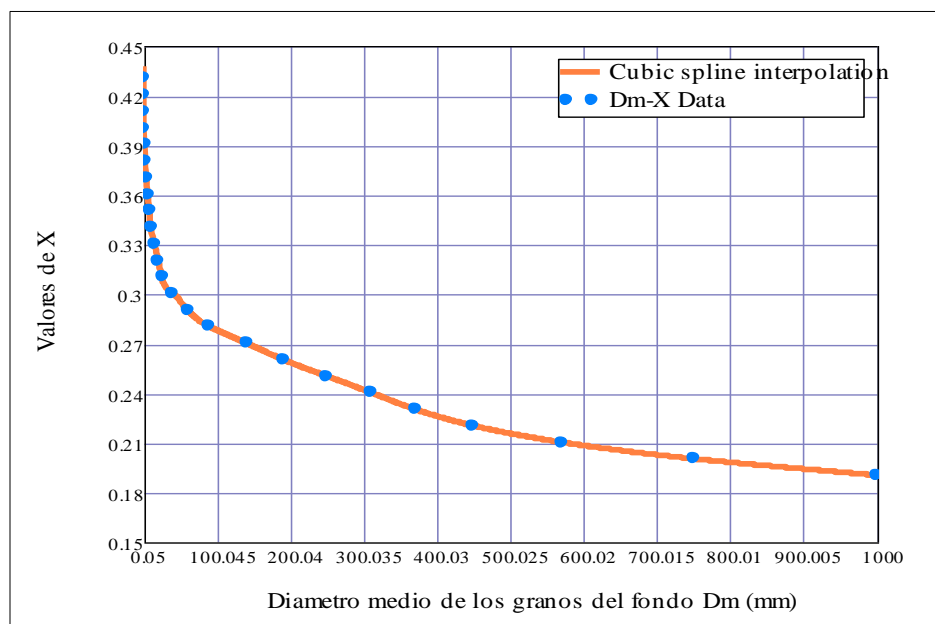


Fuente: Elaboración propia

Socavación general para suelos no cohesivos: el lecho del río Kimbiri está formada por arena y grava mal graduada y la fórmula de (Lischtván - Levediev) se aplica a los tipos de suelos (granos sueltos, arena, gravas, etc).

$$H_s = \left(\frac{QP^{2/3} H_0^{5/3}}{0,68\varphi\mu A^{5/3} d_m^{0,28}} \right)^{\frac{1}{1+X}}$$

Figura 38. Valores de X para suelos no cohesivos.



Fuente: Elaboración propia.

De los datos calculados en hidrología e hidráulica se toma algunos datos y considerando un periodo de retorno de 500 años según como indica el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014). Para el río Kimbiri se tiene los siguientes datos de los cálculos hidráulicos por el software HEC-RAS:

Tabla 28. Cálculos hidráulicos para el proyecto en Hec-Ras

Q	A	P	T	Dm	H	ϕ	μ	X
895.7	515	188.52	500	219.06	609.75	0.77005	1	0.25495

Fuente: Elaboración propia.

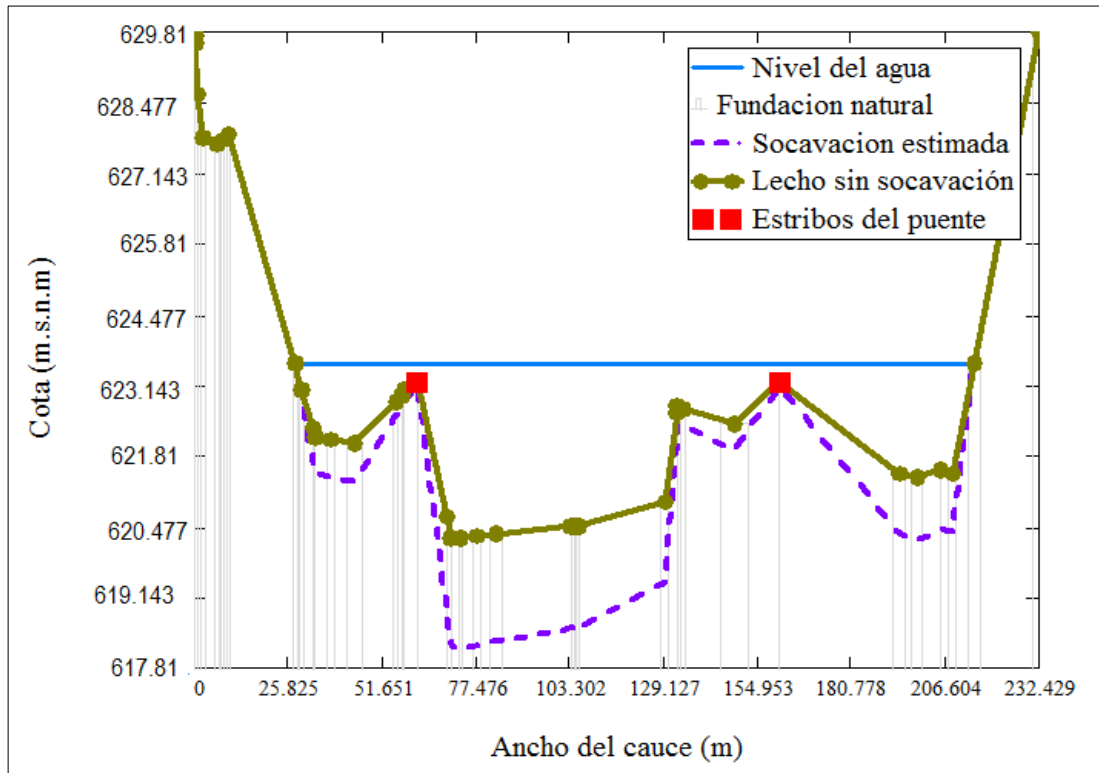
Aplicando la fórmula de Lischtván – Levediev para suelos no cohesivos se tiene los siguientes resultados.

Tabla 29. Socavación general según (Lischtván - Levediev)

Coordenadas de la Sección		Nivel de agua (m.s.n.m)	Tirante (m)	Altura columna de agua H_0 (m)	Profundidad de socavación H_s (m)	Nivel Fondo Socavado (m.s.n.m)
X	Z					
27.43	623.56	623.56	3.28	0	0	623.56
29.5	623.07	623.56	3.28	0.49	0.17	622.9
32.49	622.36	623.56	3.28	1.2	0.55	621.81
33.1	622.15	623.56	3.28	1.41	0.68	621.47
37.15	622.12	623.56	3.28	1.44	0.7	621.42
43.89	622.06	623.56	3.28	1.5	0.73	621.33
55.12	622.85	623.56	3.28	0.71	0.27	622.58
56.63	622.94	623.56	3.28	0.62	0.23	622.71
57.52	623.05	623.56	3.28	0.51	0.18	622.87
61.08	623.21	623.56	3.28	0.35	0.11	623.1
61.08	623.21	623.56	3.28	0.35	0.11	623.1
61.33	623.22	623.56	3.28	0.34	0.1	623.12
61.33	623.22	623.56	3.28	0.34	0.1	623.12
61.33	623.22	623.56	3.28	0.34	0.1	623.12
77.64	620.31	623.56	3.28	3.25	2.05	618.26
82.77	620.35	623.56	3.28	3.21	2.02	618.33
103.38	620.47	623.56	3.28	3.09	1.92	618.55
104.41	620.48	623.56	3.28	3.08	1.92	618.56
105.03	620.48	623.56	3.28	3.08	1.91	618.57
105.65	620.49	623.56	3.28	3.07	1.91	618.58
105.67	620.49	623.56	3.28	3.07	1.91	618.58
129.61	620.96	623.56	3.28	2.6	1.52	619.44
132.59	622.62	623.56	3.28	0.94	0.4	622.22
132.83	622.76	623.56	3.28	0.8	0.32	622.44
134.29	622.72	623.56	3.28	0.84	0.34	622.38
148.71	622.43	623.56	3.28	1.13	0.5	621.93
161.08	623.22	623.56	3.28	0.34	0.1	623.12
161.08	623.22	623.56	3.28	0.34	0.1	623.12
161.08	623.22	623.56	3.28	0.34	0.1	623.12
194.01	621.49	623.56	3.28	2.07	1.13	620.36
198.63	621.4	623.56	3.28	2.16	1.19	620.21
205.16	621.55	623.56	3.28	2.01	1.09	620.46
205.17	621.55	623.56	3.28	2.01	1.09	620.46
208.44	621.51	623.56	3.28	2.05	1.12	620.39
214.39	623.56	623.56	3.28	0	0	623.56

Fuente: Elaboración propia.

Figura 39. Socavación según (Lischtvan - Levediev)



Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 29, los valores en negrita corresponden a la socavación general en el estribo izquierdo y derecho siendo estos de 0.11 m y 0.10m así mismo se observa una socavación máxima de 2.08 m que corresponde a un nivel de fondo socavado de 618.20 m.s.n.m.

4.4 Calcular el dimensionamiento en el análisis comparativo entre gaviones y geoesteras para la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri, ubicado en el distrito de Kimbiri, La Convención, Cusco.

Para el dimensionamiento de la defensa ribereña a utilizar se tomó en cuenta la granulometría de la zona del proyecto de los estudios geotécnicos, factores que influyen en el llenado de geoesteras y gaviones, período de vida útil, entre otros parámetros hidráulicos obtenidos anteriormente.

Diseño de Gaviones

Como las velocidades halladas en el análisis hidráulico para los diferentes tiempo de retorno, en este caso $t_r=500$ años para cálculos de socavaciones, son mayores a la velocidad recomendada (<4.00 m/s) y además el diámetro medio del material para enrocado es propiamente del lugar con medidas de 2" a más, no se recomienda el uso de gaviones para éste proyecto, además la vida útil de estos tipos de defensa son aproximadamente 25 años, siendo la vida útil del puente 145 años.

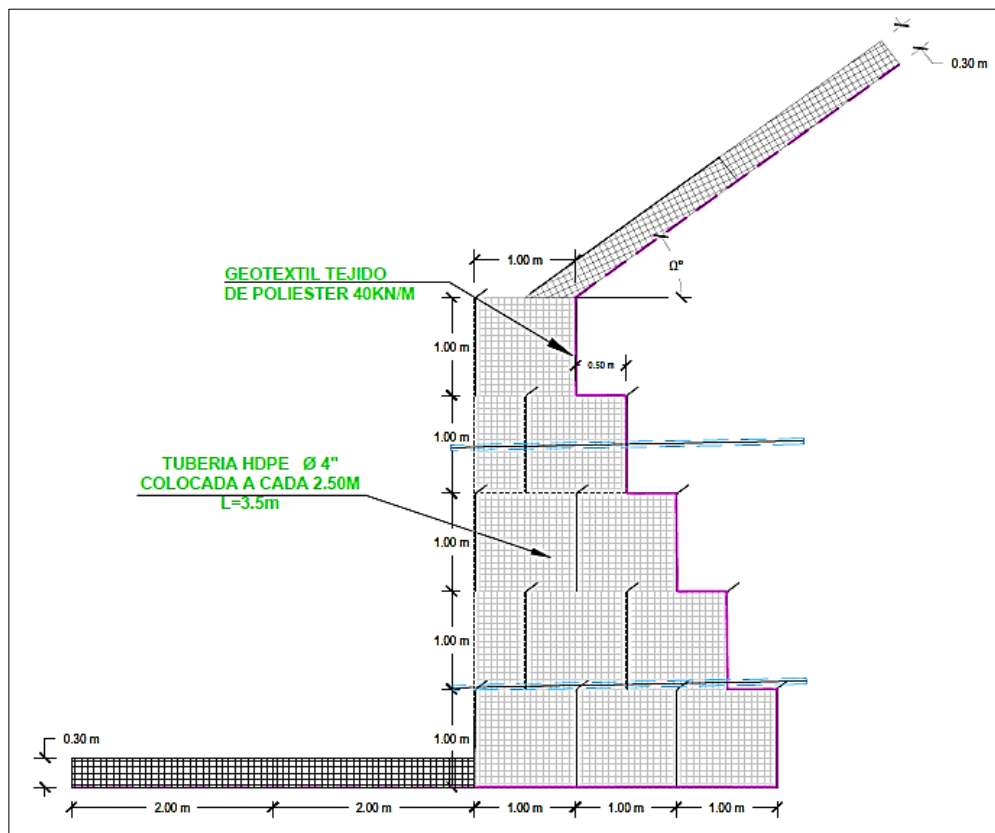
Diseño de Geoesteras

Para el proyecto se recomienda el uso de geoesteras pues debido que en la zona no hay material para enrocado; lo único factible es utilizar materiales del lugar, en este caso

en el cauce hay presencia de cantos rodados mayores a 2"; las geoesteras son sistemas de protección de orillas que se utilizan para formar estructuras de protección a borde y bajo agua, y permiten soportar velocidades mayores a los 7.5 m/s.

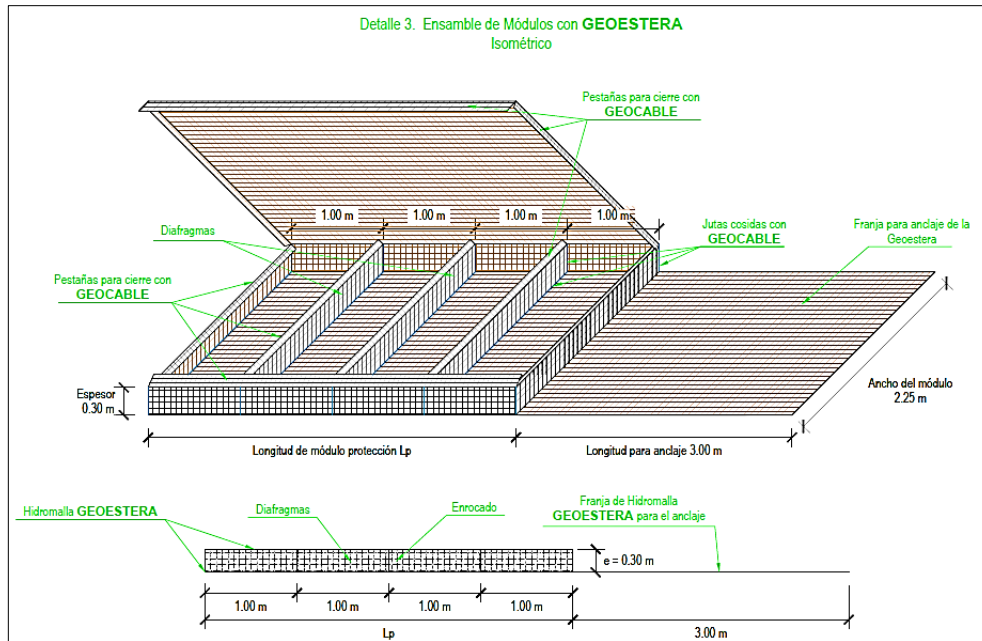
Dimensionamiento de geoesteras

Figura 40. Dimensiones de Geoesteras (vista lateral)



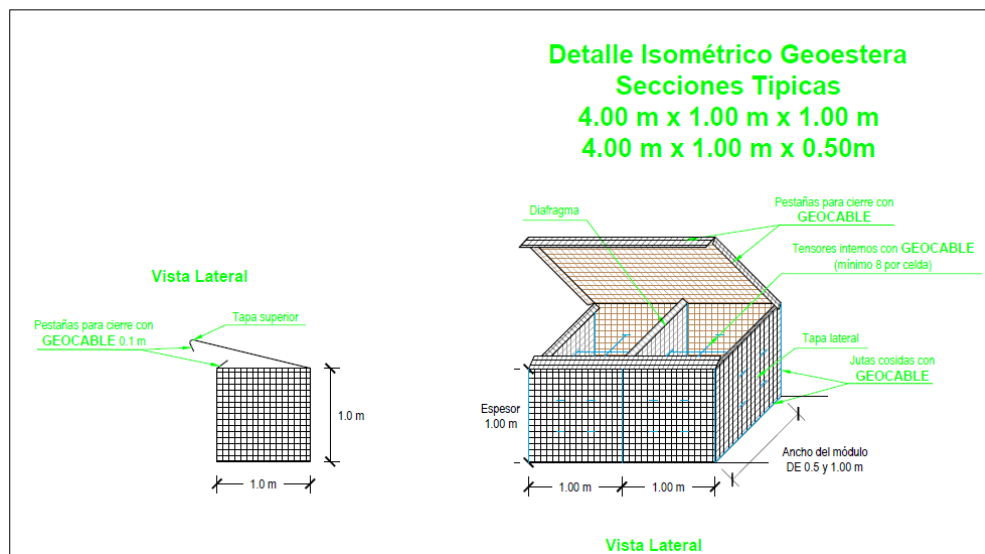
Fuente: Elaboración propia

Figura 41. Dimensiones de Geoesteras.



Fuente: Elaboración propia

Figura 42. Dimensiones de Geoesteras



Fuente: Elaboración propia

Para la defensa ribereña se consideró a criterio las siguientes longitudes de protección al ingreso y salida al puente:

- Aguas arriba

margen derecha en $L= 80\text{m}$

margen izquierda en $L= 60\text{ m}$

- Aguas abajo

margen derecha en $L= 40\text{m}$

margen izquierda en $L= 40\text{ m}$

Presupuesto

Presupuesto referencial - Gaviones

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/)	Parcial (S/)
01	TRABAJOS PRELIMINARES Y PROVICIONALES				286,362.95
01.01	Campamento	glb	1.00	208,184.00	208,184.00
01.02	Cartel de obra	und	1.00	950.00	950.00
01.03	Limpieza de cauce	m2	4,074.08	4.87	19,840.77
01.04	Movilización y desmovilización de equipo mecánico	glb	1.00	15,948.20	15,948.20
01.05	Excavación masiva con maquinaria	m3	109.10	147.54	16,096.61
01.06	Eliminación de material excedente de corte carguío y transporte	m3	3,434.06	7.38	25,343.36
02	SALUD Y SEGURIDAD				11,430.00
02.01	Equipos de protección individual	glb	1.00	6,548.50	6,548.50
02.02	Señalización temporal de seguridad	mes	10.00	438.15	4,381.50
02.03	Recursos para respuestas ante emergencias de seguridad y salud durante el trabajo	glb	1.00	500.00	500.00
03	SISTEMA DE DEFENSA RIBEREÑA				
03.01	GAVION				1,968,576.72
03.01.01	Trazo y replanteo	m2	8,950.50	1.04	9,308.52
03.01.02	Excavación para estructuras	m3	12,633.40	20.79	262,648.39
03.01.03	Enmallado para gaviones	m2	4,240.80	14.90	63,187.92
03.01.04	Relleno para estructuras	m3	2,950.67	553.58	1,633,431.90
04	MITIGACION DE IMPACTO AMBIENTAL				14,844.06
04.01	Limpieza de terreno	m2	2,285.42	2.86	6,536.30
04.02	Reforestación con plantas nativas	m	200.00	4.50	900.00
04.03	Suministro e instalación provisional de baños móviles	und	2.00	3,558.56	7,117.12
04.04	Operación y mantenimiento provisional de baños móviles	und	2.00	145.32	290.64
05	FLETE TERRESTRE				28,063.46
05.01	Transporte de material para gavión	m3	3,525.56	7.96	28,063.46
	TOTAL (S/)				2,309,277.19
	GASTOS GENERALES (S/)		5%		115,463.86
	UTILIDAD (S/)		10%		230,927.72
	SUBTOTAL (S/)				2,655,668.77
	IGV (S/)		18%		478,020.38
	TOTAL GENERAL (S/)				3,133,689.15

Presupuesto referencial - Geoesteras

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/)	Parcial (S/)
01	TRABAJOS PRELIMINARES Y PROVINCIONALES				286,362.95
01.01	Campamento	glb	1.00	208,184.00	208,184.00
01.02	Cartel de obra	und	1.00	950.00	950.00
01.03	Limpieza de cauce	m2	4,074.08	4.87	19,840.77
01.04	Movilización y desmovilización de equipo mecánico	glb	1.00	15,948.20	15,948.20
01.05	Excavación masiva con maquinaria	m3	109.10	147.54	16,096.61
01.06	Eliminación de material excedente de corte carguío y transporte	m3	3,434.06	7.38	25,343.36
02	SALUD Y SEGURIDAD				11,430.00
02.01	Equipos de protección individual	glb	1.00	6,548.50	6,548.50
02.02	Señalización temporal de seguridad	mes	10.00	438.15	4,381.50
02.03	Recursos para respuestas ante emergencias de seguridad y salud durante el trabajo	glb	1.00	500.00	500.00
03	SISTEMA DE DEFENSA RIBEREÑA				
03.01	GEOESTERAS				1,592,117.63
03.01.01	Trazo y replanteo	m2	8,950.50	1.04	9,308.52
03.01.02	Excavación para estructuras	m3	12,633.40	16.79	212,114.79
03.01.03	Geotextil tejido de poliester	m2	4,240.80	6.62	28,074.10
03.01.04	Protección de geoesteras	m3	3,467.04	356.12	1,234,682.28
03.01.05	Tubería HDPE D=4"	m	801.60	17.23	13,811.57
03.01.06	Relleno para estructuras con material propio	m3	2,950.67	31.90	94,126.37
04	MITIGACION DE IMPACTO AMBIENTAL				14,844.06
04.01	Limpieza de terreno	m2	2,285.42	2.86	6,536.30
04.02	Reforestación con plantas nativas	m	200.00	4.50	900.00
04.03	Suministro e instalación provisional de baños móviles	und	2.00	3,558.56	7,117.12
04.04	Operación y mantenimiento provisional de baños móviles	und	2.00	145.32	290.64
	TOTAL (S/)				1,904,754.64
	GASTOS GENERALES (S/)		5%		95,237.73
	UTILIDAD (S/)		10%		190,475.46
	SUBTOTAL (S/)				2,190,467.83
	IGV (S/)		18%		394,284.21
	TOTAL GENERAL (S/)				2,584,752.04

Tabla 30. Resumen de presupuestos referenciales

	Gaviones	Geoesteras
Presupuesto	S/ 3'133,689.15	S/ 2'584,752.04

Fuente: Elaboración propia

Se observa que en base a los dos presupuestos referenciales en la presente investigación dan como resultado S/ 3'133,689.15 y S/ 2'584,752.04 para gaviones y geoesteras respectivamente, siendo más óptimas en costo las geoesteras como defensa ribereña con un 18% menos que el costo de los gaviones.

V. Discusión de resultados

El análisis comparativo entre gaviones y geoesteras en la defensa ribereña para la construcción del puente Kimbiri permite comparar dos tipos de obras de encauzamiento el cual el uso de uno de ellos puede ser la mejor decisión al momento de las crecidas de los ríos en épocas de máximas avenidas, y de esta manera poder evitar desbordamientos y próximas inundaciones como sucedieron años anteriores.

Para el caso del proyecto, luego de analizar los estudios geotécnicos, topográficos y cálculos correspondientes se optó el uso de geoesteras en ambas margenes tanto aguas arriba como aguas abajo.

A continuación se mostrarán comparaciones entre antecedentes y los resultados obtenidos en el presente proyecto, encontrándose similitudes y diferencias de los mismos:

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje 2014, menciona relaciones entre el material y la abertura de la malla, siendo esta 1.5 veces más grandes de las aberturas y homogéneas ya que de esta manera no se produce pérdidas de material a través de las mallas.

Al observar el material de canto rodado existente en el lecho del río en la zona del proyecto se optó por el uso de geoesteras pues el tamaño de las piedras eran mayores de 2" y las aberturas de la mallas del gavión no eran adecuadas para este tipo de defensa. Siendo las aberturas de la malla de las geoesteras mucho menores a las del gavión. El material de relleno disipa de una manera adecuada las fuerzas emitidas por el caudal y de esta manera evita deslizamientos y pérdida de material del mismo.

Lujan (2017) en su investigación titulada “Uso de gaviones para mejorar la defensa ribereña del Rio Huaycoloro, zona de Huachipa distrito de Lurigancho”, obtiene como resultado una mejora de los gaviones en un 20,25% en el índice de resistencia a la erosión, también se verifica la mejora de la socavación en un 27,83%, sin embargo, en los calculos realizados en la estabilidad del gavión en la tabla 27 muestran que este tipo de defensa ribereña no cumple con todos los parámetros de seguridad que son requeridos, además se observa que las geoesteras tienen mayor estabilidad y mejor resistencia a la erosión en comparación a los gaviones.

Aguilar (2016) en su investigación titulada “Comparación técnica entre el uso de gaviones y geoceldas como estructuras de defensa ribereña”, obtiene como resultado que las geoceldas poseen una superficie más lisa que los gaviones. Identificó las variables técnicas que permiten la comparación entre ambos revestimientos. Las variables definidas son las siguientes: La resistencia a la erosión y durabilidad, la rugosidad de la superficie y la estabilidad del sistema de protección. Siendo mejor opción las geoceldas además que están recubiertas con geosintéticos al igual que las geoesteras, éstas cumplen con la misma función en resistencia y durabilidad, ya que al tener menor porcentaje de vacíos incrementan así su densidad y por ello una mejor estabilidad y esto se puede observar en la tabla 27.

VI. Conclusiones

Se evaluó que las geoesteras influyen de manera positiva en comparación a los gaviones en la estabilidad de la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri, ya que al tener menor abertura en el enmallado y no como los gaviones, estas permiten tener menor porcentaje de vacíos y de esta manera incrementar su densidad, y es por ello que tiene una mejor estabilidad.

Se determinó que la influencia del factor de seguridad de volteo de la geoestera con respecto al factor de seguridad de los gaviones es de 2.10 y 1.05 respectivamente, siendo el primero más estable ya que el factor de seguridad de volteo de los gaviones no cumple con los parámetros mínimos para la estabilidad de la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri. (ver tabla 27)

Se determinó que la influencia del factor de seguridad de desplazamiento de la geoestera con respecto al factor de seguridad de los gaviones es de 0.66 y 0.71 respectivamente, siendo el segundo ligeramente más estable para la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri, sin embargo, deben cumplir todos los parámetros para poder tener una mejor estabilidad. (ver tabla 27)

Se determinó que la influencia del factor de seguridad de los esfuerzos de la geoestera con respecto al factor de seguridad de los gaviones es de 2.30 y 3.42 respectivamente, para la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri, sin embargo, deben cumplir todos parámetros para poder tener una mejor estabilidad (ver tabla 27).

Se evaluó que las geoesteras influyen de manera óptima con un 18% menos a los costos respecto a los gaviones en la estabilidad de la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri (ver tabla 30).

VII. Recomendaciones

Es recomendable el uso de las geoesteras porque influyen de manera positiva respecto a los gaviones , además permite tener menor porcentaje de vacíos incrementando así su densidad y por ello una mejor estabilidad.

Se recomienda las geoesteras por tener un factor de seguridad de volteo más estable respecto al de los gaviones ya que cumplen con los parametros requeridos para su uso. (ver tabla 27)

Se recomienda las geoesteras por tener un factor de seguridad de desplazamiento que cumplen con los parametros requeridos para su uso y de esta manera la estabilidad de la misma sea optima para la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri. (ver tabla 27)

Se recomienda las geoesteras por tener un factor de seguridad de los esfuerzos que cumplen con los parametros requeridos para su uso y de esta manera la estabilidad de la misma sea optima para la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri. (ver tabla 27)

Se recomienda las geoesteras ya que influyen de manera óptima respecto a los gaviones minimizando en un 18% los costos en la estabilidad de la defensa ribereña en la construcción del puente Kimbiri (ver tabla 30).

VIII. Referencias

- Aguilar, D. (2016). *Comparación técnica entre el uso de gaviones y geoceldas como estructuras de defensa ribereña* (Tesis de Pregrado), Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Arias, L. (2015). *Diseño de defensa ribereña utilizando geoceldas en la carretera Villa Rica - desvío Iscozacín (Km. 31.8 – Km. 31.98), Oxapampa – Pasco* (Tesis de Pregado), Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima, Perú.
- Chen, X. (2014). *An improved experimental method for simulating erosion processes by concentrated channel flow.*
- Chow, V. (1994). *Hidrología Aplicada*. Bogotá: McGrew-Hill Interamericana S.A.
- Mendoza, C. (2019). *Alternatives for erosion control by using conventional coverage, non-conventional coverage and revegetation.* [online] Revistas.unal.edu.co. Recuperado de: <https://revistas.unal.edu.co/index.php/ingenv/article/view/26390/33647>
- Einstein H. (1952). *River Channel Roughness*. USA: Washington DC..
- Escudero, J. (2011.). *Defensas ribereñas con Geosintéticos y Gaviones.* . Lima: CIDELSA.
- Geomatrix (s.f.). *Guía de Ensamble de Geoesteras.*
- Gomez, F. (2018). *Propuesta de diseño de defensas ribereñas en el rio Locumba, anexo de Oconchay, zona rural del distrito Ilabaya, provincia de Jorge Basadre Grohmann - Tacna* (Tesis de Pregrado), Universidad Privada de Tacna, Tacna, Perú.

- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación*. Mexico: Mc Graw Hill.
- Jasen, P. (1979). *Flood control and drainage of the flood plain. Principles of river engineering: The non-tidal alluvial river*. London: Pitman.
- Lujan, J. (2017). *Uso de gaviones para mejorar la defensa ribereña del Rio Huaycoloro, zona de Huachipa distrito de Lurigancho, Lima 2017* (Tesis de Pregrado), Universidad César Vallejo, Lima, Perú.
- Maccaferri (2015). *Defensas Ribereñas y Obras Transversales*. Lima: Catálogo Maccaferri.
- Ministerio de Agricultura y Riego (2019). *Ley de los Recursos Hídricos*. Lima: Autoridad Nacional del Agua.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2013). *Manual de Diseño de Puentes*. Lima: 4ta.ed: MTC.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2013). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. Lima: 4ta.ed: MTC.
- Monsalve, G. (1999). *Hidrología en la Ingeniería*. Mexico D.F: Alfaomega.
- Presto, L. (2010). *Consideraciones generales de diseño. El sistema GeoWeb de protección de canales*.
- Prosser, I. (2001). *Large-scale patterns of erosion and sediment transport in river networks, with examples from Australia*. Australia: Mar. Freshw. Res.
- Rocha, A. (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial*. Lima: Facultad de Ingeniería Civil- Universidad Nacional de Ingeniería.

- Sampieri, R. (2006). *Metodología De La Investigación. Cuarta Edición*. México: McGraw-Hill Interamericana.
- Soto, H. (2009.). *La Aplicacion de Geosintéticos a Terraplenes*.
- Suárez, J. (2001). *Revestimiento con bloques de concreto. Control de erosión en zonas tropicales*. Bucaramanga-Colombia: Instituto de investigaciones sobre erosión y deslizamientos.
- Terán, R. (1998). *Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas*. Lima, Perú: Escuela Superior de Administración de Aguas "CHARLES SUTTON".
- Valderrama, S. (2015). *Pasos para elaborar proyectos de investigación científica*. Lima, Perú: Editorial San Marcos.
- Vasquez, L. (2018). *Diseño de defensas ribereñas y su aplicación en el cauce del río la Leche, distrito de Pacora – Lambayeque* (Tesis de Pregrado), Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclaro, Perú.
- Vide, M. (2008). *Ingeniería de ríos*. México D.F.: Alfaomega.

IX. Anexos

Foto N.º 01. Sección Transversal y puente colgante existente sobre el río Kimbiri.



Fuente: Propia.

Foto N.º 02. Inundación de viviendas en los márgenes del río Kimbiri.



Fuente: RPP

Foto N.º 03. Vista del río Kimbiri aguas arriba del puente peatonal existente.



Fuente: Propia.

Foto N.º 04. Vista del río Kimbiri aguas abajo del puente peatonal existente.



Fuente: Propia.

Foto N.º 05. Vista del lecho y la granulometría del río Kimbiri.



Fuente: Propia.

Foto N.º 06. Vista de la confluencia del río Kimbiri con el río Apurímac.



Fuente: Propia.