

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PUCP

Análisis Comparativo de Soluciones de Defensa Ribereña para el Puente

Tahuamanu – Madre de Dios: Sistema de gaviones y Geo estructuras

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

AUTOR

Carlos Augusto Urteaga Huamán

ASESOR:

Guillermo José Zavala Rosell

Lima, Julio 2019

RESUMEN

En la actualidad, una de las preocupaciones más recurrentes en la ingeniería civil es la erosión de taludes expuestos a la acción dinámica de flujos de agua de ríos y quebradas, más aún en aquellos donde se tiene estructuras importantes como puentes o carreteras. Ante ello, es de vital importancia conocer los diferentes sistemas de atenuación que se pueden implementar para mitigar la problemática expuesta y así proteger, de forma segura, los taludes colindantes a los ríos. En nuestro país, los sistemas de defensa ribereña se limitan, en su mayoría, a utilizar soluciones convencionales con material granular (grava), los cuales resultan eficientes y de rápida ejecución en sectores en donde se cuenta con dicho material. Sin embargo, existen zonas en donde el material granular es inexistente y ejecutar un sistema que tenga como material predominante la grava resulta económicamente inviable. El presente trabajo desarrolla el análisis comparativo de dos alternativas de solución de Defensa Ribereña para el Puente Tahuamanu: Sistema de Gaviones y Geo estructuras, tanto en el aspecto técnico como económico. De la evaluación y análisis realizado, se desarrolla la solución más viable en su etapa de diseño como en su ejecución.

El objetivo principal de este trabajo es contribuir al desarrollo de nuevas alternativas de Defensa Ribereña con un sistema de geo estructuras. En primer lugar, se expone y evalúa los problemas de erosión y socavación que se presentan en las riberas del río Tahuamanu, analizando y describiendo las características principales de los suelos, flujos de agua y materiales predominantes en la zona de estudio. Luego de conocer a detalle la problemática presentada y las características del sector, se idealizan dos escenarios de posibles soluciones: Sistema de Gaviones y Geo estructuras, con la finalidad de desarrollar un análisis técnico y económico de ambas soluciones e identificar la solución más viable para atenuar la problemática presentada. Posteriormente, se describen las características más relevantes de las estructuras a implementar, su diseño y; finalmente, su proceso constructivo. Para culminar con el estudio realizado, se presenta un capítulo con el análisis de los resultados obtenidos y un último capítulo con las conclusiones y lecciones aprendidas durante el desarrollo de la presente tesis; en la cual se concluye que la solución más viable, tanto técnica como económica, es la implementación de un Sistema de Defensa Ribereña con Geo estructuras para proteger las riberas del río Tahuamanu en la zona de estudio.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis padres, Augusto y Pilar, a mis hermanas, Tania, Sandra y Adriana, a mis familiares y amigos por el constante apoyo brindado durante la elaboración del presente trabajo.

Carlos Augusto Urteaga Huamán



TABLA DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 OBJETIVOS:	2
1.2.1 Objetivo General:	2
1.2.2 Objetivos Específicos:.....	2
1.3 ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN:.....	2
1.4 ANTECEDENTES	3
CAPÍTULO 2: SITUACIÓN A INVESTIGAR	4
2.1 CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE TAHUAMANU	4
2.2 EVALUACIÓN DEL PROBLEMA.....	6
2.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	12
2.4 ESTUDIOS REALIZADOS	16
2.4.1 Estudio de Suelos.....	16
2.4.2 Estudio de Hidrología	22
CAPÍTULO 3: MARCO TEÓRICO.....	38
3.1 DESCRIPCIÓN DE SISTEMAS DE DEFENSA RIBEREÑA.....	38
3.1.1 Sistema de Gaviones.....	38
3.1.2 Sistema de Geo estructuras	43
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS PRELIMINAR DE DEFENSAS RIBEREÑAS.....	48
4.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE POSIBLES SISTEMAS DE DEFENSA	48
4.1.1 Predimensionamiento de Protección Ribereña con Gaviones:.....	49
4.1.2 Predimensionamiento de Protección Ribereña con Geoestructuras:.....	52
4.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE DIQUES DE PROTECCIÓN	53
4.2.1 Análisis de Estabilidad de Talud Natural – Sector Puente Tahuamanu	55
ANÁLISIS SEUDO ESTÁTICO:.....	56
4.2.2 Análisis de Estabilidad del Talud con Sistema de Gaviones	57
4.2.3 Análisis de Estabilidad del Talud con Sistema de Geoestructuras.....	60
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS ECONÓMICO DE SISTEMAS DE DEFENSA.....	63
5.1 ANÁLISIS ECONÓMICO DEL SISTEMA DE DEFENSA RIBEREÑA CON GAVIONES	64
5.1.1 Resumen de Metrados – Sistema de Gaviones	67
5.1.2 Presupuesto – Sistema de Gaviones.....	69

5.2 ANÁLISIS ECONÓMICO DEL SISTEMA DE DEFENSA RIBEREÑA CON GEOESTRUCTURAS	70
5.2.1 Resumen de Metrados – Sistema de Geoestructuras.....	74
5.2.2 Presupuesto – Sistema de Geoestructuras.....	76
CAPÍTULO 6: DISEÑO FINAL DE SISTEMA DE GEO ESTRUCTURAS	78
6.1 CARÁCTERÍSTICAS DE LAS GEOESTRUCTURAS.....	78
6.1.1 Características del Geotextil Tejido para los Tubos de Geotextil.....	78
6.2 CRITERIOS DE DISEÑO DEL DIQUE DE LAS GEOESTRUCTURAS	80
CAPÍTULO 7: PROCESO CONSTRUCTIVO.....	83
7.1 OBRAS PRELIMINARES:	83
7.2 OBRAS PROVISIONALES:.....	84
7.3 MOVIMIENTO DE TIERRAS:	86
7.4 COLOCACIÓN, LLENADO Y DISPOSICIÓN FINAL DE DIQUES DE GEOESTRUCTURAS.....	88
CAPÍTULO 8: ANÁLISIS FINAL DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS	92
CAPÍTULO 9: CONCLUSIONES Y LECCIONES APRENDIDAS	97
9.1 CONCLUSIONES	97
9.2 LECCIONES APRENDIDAS	98
BIBLIOGRAFÍA	100

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N°01: Ensayos realizados en la zona del Puente Tahuamanu.....	19
Tabla N°02: Resumen de resultados de los ensayos de laboratorio de las muestras alteradas de la margen derecha.....	20
Tabla N°03: Resumen de resultados de los ensayos de laboratorio de las muestras inalteradas de la margen derecha	21
Tabla N°04: Resumen de resultados de los ensayos de laboratorio de las muestras alteradas de la margen izquierda.....	21
Tabla N°05: Parámetros Geomorfológicos de la cuenca del río Tahuamanu.....	22
Tabla N°06: Características de las estaciones pluviométricas más importantes en la Zona de Estudio.....	24
Tabla N°07: Registro de Precipitaciones Máximas de 24 horas (mm).....	26
Tabla N°08: Caudales en la Región 06 y 07 para diferentes periodos de retorno (Tr).29	
Tabla N°09: Características de las subcuencas del río Tahuamanu.....	30
Tabla N°10: Tiempos de retardo de las subcuencas del río Tahuamanu.....	32
Tabla N°11: Caudales pico de las subcuencas del río Tahuamanu.....	33
Tabla N°12 Caudales máximos obtenidos para cada subcuenca del río Tahuamanu..	34
Tabla N°13: Caudales máximos, para diferentes periodos de retorno, obtenidos aplicando el método del Hidrograma Unitario de Snyder.....	36
Tabla N°14: Características de los materiales para el Análisis de Estabilidad del Talud con Sistema de Gaviones.....	57
Tabla N°15: Características de los materiales para el Análisis de Estabilidad del Talud con Sistema de Geo estructuras.....	60
Tabla N°16: Resumen de Metrados – Dique con Gaviones (Margen Derecha).....	65
Tabla N°17: Resumen de Metrados – Dique con Gaviones (Margen Izquierda).....	66
Tabla N°18: Resumen de Metrados – Sistema de Gaviones.....	68

Tabla N°19: Presupuesto Referencial – Sistema de Gaviones.....	69
Tabla N°20: Resumen de Metrados – Dique con Geo estructuras (Margen Derecha).....	73
Tabla N°21: Resumen de Metrados – Dique con Geo estructuras (Margen Izquierda).....	74
Tabla N°22: Resumen de Metrados – Sistema de Geo estructuras.....	76
Tabla N°23: Presupuesto Referencial – Sistema de Geo estructuras.....	77
Tabla N°24: Resultados del Análisis de Estabilidad.....	92
Tabla N°25: Resultados del Análisis de Económico.....	94



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N°01: Plano de Planta y Perfil del Puente Tahuamanu (Fuente: INADE – Proyecto Especial Madre de Dios).....	5
Figura N°02: Cauce principal del río Tahuamanu (Año 1999) - Levantamiento topográfico efectuado por el Proyecto Especial Madre de Dios – INADE (fotocopia del plano de INADE).....	7
Figura N°03: Río Tahuamanu. Topografía de la zona de estudio - CONIRSA (Nov. 2009).....	8
Figura N°04: Comportamiento del cauce principal del río Tahuamanu (Año 1992 al 2009).....	9
Figura N°05: Disposición General del Dique Tapón y Diques Guía.....	13
Figura N°06: Esquema Diques Guía – Puente Tahuamanu.....	14
Figura N°07: Desarrollo del cauce principal del Río Tahuamanu en el año 1992.....	15
Figura N°08: Ubicación de las calicatas realizadas.....	18
Figura N°09: Cuenca del río Tahuamanu.....	24
Figura N°10: Ubicación de estaciones pluviométricas.....	25
Figura N°11: Relación Latitud vs Precipitación Máxima Promedio (mm).....	27
Figura N°12: Ubicación de las subcuencas del río Tahuamanu.....	31
Figura N°13: Esquema de la cuenca del río Tahuamanu usado en el programa HEC-HMS.....	34
Figura N°14: Cuenca del río Tahuamanu. Resultados del programa HEC-HMS. Caudal de avenida para un período de retorno de 100 años.....	36
Figura N°15: Cuenca del río Tahuamanu. Resultados del programa HEC-HMS. Caudal de avenida para un periodo de retorno de 500 años.....	37
Figura N°16: Esquema de Gavión Tipo Caja.....	39
Figura N°17: Secciones Transversales de Geotubos.....	43

Figura N°18: Esquema de la Colocación de los Mantos Antisocavación.....	46
Figura N°19: Pre dimensionamiento de Sección Transversal Típica de la Protección Ribereña con Gaviones.....	49
Figura N°20: Esquema de Pre dimensionamiento de Sistema de Gaviones.....	51
Figura N°21: Esquema de máxima erosión prevista.....	51
Figura N°22: Pre dimensionamiento de Sección Transversal Típica de la Protección Ribereña con Geo estructuras.....	52
Figura N°23: Análisis Estático – Talud Natural.....	55
Figura N°24: Análisis Seudo Estático – Talud Natural.....	56
Figura N°25: Análisis Estático – Talud con Sistema de Gaviones.....	58
Figura N°26: Análisis Seudo Estático – Talud con Sistema de Gaviones.....	59
Figura N°27: Análisis Estático – Talud con Sistema de Geo estructuras.....	61
Figura N°28: Análisis Seudo Estático – Talud con Sistema de Geo estructuras.....	62
Figura N°29: Dique Margen Derecha – Sistema de Gaviones.....	64
Figura N°30: Dique Margen Izquierda – Sistema de Gaviones.....	66
Figura N°31: Dique Margen Derecha – Sistema de Geo estructuras.....	70
Figura N°32: Características Geotubos.....	71
Figura N°33: Dique Margen Izquierda– Sistema de Geo estructuras.....	73
Figura N°34: Esquema del llenado de las Geo estructuras.....	89

ÍNDICE DE FOTOS

Foto N°01: Vista aérea del puente Tahuamanu (Enero 2009).....	6
Foto N°02 y 03: Río Tahuamanu. Flujos de agua discurriendo sobre la interoceánica durante la máxima avenida (Feb. 2007).....	8
Foto N°04: Río Tahuamanu. Margen Izquierda Aguas Arriba (Feb. 2009).....	9
Foto N°05: Río Tahuamanu. Margen Izquierda Aguas Arriba (Dic. 2009).....	10
Fotos N°06 y 07: Erosión Margen Izquierdo Aguas Arriba (Dic. 2009).....	10
Fotos N°08 y 09: Proceso de socavación avanzado Margen Izquierdo Aguas Arriba (Enero 2010)	11
Foto N°10: Socavación producida detrás del estribo izquierdo del puente Tahuamanu, (Febrero 2012)	11
Foto N°11 y 12: Protección Ribereña con Sistema de Gaviones Margen Izquierda - Puente Dos de Mayo.....	42
Foto N°13 y 14: Sistema de Contención de Taludes con Sistema de Gaviones Lado izquierdo y derecho de la vía.....	42
Foto N°15,16 y 17: Protección Ribereña con Sistema de Geo estructuras – Puente Mavila.....	47
Foto N°18: Poza de prueba para el llenado de una Geo estructura.....	89
Foto N°19: Poza de ejecución de obra para llenado de Geo estructuras.....	89
Foto N°20: Vista panorámica de los diques de protección, donde se muestra la armonía entre las Geo estructuras y el entorno ecológico del sector.....	95

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

Uno de los problemas más frecuentes que ocurren en las riberas de los ríos es la erosión ocasionada por la variación permanente de los caudales. Ante ello, es muy importante considerar un sistema de atenuación que permita proteger y mantener en condiciones óptimas los taludes colindantes a los ríos, más aún en aquellos donde se tengan estructuras importantes como puentes o carreteras.

En el Perú, la mayoría de los sistemas de defensa ribereña se limitan a soluciones convencionales con material granular (grava), que resultan eficientes y de rápido proceso constructivo en zonas en donde no se dificulta conseguir dicho material. Sin embargo, existen zonas dentro de nuestro territorio en donde el material granular es inexistente, e implementar una solución como la mencionada anteriormente, resulta económicamente inviable.

En consecuencia, la solución que se plantea para desarrollar la Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu consiste en diques guía conformados por tubos de geotextil de alta resistencia rellenos con material del cauce; los cuales, además de la ventaja de utilizar material de la zona, son elementos de gran dimensión que proveen mayor seguridad ante la acción dinámica del río.

La presente tesis se estructura en nueve (09) capítulos distribuidos estratégicamente para realizar un desarrollo adecuado del tema. En un principio, se expondrán los argumentos que sustenten el problema principal del presente estudio, para luego realizar un análisis de dos posibles soluciones para atenuar dicho problema. De tal forma, la solución más viable será desarrollada tanto en su etapa de diseño como en su construcción. Finalmente se analizarán los resultados obtenidos y se presentarán las conclusiones más importantes de este estudio, así como algunas recomendaciones que se derivan de todo el análisis realizado.

1.2 OBJETIVOS:

1.2.1 Objetivo General:

- Contribuir al desarrollo de nuevas alternativas de Defensa Ribereña con un sistema de geo estructuras.

1.2.2 Objetivos Específicos:

- Evaluar los problemas de erosión y socavación en las riberas del río Tahuamanu, en la zona del Puente Tahuamanu.
- Describir las características principales de los suelos, flujos de agua y materiales predominantes en la zona de estudio.
- Desarrollar un análisis comparativo, tanto técnico como económico, entre dos sistemas de defensa ribereña: sistema de gaviones y sistema de geoestructuras, los cuales puedan solucionar los problemas recurrentes de socavación en las riberas del río Tahuamanu, en la zona del Puente Tahuamanu.
- Desarrollar la solución de Defensa Ribereña con geoestructuras, tanto en su etapa de diseño como en su etapa de construcción.

1.3 ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN:

Se evaluará el problema suscitado en el Puente Tahuamanu y se describirá los diferentes estudios realizados para conocer las condiciones del lugar y las posibles soluciones a implementar. En base a ello, se idealizará dos escenarios como posibles soluciones de defensa ribereña: sistema de gaviones y sistema de geo estructuras, que permitan realizar un análisis comparativo entre ambas. Dicho análisis consistirá en la descripción y evaluación técnica y económica de ambos sistemas.

Una vez identificada la solución más conveniente de defensa ribereña, se describirá las características más relevantes de las estructuras a implementar, su diseño y; finalmente, su proceso constructivo.

1.4 ANTECEDENTES

El corredor Vial Interoceánico Sur, entre sus progresivas Km 574+904 y Km 575+064 (progresivas hito), contempla el puente Tahuamanu, construido sobre el río del mismo nombre. Dicha estructura, con una antigüedad de 22 años, tiene una longitud de 160 m y un perfil longitudinal parabólico, donde la parte central del puente tiene mayor elevación que los accesos al puente. El puente consiste en tres tramos con pilares intermedios tipo tarjeta trapezoidal de 1.20 m de espesor, con zapatas superficiales apoyadas sobre pilotes.

Durante las máximas avenidas ocurridas en los años 2006 y 2007, los tirantes máximos de flujo fueron superiores en 1.61 m con respecto al tirante máximo considerado en el diseño de puente Tahuamanu, lo cual produjo el desborde del río en algunos puntos de la carretera aún sin pavimentar. Asimismo, similar situación se produjo en el mes de febrero del 2012, donde la margen izquierda se vio afectada por la erosión agresiva de los flujos de agua, socavando el relleno del estribo izquierdo y haciendo colapsar la losa de aproximación del Puente, quedando interrumpido el tránsito por un lapso de tiempo de 4 horas aproximadamente.

Las medidas iniciales de protección, ante la erosión en la margen izquierda y derecha del río Tahuamanu, consistieron en la colocación de geobolsas, estructuras flexibles de dimensiones pequeñas compuestas por geotextil tejido de alta resistencia y constituidas por filamentos de poliéster. Dichas estructuras permitieron minimizar la erosión, pero que sin lugar a duda no eran una solución a largo plazo; por ello, fue necesario realizar estudios de detalle para implementar una defensa ribereña que mantenga la estabilidad de los taludes involucrados de forma segura y sostenible.

CAPÍTULO 2: SITUACIÓN A INVESTIGAR

2.1 CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE TAHUAMANU

El puente Tahuamanu es una estructura que fue construida en el año 1996; y que en la actualidad, hace parte del Corredor Vial Interoceánico Sur entre las progresivas Km 574+904 y Km 575+064 (Progresivas Hito).

El material predominante en la estructura es concreto armado pre esforzado, cuya subestructura consiste en pilares tipo muro, cimentadas sobre 21 pilotes tubulares de acero (Diámetro= 0.5m). La sección transversal del puente tiene 9.0 m de ancho, la cual está conformada por una vía de 7.2m de ancho y veredas de 0.9m a cada lado de la vía.

La longitud total del puente es de 160.0 m, distribuidos en tres tramos de 46.0 m, 68.0 m y 46.0 m respectivamente. La Fig. N°01 muestra una copia del plano en planta y perfil del puente, donde se puede apreciar las características anteriormente mencionadas.

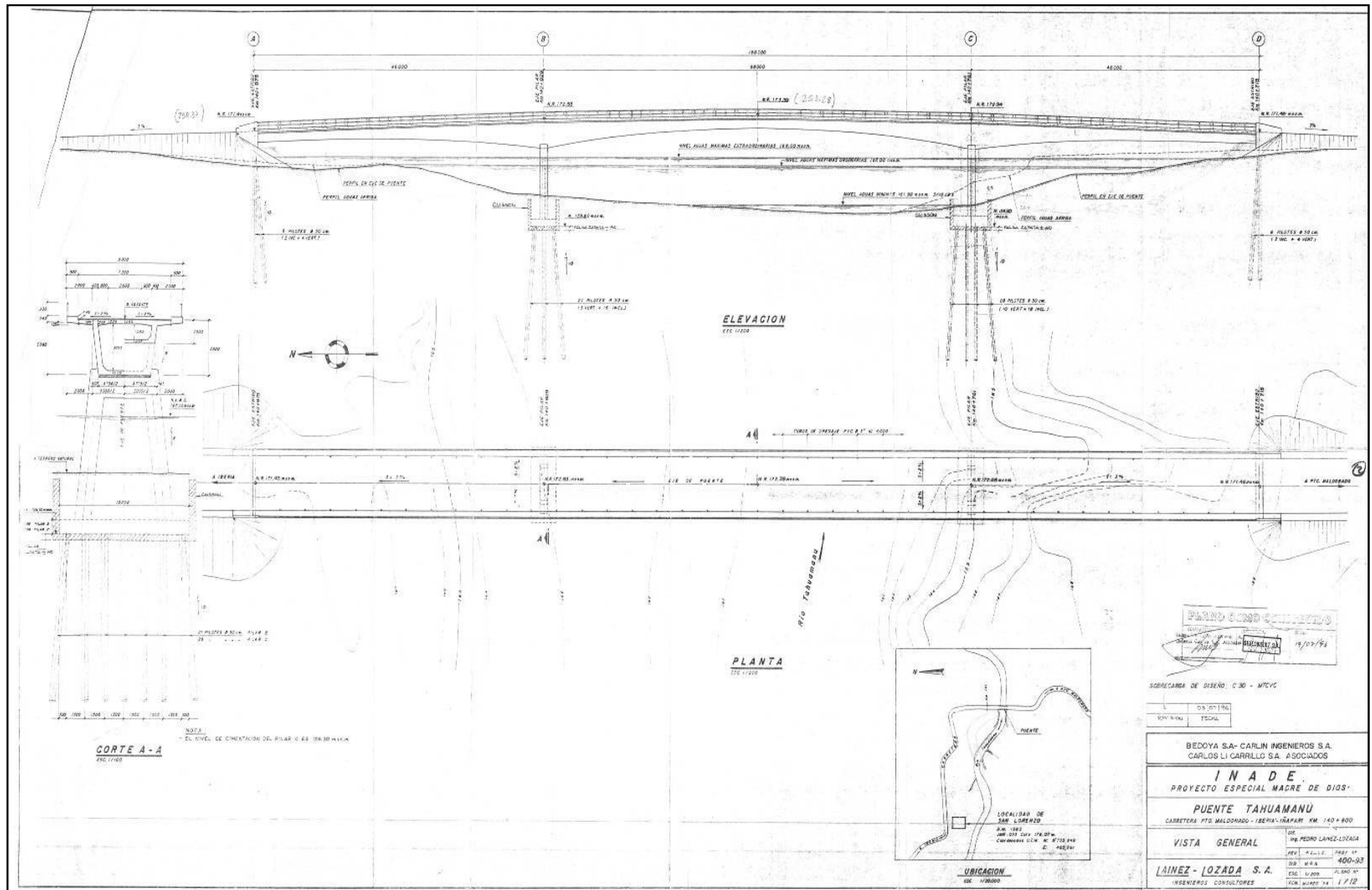


Figura N°01 Plano de Planta y Perfil del Puente Tahuamanu (Fuente: INADE – Proyecto Especial Madre de Dios)

2.2 EVALUACIÓN DEL PROBLEMA

Como se puede observar en la Foto N°01, la dirección de los flujos de agua de la corriente principal del Río Tahuamanu no es perpendicular al puente Tahuamanu.

Los fenómenos de socavación y erosión lateral en el Tramo AB (Ver Foto N°01) pusieron en peligro la estabilidad del talud de la carretera que se encuentra en dicha zona, y más aún si se observa que el cauce del río está intentando cortar la carretera en el Tramo AB para cambiar su dirección del flujo de agua.



Foto N°01 Vista aérea del puente Tahuamanu (Enero 2009)

Desde el año de construcción del puente Tahuamanu, se observa que el meandro del cauce principal del río Tahuamanu, ubicado aguas arriba del puente, ha sufrido un considerable desplazamiento de tal manera que la margen izquierda del río se encuentra al pie del talud de la carretera, poniendo en peligro la estabilidad de la vía en un tramo de aproximadamente 140 m.

La Figura N° 02 muestra un levantamiento topográfico efectuado en la zona de estudio, en el año 1999, por el Proyecto Especial Madre de Dios– Instituto Nacional de Desarrollo, y en la Figura

Nº 03 se muestra un levantamiento topográfico realizado en noviembre del 2009 por el Consorcio encargado de la construcción del Corredor Vial Interoceánico Sur. Del análisis de ambas figuras, se concluye que la curva del meandro ubicado inmediatamente aguas arriba del puente se ha desplazado una distancia aproximada de 170 m hacia abajo, hasta alcanzar el talud de la carretera de acceso por la margen izquierda. Ante este fenómeno, el talud de aguas arriba de la carretera de acceso de la margen izquierda se encuentra en un serio peligro de colapso, y además existe el peligro de que el cauce principal del río corte a la carretera haciendo que el puente Tahuamanu quede aislado.

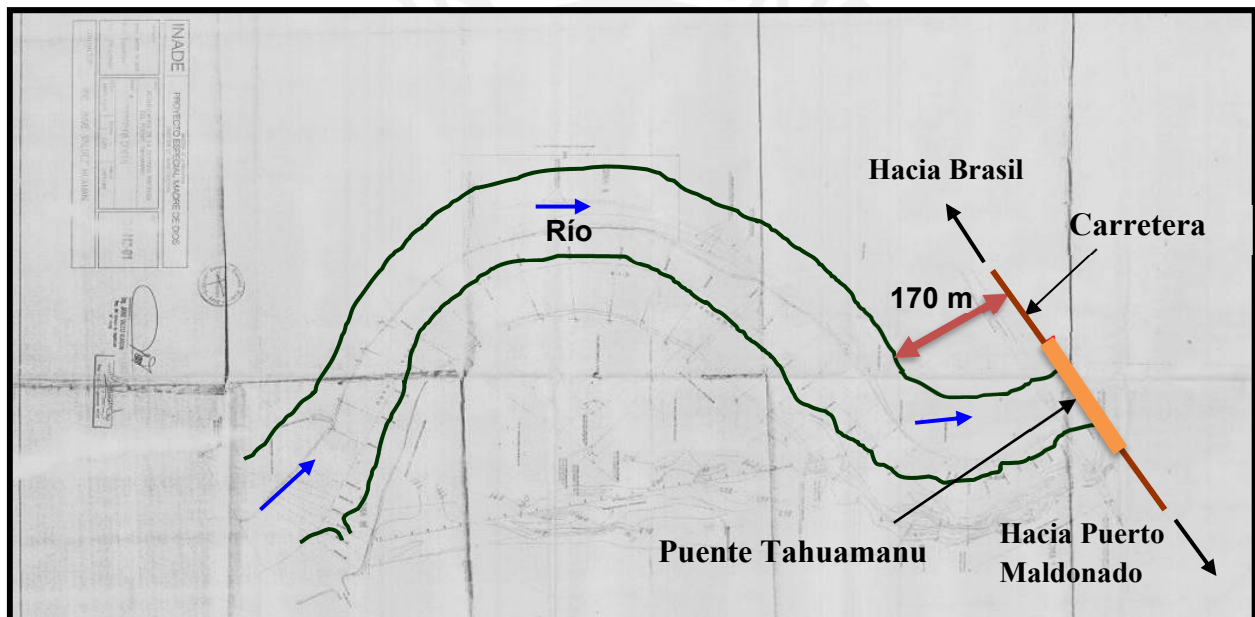


Figura Nº02 Cauce principal del río Tahuamanu (Año 1999) - Levantamiento topográfico efectuado por el Proyecto Especial Madre de Dios – INADE (fotocopia del plano de INADE).

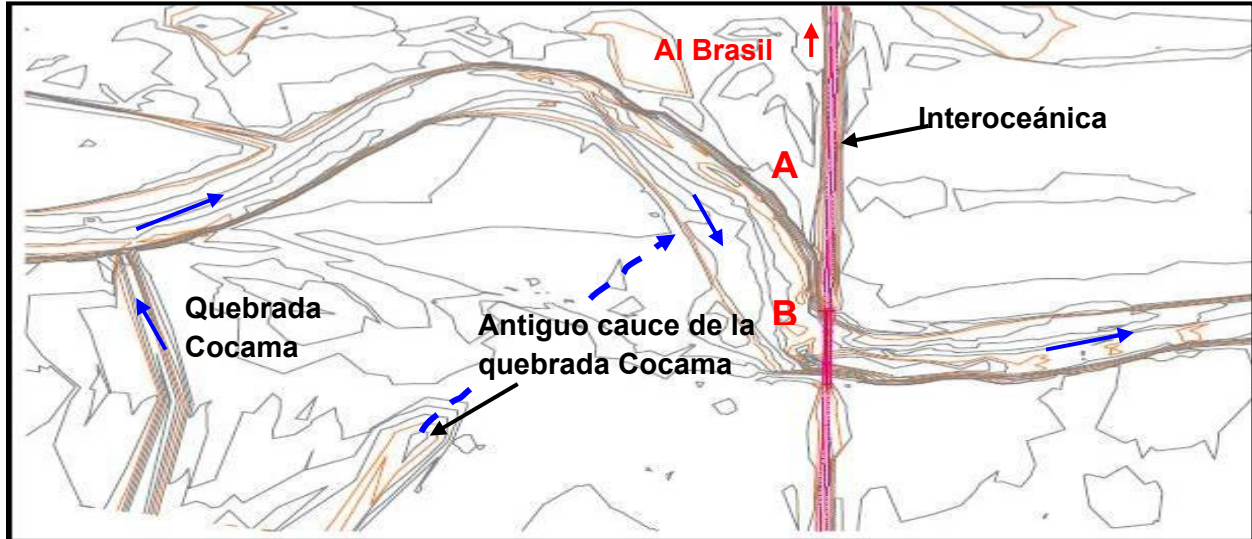


Figura N°03 Río Tahuamanu -Topografía zona de estudio - CONIRSA (Noviembre 2009)

Durante las máximas avenidas ocurridas en los años 2006 y 2007, los tirantes máximos de agua en el cauce principal del río fueron superiores en 1.61 m con respecto al tirante máximo considerado en el diseño de puente Tahuamanu, y tal como se muestra en las Fotos N°02 y 03, parte de los caudales pasaron por encima de la rasante de la carretera. Cabe resaltar que, hasta el 27 de febrero del 2007, la carretera interoceánica aún no había sido pavimentada.



Fotos N° 02 y 03 Río Tahuamanu. Flujos de agua discurriendo sobre la interoceánica durante la máxima avenida (Feb. 2007)

La evolución del cauce del río Tahuamanu en la zona cercana al Puente con el mismo nombre, se muestra bastante peligrosa para la integridad de esta estructura y de la carretera aledaña. En la Figura N°04 se observa claramente lo mencionado anteriormente.

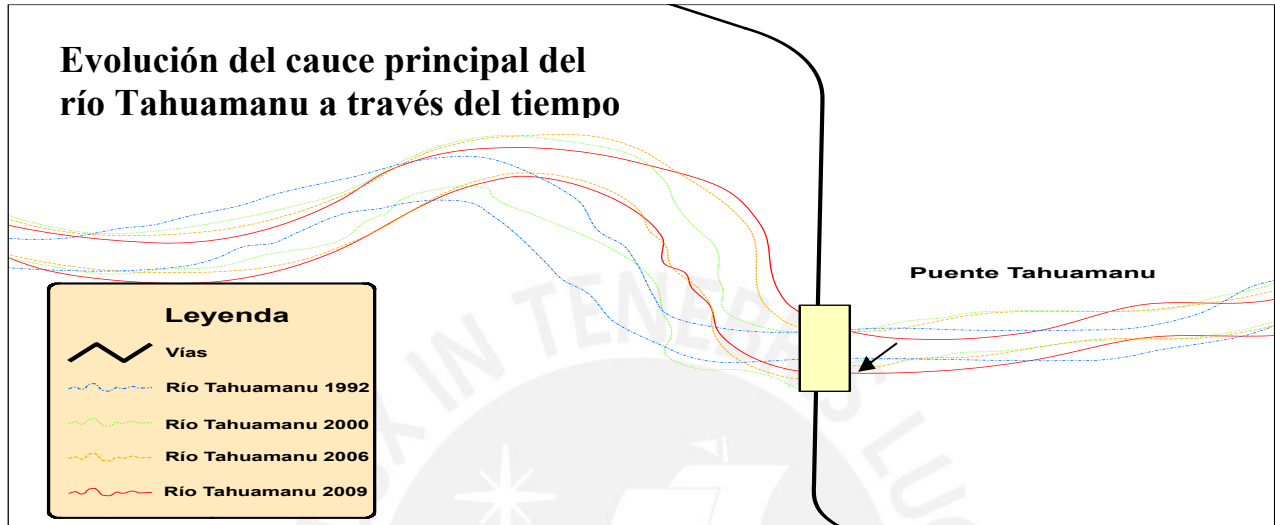


Figura N°04 Comportamiento del cauce principal del río Tahuamanu (Año 1992 al 2009)

Si realizamos un análisis comparativo entre la Foto N°04, tomada en febrero del 2009, y la Foto N°05, tomada en diciembre del 2009, se observa claramente el acelerado proceso de desplazamiento hacia la carretera que ha tenido el cauce principal del río, poniendo en peligro la estabilidad de la vía y del Puente Tahuamanu.



Foto N°04 Río Tahuamanu. Margen Izquierda Aguas Arriba (Feb. 2009)



Foto N°05 Río Tahuamanu. Margen Izquierda Aguas Arriba (Dic. 2009)

En las Fotos N° 06 y 07, tomadas en diciembre del 2009, y en las fotos N° 08 y 09 tomadas en enero del 2010, se observa también el acelerado proceso de erosión en el talud izquierdo aguas arriba, el cual generará un inminente colapso y, con ello, la inestabilidad de la vía en el tramo AB señalado en la Figura N°03.



Fotos N°06 y 07 Erosión Margen Izquierdo Aguas Arriba (Diciembre 2009)



Fotos N°08 y 09 **Proceso de socavación avanzado Margen Izquierdo Aguas Arriba (Enero 2010).**

La variación morfológica en el cauce principal del río Tahuamanu, debido a la influencia del puente, produjo una severa socavación detrás del estribo izquierdo del puente (Feb.2012), advirtiendo con cambiar su cauce y aislando al puente, tal como se puede observar en la Foto N°10.



Foto N°10 **Socavación producida detrás del estribo izquierdo del puente Tahuamanu, (Febrero 2012)**

2.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

De la evaluación realizada en la margen izquierda y derecha del río Tahuamanu, se concluye que el río continúa cambiando su cauce de manera bastante agresiva, por lo que implementar un sistema de defensa ribereña es una necesidad urgente. Con ello, se garantizará la protección de ambas márgenes del río Tahuamanu y la transitabilidad del Puente Tahuamanu y de la Carretera en dicha zona.

Adicionalmente, con la finalidad de encauzar el río Tahuamanu aguas arriba en dirección perpendicular al Puente Tahuamanu, se requiere de la construcción de una estructura que redireccione el flujo principal del río Tahuamanu en la zona de estudio. Ante ello, se propone la ejecución de un dique tapón o dique de cierre aguas arriba conformado por un relleno compactado protegido con geoceldas ($e=0.15$ m) rellenas con mortero, el cual se ejecutará posterior a los trabajos del nuevo encauzamiento (excavación masiva del nuevo eje del cauce del río Tahuamanu, perpendicular al eje del puente del mismo nombre).

Posterior al dique de cierre, se considerará un área de relleno con material excedente correspondiente a las actividades de excavación, además de drenar las aguas mediante bombeo que quede como remanente del cauce antiguo del río Tahuamani.

Con la finalidad de esquematizar la solución global del proyecto de Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu, se muestra a continuación la Figura N°05, en la cual se observa la disposición de los diques guía, el dique tapón o de cierre y el nuevo encauzamiento a ejecutarse aguas arriba perpendicular al eje del puente Tahuamanu.

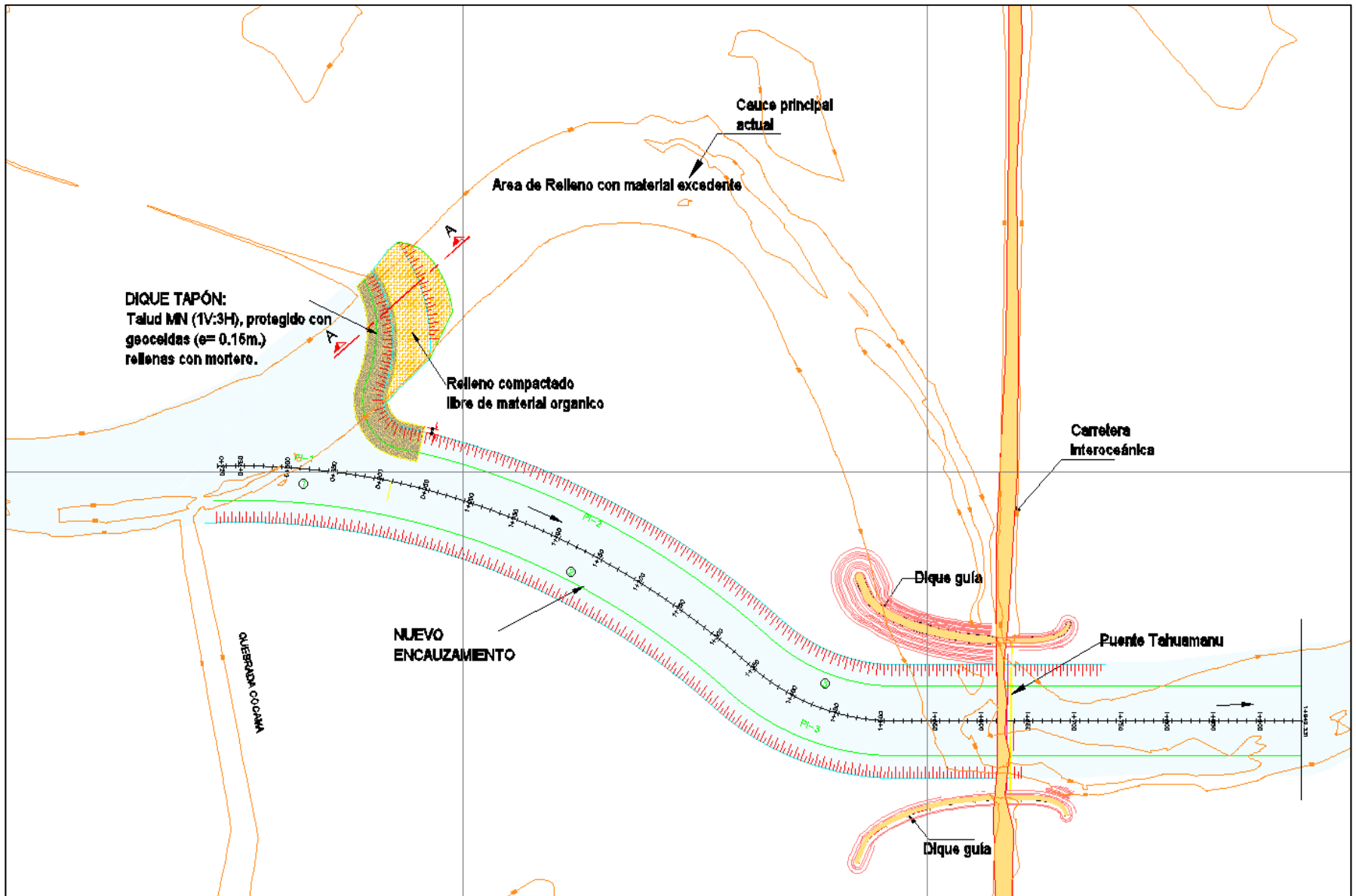


Figura N°05 Disposición General del Dique Tapón y Diques Guía

Cabe resaltar que el alcance del análisis de la presente tesis no abarca la construcción del dique cierre aguas arriba, es de vital importancia mencionarlo para comprender la integridad de la solución a implementarse, ya que es la estructura que permitirá cerrar el curso del agua que generaba el meandro a pie de carretera y redireccionará el cauce del río Tahuamanu de manera perpendicular al puente, lo cual se asemeja al comportamiento del río Tahuamanu en años anteriores.

En cuanto a los diques guía de las márgenes derecha e izquierda de la Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu, se muestra la Figura N°06, en la cual se puede observar que el proyecto consiste en la construcción de diques guía que permiten mantener un flujo perpendicular al Puente Tahuamanu, sin comprometer los estribos del Puente y la Carretera adyacente al mismo.

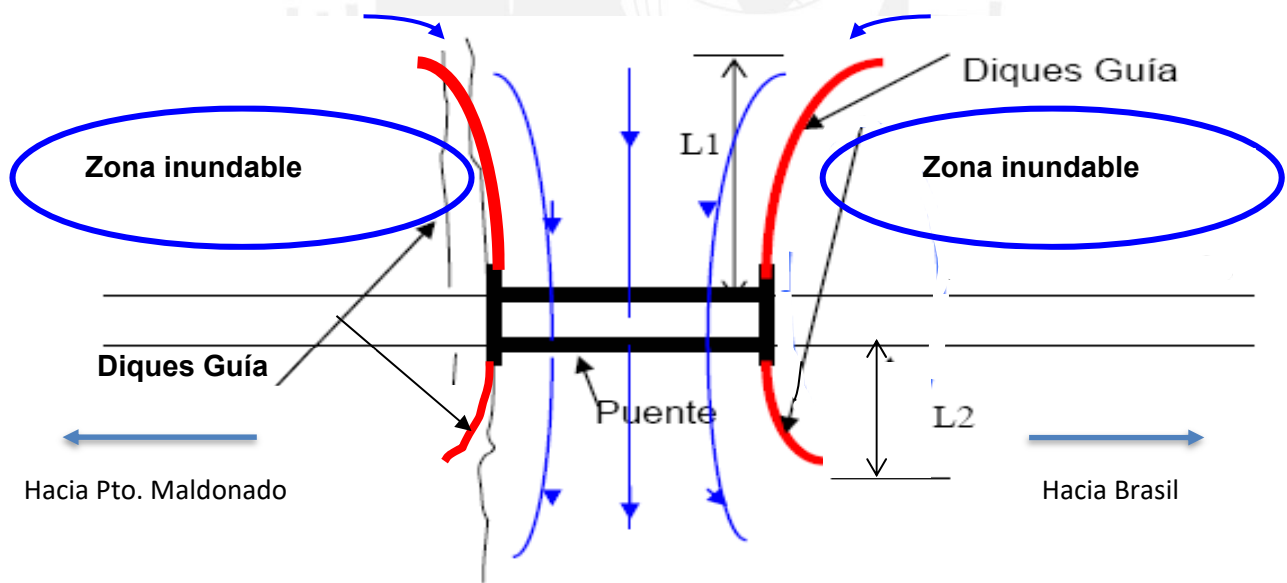


Figura N°06 Esquema Diques Guía – Puente Tahuamanu

La propuesta de colocar diques guía provee de las siguientes ventajas:

- Se elimina la erosión que se está presentando en los taludes de la vía, debido a que el contacto directo de los flujos de agua se dará con las paredes de la estructura de Defensa Ribereña a implementar. No existirán flujos de agua al pie de los taludes de las carreteras de acceso al puente, por lo tanto se elimina el riesgo de colapso de los taludes de la vía.
- Se garantiza la protección de los estribos del Puente Tahuamanu ante la agresiva acción de los flujos de agua.
- Se requiere de menores trabajos de encauzamiento para dirigir los flujos del cauce principal hacia la abertura inicial de los diques guía, pues posteriormente el río irá progresivamente modificando su cauce, hasta aproximarse al desarrollo que tenía en el año 1992 o en años anteriores, tal como se observa en la Figura N°07.

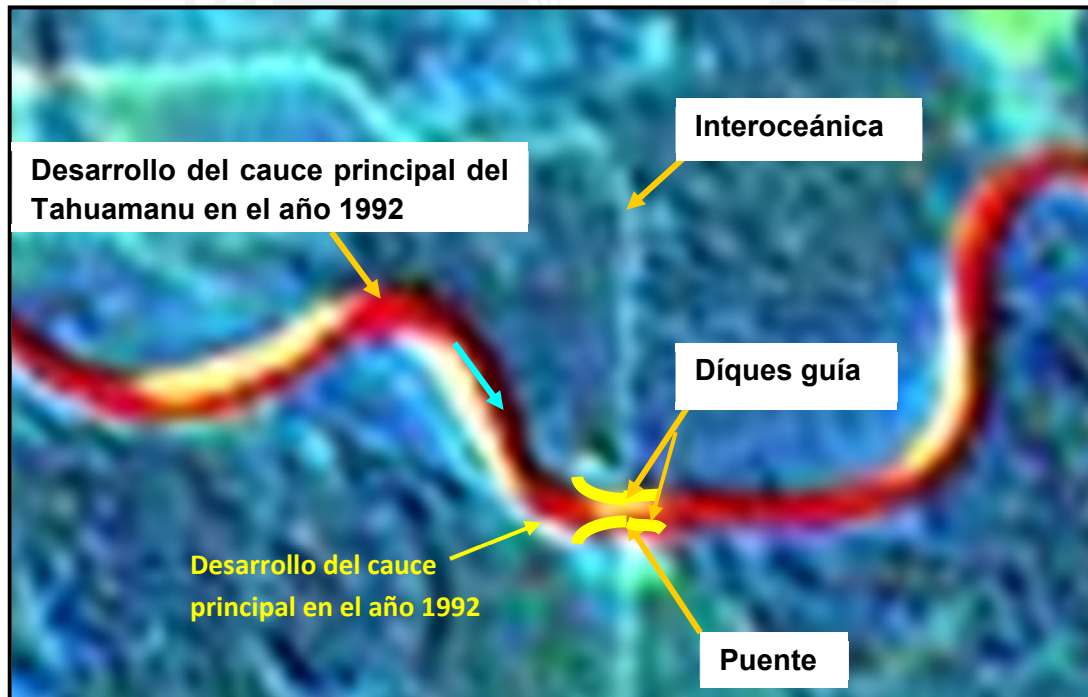


Figura N°07 Desarrollo del cauce principal del Río Tahuamanu en el año 1992.

- Se garantiza la protección de los estribos del Puente Tahuamanu, y, en consecuencia, la estabilidad de toda la estructura.
- Finalmente, la colocación de los diques guía garantizará la transitabilidad de la vía; y con ello, la seguridad de los usuarios de la misma.

Si bien la solución al problema que se presenta en las riberas del Río Tahuamanu se identificó líneas arriba; es decir, se tiene la certeza de que se deben realizar diques guía, el análisis de ahora en adelante buscará identificar las estructuras más adecuadas que los conformarán. La evaluación deberá considerar factores como la resistencia de las estructuras, disponibilidad de materiales que lo conforman, facilidades constructivas, viabilidad económica, entre otros.

2.4 ESTUDIOS REALIZADOS

2.4.1 Estudio de Suelos

Dentro del análisis del proyecto de Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu, se realizaron estudios geotécnicos con la finalidad de determinar las características físico mecánicas de los suelos que conforman el área de estudio alrededor del puente y la ubicación de posibles canteras de material de préstamo para los diques guía. A consecuencia de la variación del cauce del río Tahuamanu, es necesario diseñar una solución sostenible, que evite la erosión de los taludes colindantes a la carretera y garantice la integridad del puente en la margen izquierda y derecha del río.

La geomorfología de la selva baja es esencialmente plana, la altitud oscila entre 80 a 400 m.s.n.m. Debido al pequeño cambio de nivel en una gran longitud de terreno, los ríos discurren lentamente, por lo que durante el estiaje, el río forma lagunas con meandros sinuosos. Esta región se encuentra en estado de madurez o avanzada erosión. En el departamento de Madre de

Dios la extensa llanura se encuentra suavemente inclinada hacia el Este, tiene un territorio suavemente ondulado con lomadas, colinas, depresiones, terrazas aluviales, etc., modelados en sedimentos blandos y sub-horizontales del terciario superior y depósitos aluviales del cuaternario.

La zona de Tahuamanu se caracteriza por su poca variación topográfica, tiene un relieve ligeramente ondulado con pendientes que van hasta 8%. El río Tahuamanu discurre con lentitud, debido a lo cual se forman planicies de inundación, complejos de orillares, barras de arena y pequeños lagos. Si bien es cierto, presenta áreas inundables y pantanosas, se tiene también extensas superficies de terrazas altas con sistemas de colinas donde se desarrollan centros poblados.

Los problemas de mayor incidencia que se presentan en el área del puente Tahuamanu son producidos por erosión, socavamientos y derrumbes a orillas de ríos. Estos procesos se ven favorecidos por diferentes factores como son la creciente de los ríos, baja consistencia de las partículas de los materiales y por el agua de lluvia en su acción de erosión, transporte y sedimentación. Los procesos que ocurren en las laderas de los ríos cercanos a las ciudades y poblados son de especial interés debido a que afectan directamente a las comunidades.

Los suelos predominantes en la selva baja se comportan como suelos medianamente permeables, por lo cual en épocas de fuertes precipitaciones pluviales se producen infiltraciones. En caso de que sucedan eventos sísmicos de gran magnitud, la saturación del suelo puede presentar procesos de licuación de suelos y como consecuencia asentamientos diferenciales que pueden desencadenar en el colapso de las bases de estructuras y/o taludes. De acuerdo a la zonificación sísmica en el Perú, la región de Madre de Dios se encuentra ubicada en la Zona 1; es decir, en la

zona de menor probabilidad sísmica, por lo cual los problemas anteriormente descritos no son de mucha incidencia.

DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS EN CAMPO:

El estudio de suelos consistió en la exploración de campo, muestreo, ensayos de laboratorio y análisis de los datos obtenidos. Las muestras realizadas en puntos estratégicos de las riberas del Puente Tahuamanu consistieron en nueve (09) calicatas a profundidad de 2.50m, medidas desde el nivel de la rasante del terreno existente, dispuestas según se muestra en la siguiente figura:

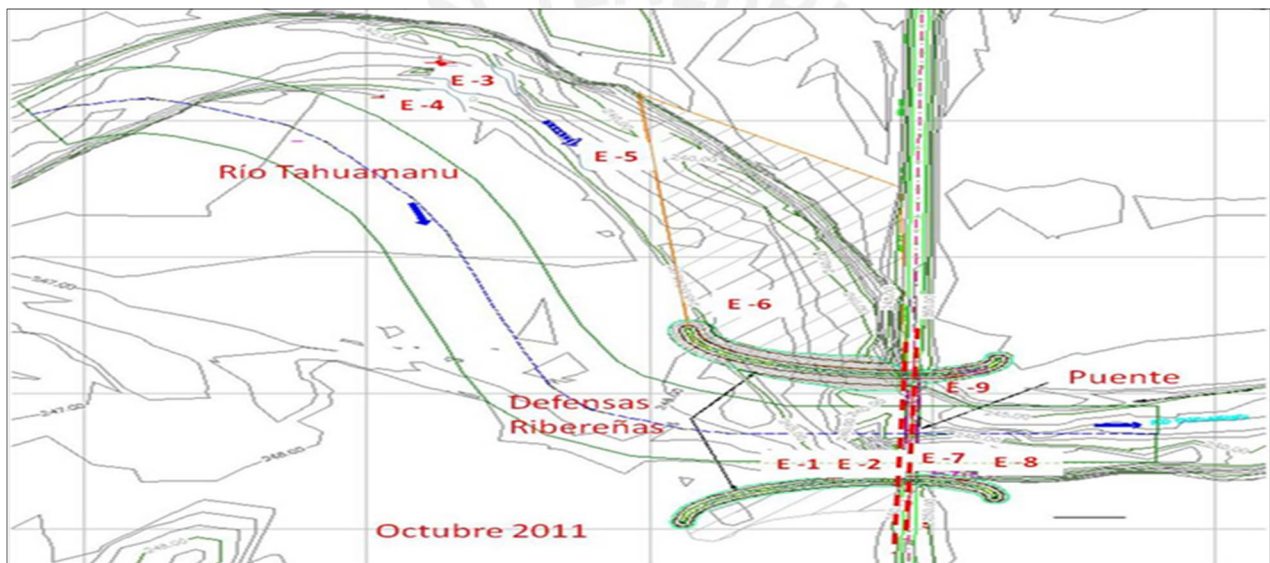


Figura N°08 – Ubicación de las calicatas realizadas

Como se observa, las calicatas E-1, E-2, E-7 y E-8 fueron dispuestas en la margen derecha, mientras que las calicatas E-3, E-4, E-5, E-6 y E-9 en la margen izquierda del Río Tahuamanu. Se tomaron dos (02) muestras inalteradas de material cohesivo de las calicatas E-1 y E-7 para realizar ensayos de corte triaxial consolidado no-drenado con medición de poros (CU), mientras que en las demás calicatas se tomaron muestras alteradas para ensayos granulométricos de clasificación de suelos.

TRABAJOS DE LABORATORIO Y GABINETE

Una vez obtenidas las muestras en campo, se procedió a realizar los ensayos necesarios para conocer las propiedades físico mecánicas de los suelos de dicha zona. Se realizaron ensayos estándar de clasificación de suelos realizados para estimar las propiedades (plasticidad, husos granulométricos, gravedad específica, entre otros); los cuales permiten, de una manera rápida, relacionar empíricamente las propiedades con el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), la cual se basa en la granulometría y la plasticidad.

Los ensayos fueron realizados en el Laboratorio Geotécnico de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), en la cantidad y según norma que se presenta en la tabla N°01:

Tabla N°01 **Ensayos realizados en la zona del Puente Tahuamanu**

ENSAYO DE LABORATORIO	NORMA	# DE ENSAYOS
Análisis Granulométrico	ASTM D - 422	09
Límite Líquido	ASTM D - 4318	03
Límite Plástico	ASTM D - 4318	03
Clasificación de Suelos SUCS	ASTM D - 2487	09
Humedad Natural	ASTM D - 2216	09
Densidad Natural In Situ	ASTM D - 1556	02
Gravedad Específica	ASTM D - 854	09
Ensayo al Corte Triaxial No Drenado (CU)	ASTM D - 7181	02

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

En base a los ensayos realizados en laboratorio, se determinó que el material presenta las siguientes características:

El material predominante de la margen derecha está clasificado (SUCS) como ML (limo arenoso de baja plasticidad) y CL (arcilla arenosa de baja plasticidad); en el caso de la arcilla, más del 90% en peso pasa la malla # 200 (fino), mientras que en el caso del limo, más del 67% pasa la malla # 200 (fino). Se asume que este tipo de material presenta coeficientes de permeabilidad del orden de 10^{-7} cm/s, lo cual evidencia que es un material casi impermeable. De los ensayos de corte triaxial no drenados, se considera en forma conservadora, un ángulo de fricción interna de 25° y una cohesión de 0.08 Kg/cm^2 .

El material predominante de la margen izquierda está clasificado (SUCS) como SM (arena limosa mal gradada sin plasticidad), donde más del 92% en peso no pasa la malla # 200 (fino) y solo pasa menos del 8%. Se asume que este tipo de material presenta coeficientes de permeabilidad del orden de 10^{-3} cm/s, lo cual evidencia que es un material casi permeable. Se estiman en forma conservadora, un ángulo de fricción interna de 32° y una cohesión nula.

En las tablas N°02, 03 y 04 se muestran los resultados obtenidos de las diferentes muestras ensayadas:

➤ Muestras alteradas de la Margen Derecha:

Tabla N°02 – Resumen de resultados de los ensayos de laboratorio de las muestras alteradas de la margen derecha.

MUESTRA	% GRAVA	% ARENA	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO (%)	LÍMITE PLÁSTICO (%)	GRAVEDAD ESPECÍFICA (Ge)	CLASIFICACIÓN (SUCS)
E-1	-	17.90	82.10	23.21	NP	-	ML
E-2	0.30	32.60	67.10	-	-	2.717	ML
E-7	-	7.20	92.80	40.30	23.88	-	CL
E-8	0.10	9.40	90.50	-	-	2.601	CL

- Muestras inalteradas de la Margen Derecha:

Tabla N°03 – Resumen de resultados de los ensayos de laboratorio de las muestras inalteradas de la margen derecha.

MUESTRA	ENSAYOS TRIAXIALES				CLASIFICACIÓN (SUCS)
	CU TOTAL		CU EFECTIVO		
	Ángulo de Fricción (F°)	Cohesión C (Kpa)	Ángulo de Fricción (F°)	Cohesión C (Kpa)	
E-1	23.20	8.00	26.80	17.70	ML
E-7	9.00	20.40	27.20	5.50	CL

- Muestras alteradas de la Margen Izquierda:

Tabla N°04 – Resumen de resultados de los ensayos de laboratorio de las muestras alteradas de la margen izquierda.

MUESTRA	% GRAVA	% ARENA	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO (%)	LÍMITE PLÁSTICO (%)	GRAVEDAD ESPECÍFICA (Gs)	CLASIFICACIÓN (SUCS)
E-4	-	92.70	7.30	-	-	2.674	SP
E-5	-	95.30	4.70	-	-	2.703	SP
E-6	-	95.10	4.90	-	-	2.656	SP
E-9	-	76.00	24.00	-	-	2.674	SM

En base a los resultados mostrados anteriormente, se concluye que la mayoría de los suelos que conforman las llanuras de inundación cerca del puente Tahuamanu están conformados por suelos sin gravas (pasan la malla N° 04), con clasificaciones de arcillas inorgánicas de mediana a baja plasticidad (CL), arenas limosas (SM) y arcillas orgánicas de alta plasticidad (CH). Las humedades naturales para los suelos identificados entre una profundidad de 0.00 a -0.50 m varían entre 6.4% y 38.2%, y para los suelos a profundidad de -0.50 a -2.00 m varían 13.6% a 27.6%.

2.4.2 Estudio de Hidrología

Uno de los factores más importantes para la realización del diseño de la Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu es el estudio hidrológico, ello debido a que las dimensiones de la protección ribereña estarán en función a los niveles máximos de agua que presenta el río, las velocidades y direcciones de flujo en estas condiciones. Así mismo, es necesario conocer las profundidades de socavación general y socavación local en los estribos y pilares del Puente Tahuamanu.

En la Figura N° 08, se muestra la cuenca del río Tahuamanu, la cual se ubica geográficamente entre los 69°17' y 71°08' de longitud oeste, y entre los 10°52' y 11°39' de latitud sur, limita por el norte con las cuencas de los ríos Acre y Yaco, por el oeste con la cuenca del río Cocama, y por el sur con las cuencas de los ríos Las Piedras y Muymanu. Hidrográficamente el río Tahuamanu pertenece a la cuenca del río Madeira, afluente del Amazonas.

La cuenca del río Tahuamanu posee una cobertura típica de selva baja, con vegetación bastante densa, terrenos de pendiente mínima, suelos arcillosos y limosos, tal como se pudo observar líneas arriba en el estudio de suelos. El análisis de la relación precipitación – escorrentía se basa en el estudio de los parámetros geomorfológicos de la cuenca, los cuales se presentan en la tabla N°05.

Tabla N°05 – Parámetros Geomorfológicos de la cuenca del río Tahuamanu.

Parámetro	Und	Cuenca del Río Tahuamanu
Área	Km ²	7,853.80
Perímetro	Km	676.79
Longitud del Cauce Principal	Km	444.57
Pendiente del Cauce	%	0.07
Factor de Forma	Adimens.	0.04
Índice de Compacidad	Adimens.	2.14
Altitud Media	m.s.n.m	415.00
Pendiente de la Cuenca	%	0.001

Los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Tahuamanu inducen a las siguientes afirmaciones:

- La pendiente de la cuenca es bastante pequeña, lo cual implica que la esorrentía de aguas superficiales se produzca a velocidades pequeñas en condiciones pluviométricas normales.
- La velocidad reducida a la que discurren los flujos de agua generan en algunos sectores llanuras de inundación.
- La relación entre el ancho medio de la cuenca y la longitud del cauce principal, factor de forma, tiene un valor bajo por lo que hay una menor posibilidad de tener una tormenta intensa simultánea.
- La forma alargada que tiene la cuenca del río Tahuamanu induce a un índice de compacidad (relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo que tenga la misma área de la cuenca) alejado a uno, lo cual reduce su probabilidad de que sea cubierta en su totalidad por una tormenta.

El río Tahuamanu es un afluente del río Madeira y pertenece a la cuenca del río Amazonas, tiene una variación altimétrica de 260 msnm (en la zona del puente) a 550 msnm.

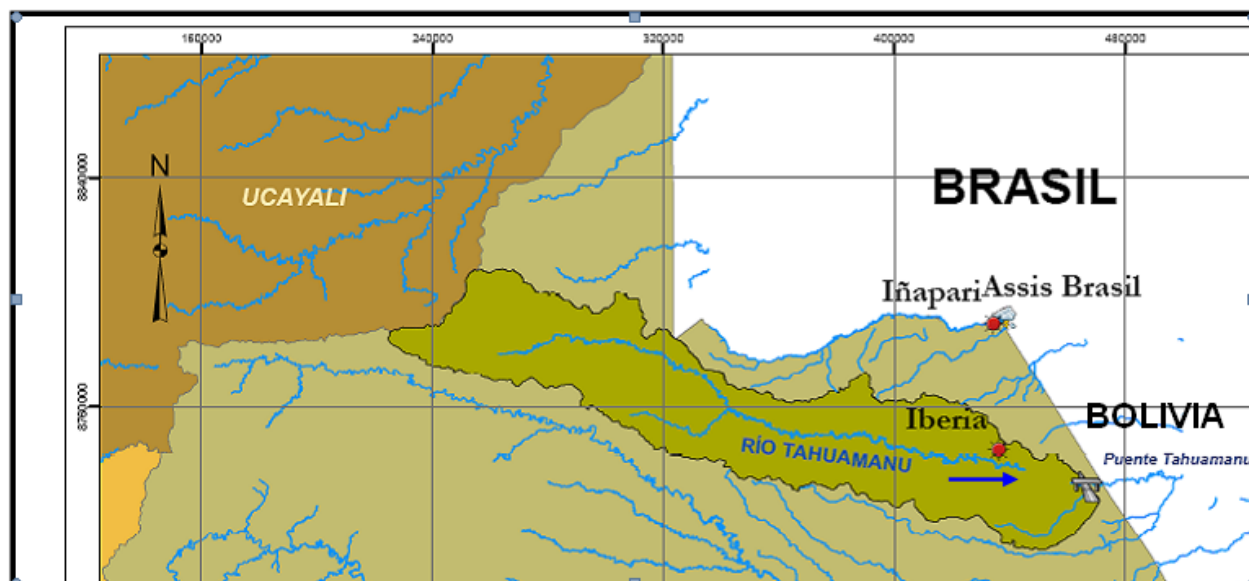


Figura N°09 – Cuenca del río Tahuamanu

CAUDALES MÁXIMOS DE DISEÑO

El río Tahuamanu no dispone de registro de caudales, por lo cual se generará los caudales máximos a partir de datos de precipitaciones máximas de 24 horas y de un análisis regional. Ante ello, se han identificado cuatro (04) estaciones pluviométricas que muestran las siguientes características presentadas en la Tabla N°06.

Tabla N°06 – Características de las estaciones pluviométricas más importantes en la Zona de Estudio

Nombre	Años de Registro	Latitud (S)	Longitud (O)	Altitud (msnm)
Asis (Brasil)	1980 - 1993 1995 - 2009	10° 56´	69° 34´	350
Iberia	1954 - 1974 1993 - 1995	11° 21´	69° 35´	345
Puerto Maldonado	1987 - 1990 1992 - 1995 1998 - 2008	12° 35´	69° 12´	256
Quincemil	1964 - 1977 1997 - 2008	13° 13´	70° 45´	651

Como se puede observar en la tabla anterior, todas las estaciones tienen aproximadamente una longitud similar y se encuentran a altitudes relativamente pequeñas, siendo Quincemil la más alta y Puerto Maldonado la más baja.

En la Figura N°10 se muestra la ubicación de las cuatro (04) estaciones presentadas anteriormente; si bien la información brindada por cada una de las estaciones mencionadas es mostrada posteriormente, la estación Iberia será la indicada para tomar la información de precipitaciones máximas de 24 horas, ya que se encuentra dentro de la cuenca del río Tahuamanu, mientras que las otras tres distan de los límites de dicha cuenca.

Adicionalmente, la similitud en las características de la cobertura vegetal y relieve que se presenta en toda la cuenca, es otro factor para definir como base de estudio hidrológico la información brindada por la Estación Iberia.

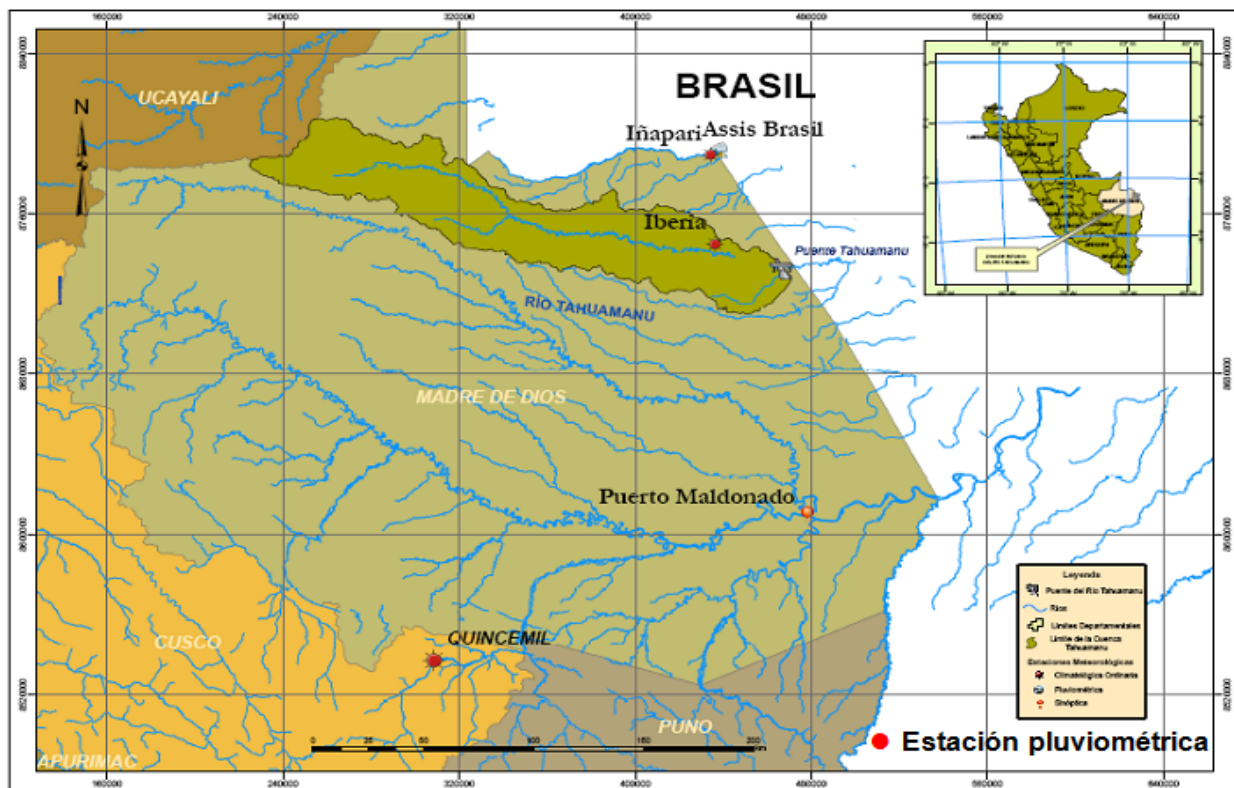


Figura N°10 – Ubicación de estaciones pluviométricas.

En base a la información brindada por las estaciones en estudio, se obtiene el promedio (mm) de las precipitaciones máximas promedio de 24 horas. En la siguiente tabla N° 07 se muestra el registro de las precipitaciones máximas promedio de 24 horas en cada una de las estaciones, información pluviométrica registrada de 22 años (entre los años 1954 y 2009) que nos permitirán conocer el comportamiento pluviométrico en cada sector.

Tabla N°07 – Registro de Precipitaciones Máximas de 24 horas (mm)

Año	Asis (Brasil)	Año	Iberia	Año	Puerto Maldonad	Año	Quincemil
80-81	113.20	54-55	187.00	87-88	80.40	64-65	230.80
81-82	95.40	55-56	126.30	88-89	92.00	65-66	163.00
82-83	68.60	56-57	92.00	89-90	115.00	66-67	192.00
83-84	100.80	57-58	72.00	92-93	120.00	67-68	152.60
84-85	114.60	58-59	80.00	93-94	99.00	68-69	264.20
85-86	80.20	59-60	120.00	94-95	101.40	69-70	206.50
86-87	64.20	60-61	60.00	98-99	76.90	70-71	187.30
87-88	61.40	61-62	105.00	99-2000	107.50	71-72	153.80
88-89	75.20	62-63	110.00	2000-2001	158.30	72-73	270.00
89-90	112.60	63-64	59.30	2001-2002	158.90	73-74	270.00
90-91	62.40	64-65	93.00	2002-2003	153.80	74-75	175.40
91-92	50.60	65-66	61.00	2003-2004	92.00	75-76	177.30
92-93	68.40	66-67	74.50	2004-2005	113.00	76-77	276.20
95-96	77.30	67-68	37.00	2005-2006	120.30	97-98	172.20
96-97	87.90	68-69	54.00	2006-2007	70.60	98-99	145.00
97-98	56.30	69-70	100.00	2007-2008	145.00	99-2000	224.00
98-99	92.70	70-71	69.00			2000-2001	148.80
99-2000	72.00	71-72	68.00			2001-2002	175.40
2000-2001	120.30	72-73	76.00			2002-2003	235.50
2001-2002	92.70	73-74	112.00			2003-2004	102.80
2002-2003	87.30	93-94	78.80			2004-2005	166.10
2003-2004	85.10	94-95	74.00			2005-2006	153.70
2004-2005	68.70					2006-2007	187.40
2005-2006	105.10					2007-2008	243.90
2006-2007	93.20						
2007-2008	88.30						
2008-2009	108.80						
Promedio (mm)	85.30		86.80		112.80		194.70

Los datos de las precipitaciones máxima promedio en la zona de Madre de Dios, permiten establecer una relación entre dichos promedios y las latitudes de cada una de las estaciones en estudio. En la figura N°11 se muestra la relación entre la Latitud vs la Precipitación máxima promedio.

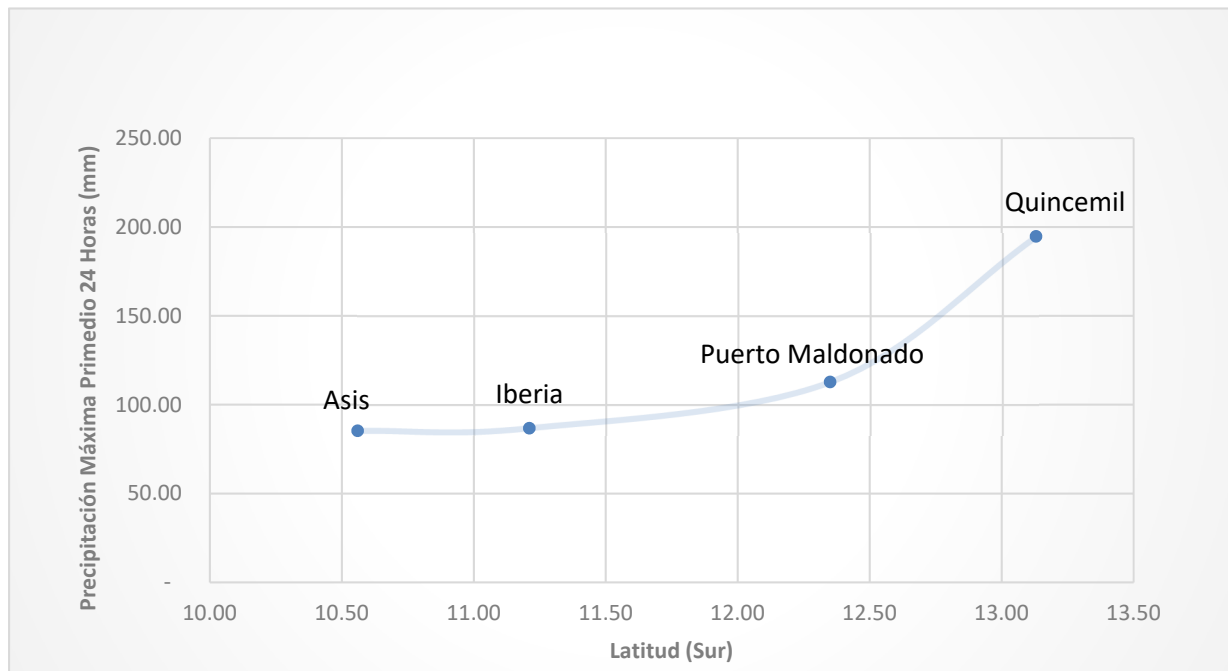


Figura N°11 – Relación Latitud vs Precipitación Máxima

Como se puede observar en el gráfico, la relación entre la Latitud y la precipitación máxima promedio es aproximadamente lineal, básicamente tomando en cuenta las estaciones de Asis, Iberia y Puerto Maldonado; siendo Quincemil un punto con una variación más exponencial.

La información de precipitaciones máximas de 24 horas de la estación Iberia es la más adecuada para la determinación de los caudales máximos en el río Tahuamanu, considerando adicionalmente lo siguiente:

- La cuenca del río Tahuamanu tiene una variación altimétrica entre 260 msnm (en la zona del puente) a 570 msnm en las partes más altas, siendo su altitud promedio de 415 msnm. Dicha altitud es bastante similar a la que presenta la Estación Iberia.
- La precipitación máxima promedio, entre Asis (Long. 69° 34') y Puerto Maldonado (Long. 69° 12') se incrementa, aproximadamente en una relación lineal, con la variación de latitud.
- La estación pluviométrica Iberia se encuentra dentro de la cuenca del río Tahuamanu.

La determinación de los caudales máximos se puede obtener por diferentes métodos y aplicaciones hidrológicas; en este caso desarrollaremos dos de ellos: Método Empírico de Wolfgang Trau – Raúl Gutierrez – Análisis Regional de las Avenidas de los ríos del Perú y la estimación de caudales máximos en base a datos de precipitación.

➤ **Método Empírico de Wolfgang Trau – Raúl Gutierrez – Análisis Regional de las Avenidas de los ríos del Perú**

En este método desarrollado en base a un estudio de “análisis regional” de las avenidas en los ríos del Perú, el cual es recomendado en cuencas de 50 a 30000 Km² (dentro del cual se encuentra la cuenca del río Tahuamanu), la descarga máxima de diseño está dada por:

$$Q_{T_r} = (C_1 + C_2) * \log(T_r) * A^{(mA^{-n})}$$

Dónde:

Q: Caudal máximo (m³/s)

Tr: Periodo de retorno (años)

A: Área de la cuenca (Km²)

C₁, C₂, m, n: Parámetros regionales.

El análisis regional considera 07 regiones en el Perú, dentro de las cuales el río Tahuamanu está inmerso en la región 07 (Selva), para la cual se tiene los siguientes parámetros regionales.

$$C_1 = 0.22$$

$$C_2 = 0.37$$

$$m = 1.24$$

$$n = 0.04$$

Considerando estos datos, se obtiene entonces una descarga máxima para los diferentes periodos de retorno, los que se muestran en la Tabla N°08. Se recomienda que en la región 07 se verifique la estimación calculando el caudal como si la cuenca se ubicase en la región 06 e incrementando tal resultado en un 20%. Dicha recomendación se basa en que la mayor parte de la región 07 carece de mediciones pluviométricas.

Tabla N°08 – Caudales en la Región 06 y 07 para diferentes periodos de retorno (Tr)

Periodo de Retorno (Tr)	Q(Región 7)	Q(Región 6 + 20%)
	Qtr (m ³ /s)	Qtr (m ³ /s)
2	420.13	418.70
5	975.51	972.20
10	1,395.64	1,390.91
20	1,815.77	1,809.61
25	1,951.02	1,944.40
50	2,371.15	2,363.11
100	2,791.27	2,781.81
200	3,211.40	3,200.52
500	3,766.78	3,754.01

Finalmente, el caudal que pertenece al periodo de retorno de 500 años ($Q = 3766.78 \text{ m}^3/\text{s}$) es el caudal que se utilizará para el diseño del sistema de defensa ribereña de acuerdo a esta metodología.

➤ **Estimación de caudales máximos en base a datos de precipitación:**

Este método considera la información de precipitaciones máximas en 24 horas brindada por las estaciones pluviométricas de la zona. Como mencionamos anteriormente, la información más confiable y cercana para el estudio de los caudales máximos en el río Tahuamanu es la obtenida de la estación Iberia.

Dado el tamaño y la forma alargada de la cuenca del río Tahuamanu, se realizará una división en sub cuencas, con el fin de analizar aproximadamente el tránsito de avenidas a lo largo de la cuenca. Los caudales máximos de las sub cuencas se determinarán a través del método de Hidrograma Unitario, para lo cual se utilizará el programa HEC-HMS v. 3.3.

La Tabla N°09 presenta las características de las subcuencas consideradas para el cálculo de los caudales máximos del río Tahuamanu.

Tabla N°09 – Características de las subcuencas del río Tahuamanu.

Sub Cuenca	Área (Km ²)	Longitud del Cauce Principal L (Km)	Longitud del cauce hasta la altura del centroide de la cuenca (Km)
C1	2,891.89	231.41	131.34
C2	804.11	84.93	47.64
C3	4,158.17	217.63	99.70

Así mismo, la figura N°12 muestra geográficamente la ubicación de dichas subcuencas.

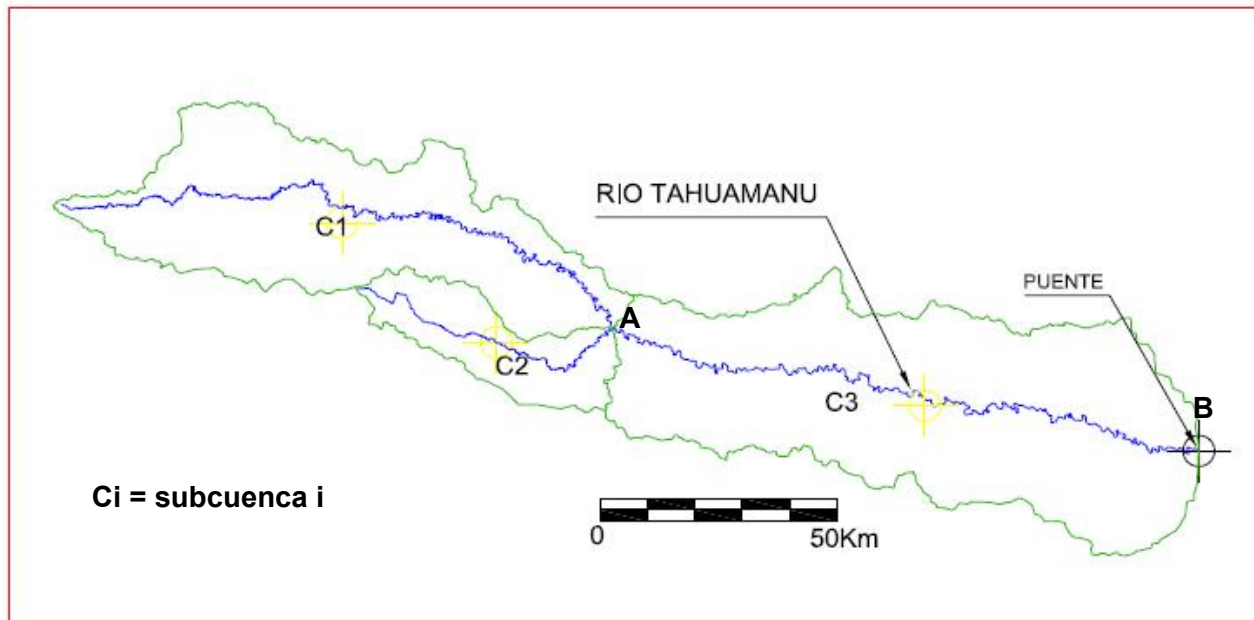


Figura N°12 – Ubicación de las subcuencas del río Tahuamanu.

- **Determinación de los caudales máximos en cada Sub cuenca:**

Como se mencionó anteriormente, el cálculo de los caudales máximos en cada sub cuenca se realizará aplicando el método del Hidrograma Unitario de Snyder, el cual considera el siguiente procedimiento:

1.- Cálculo del Tiempo de retardo:

$$t_l = C_t(LL_c)^{0.3}$$

Donde:

C_t = Coeficiente de retardo de Snyder, asociado con la capacidad de almacenamiento de la subcuenca.

L = Longitud del cauce principal en la subcuenca (Km)

L_c = Longitud del cauce principal hasta la altura del centroide de la subcuenca (Km)

Los Coeficientes C_t asociados a áreas de montaña oscilan entre 1.35 y 1.65, con tendencia a tomar los valores máximos cuando la cuenca presenta pendientes bajas. Para el presente estudio se utilizará un valor de $C_t = 1.62$ para las tres subcuencas definidas.

Por tanto, los tiempos de retardo para cada una de las subcuencas definidas en el presente estudio, son los que se muestran en la Tabla N°10:

Tabla N°10 – **Tiempos de retardo de las subcuencas del río Tahuamanu.**

Sub Cuenca	C_t	L	L_c	$t_l(s)$
C1	1.62	231.41	131.34	35.839
C2	1.62	84.93	47.64	19.572
C3	1.62	217.63	99.70	32.392

2.- Cálculo de Caudal pico del hidrograma correspondiente a 1 cm de precipitación:

$$Q_p = \frac{2.78C_p A}{t_l}$$

Donde:

A = Área de la sub cuenca (Km).

C_p = Coeficiente que determina la magnitud del máximo caudal, relacionado con el gradiente de la cuenca y su capacidad de almacenamiento.

t_l = Tiempo de retardo (s)

Para realizar el cálculo del caudal pico se utilizó los siguientes valores:

- $C_p = 0.56$ (Considerando que C_p varía entre 0.56 y 0.69, siendo el menor valor el correspondiente para regiones llanas, similares al que presenta la cuenca del río Tahuamanu).

- $C_t = 1.62$ (Considerando que C_t varía entre 1.35 y 1.65, siendo el mayor valor el correspondiente a cuencas con pendientes bajas, similares al que presenta la cuenca del río Tahuamanu).

Por tanto, los caudales pico para correspondientes a 1 cm de precipitación, para cada una de las subcuencas definidas en el presente estudio, son los que se muestran en la Tabla N°11.

Tabla N°11 – Caudales pico de las subcuencas del río

Sub Cuenca	C_p	A	$t_l(s)$	$Q_p(m^3/s)$
C1	0.56	2,891.89	35.84	125.621
C2	0.56	804.11	19.57	63.962
C3	0.56	4,158.17	32.39	199.844

Para el cálculo de la precipitación efectiva, es decir, para el cálculo de la cantidad de agua que realmente va a escurrir por cada subcuenca, se considera lo siguiente:

- Los suelos de la cuenca Tahuamanu son arcillosos y presentan una pequeña pendiente.
- En la cuenca del río Tahuamanu, cuando se presentan fuertes precipitaciones, el suelo se satura y el mayor porcentaje de las masas de precipitación discurren como escorrentía superficial. Ello queda demostrado con la máxima avenida ocurrida el 27 de Febrero del 2007, donde el caudal de avenida fue del orden de 1975 m³/s y las precipitaciones de 24 horas registradas en las estaciones pluviométricas de Asis y Puerto Maldonado fueron de 93.2 y 70.6 mm respectivamente.
- Se considera un valor CN (número de curva) = 83 de acuerdo a las características presentadas en la cuenca del río Tahuamanu.

Con toda esta información, aplicamos el programa HEC-HMS v. 3.3, el cual nos permite generar los caudales de cada una de las subcuencas que detallamos en la siguiente tabla:

Tabla N°12 – Caudales máximos obtenidos para cada subcuenca del río Tahuamanu.

Sub Cuenca	Periodo de Retorno Tr = 100 años (m3/s)	Periodo de Retorno Tr = 500 años (m3/s)
C1	1,621.00	2,079.20
C2	700.90	895.60
C3	2,447.00	3,132.20

Una vez obtenidos los caudales máximos de cada una de las subcuencas, se utilizará nuevamente el programa HEC-HMS v. 3.3 para la determinación de los caudales de avenida en la zona del puente. El aporte de cada una de las subcuencas al caudal total que pasa por la zona del puente Tahuamanu es el que se muestra en el siguiente esquema, y es el que utiliza el programa para calcular dicho caudal.

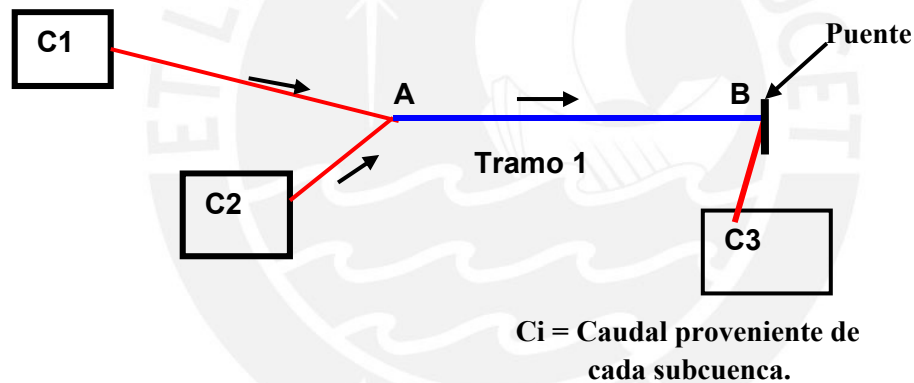


Figura N°13 – Esquema de la cuenca del río Tahuamanu usado en el programa HEC-HMS.

El procedimiento utilizado por el programa es el siguiente:

- Las máximas avenidas provenientes de las cuencas C1 y C2 se suman al desembocar en el punto A.
- Una vez que convergen ambos caudales, discurren por el Tramo 1, donde parte de la masa proveniente de A se almacena temporalmente en este tramo, ocasionando que la onda de avenida llegue amortiguada a la zona del puente Tahuamanu.

- Para calcular la masa almacenada (S) en el tramo 1, el programa aplica el método de Muskingum, el cual se basa en la siguiente ecuación diferencial.

$$I - O = \frac{dS}{dt}$$

Estableciendo, que el almacenamiento (S) es una función lineal del caudal de entrada y de salida.

$$S = K[XI + (1 - XO)]$$

Donde:

I = Caudal de Entrada

O = Caudal de Salida

K = Constante de almacenamiento con las dimensiones del tiempo. Se interpreta como el tiempo de viaje de la onda de avenida desde la entrada en A, hasta la zona del puente.

X = Factor de peso adimensional, el cual indica la importancia relativa de I y de O para la determinación del almacenamiento. En corrientes naturales, X se encuentra entre 0.0 y 0.5 con un valor medio cercano a 0.3; $X= 0$ significa una máxima atenuación y $X= 0.5$ significa no atenuación

Los valores utilizados para el cálculo del almacenamiento (S) por el programa HEC-HMS v. 3.3 fueron $K=0.56$ y $X=0.46$.

- Habiendo calculado el valor de S y con ello el caudal que llega al Punto B por el Tramo 1, se realiza la sumatoria de dicho caudal más el caudal de la subcuenca C3, con lo cual se obtiene el caudal total de avenida en la zona del puente Tahuamanu.

En la siguiente tabla se muestran los resultados de los caudales máximos para diferentes periodos de retorno, obtenidos mediante el procedimiento anteriormente mencionado con el programa HEC-HMS v. 3.3.

Tabla N°13 – Caudales máximos, para diferentes periodos de retorno, obtenidos aplicando el método del Hidrograma Unitario de Snyder.

Cuenca	Periodo de Retorno T (años)	Precipitación máxima de 24 horas (mm)	Q_{max} (m ³ /s)
Río Tahuamanu (Puente)	100	187.30	4543.80
	500	227.60	5816.20

Los valores mostrados en la Tabla N°13 son reflejados también en los Hidrogramas mostrados a continuación, los cuales también se obtienen mediante el programa HEC-HMS v. 3.3.

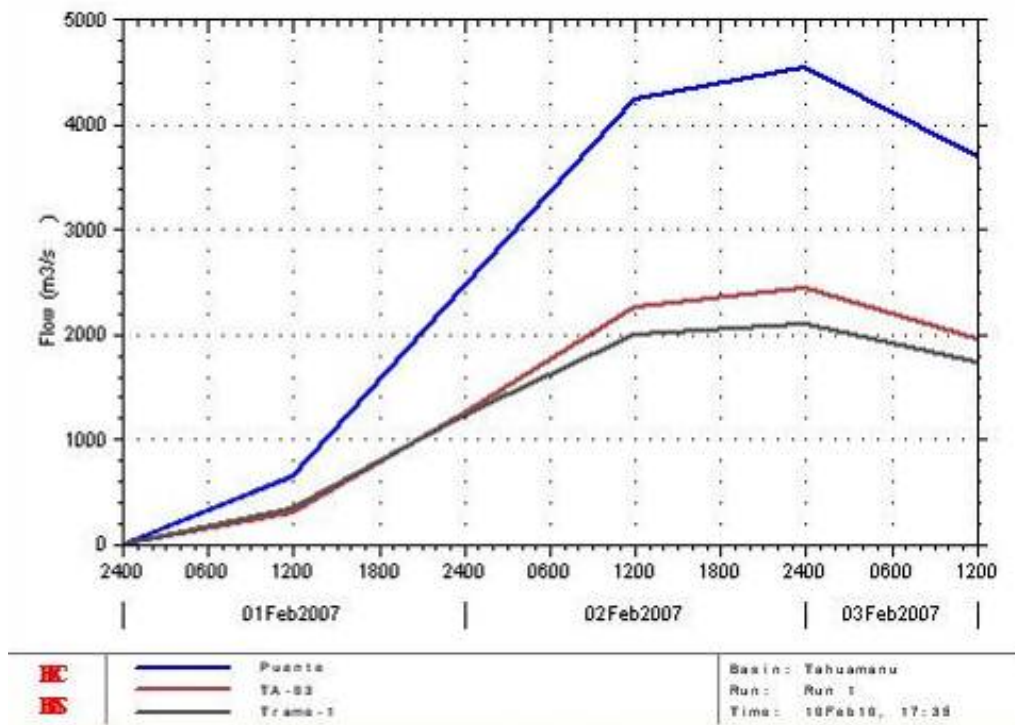


Figura N°14- Cuenca del río Tahuamanu. Resultados del programa HEC-HMS. Caudal de avenida para un período de retorno de 100 años

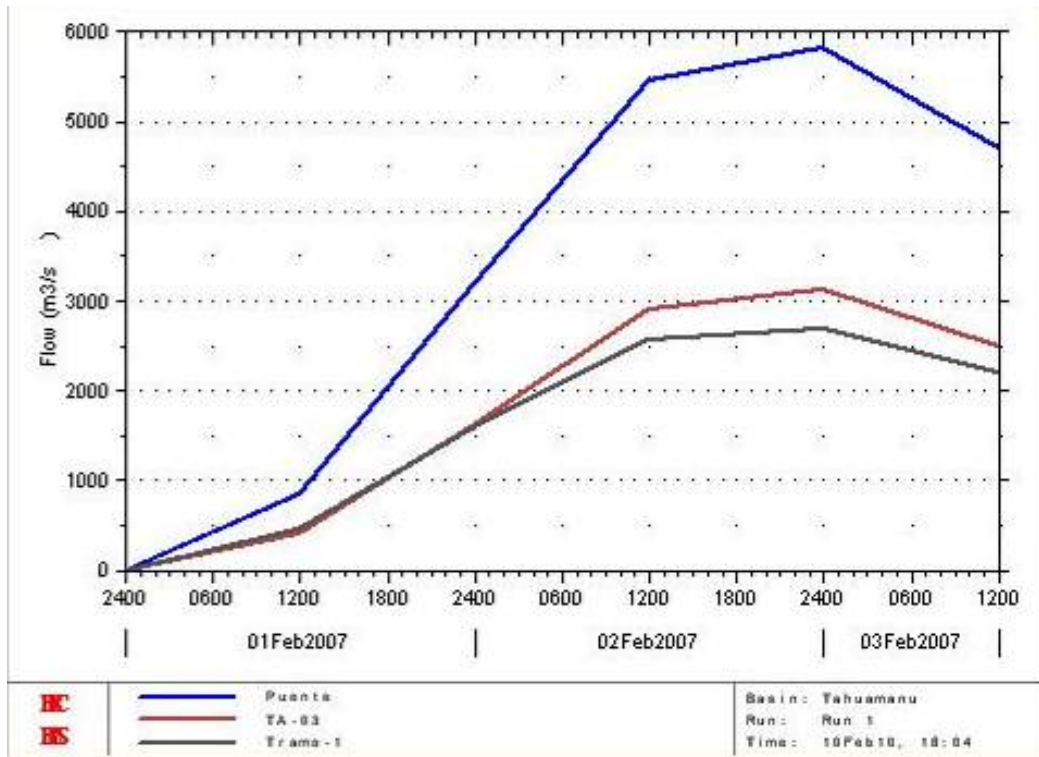


Figura N°15 - Cuenca del río Tahuamanu. Resultados del programa HEC-HMS. Caudal de avenida para un periodo de retorno de 500 años

En base a los resultados mostrados anteriormente, se concluye que los caudales obtenidos con la ayuda del programa HEC – HMS v. 3.3 son más cercanos a la realidad por utilizar información in situ de las precipitaciones registradas en las estaciones pluviométricas del sector, por lo cual se considerará dichos caudales para los cálculos del diseño de la defensa ribereña a implementar.

- Caudal para un período de retorno de 100 años **Q100 = 4543.8 m³/s**
- Caudal para un período de retorno de 500 años **Q500 = 5816.2 m³/s**

CAPÍTULO 3: MARCO TEÓRICO

3.1 DESCRIPCIÓN DE SISTEMAS DE DEFENSA RIBEREÑA

La necesidad de plantear una solución técnica, económica y ambientalmente viable requirió de un estudio detallado de las diferentes metodologías o sistemas de defensa que se realizan para contrarrestar los problemas de socavación que se presentan en los ríos. En el presente capítulo, se desarrollarán dos tipos de defensa que se analizaron como posibles soluciones de la Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu.

Uno de los factores más importantes que se analizan de manera previa al análisis técnico y económico, es el entorno en el que se desarrollará el proyecto; ello, con la finalidad de identificar la facilidad de obtención de recursos (mano de obra, materiales, equipos, etc.) que serán necesarios para desarrollar el proyecto. Adicionalmente, se debe tener en cuenta la rapidez con la que se requiere la intervención para así atenuar el inminente y agresivo proceso de socavación que se presenta en el sector.

3.1.1 Sistema de Gaviones

Una alternativa de solución bastante común en nuestro medio es el sistema de gaviones, el cual se caracteriza por su proceso constructivo sencillo y eficiencia para la protección de taludes que están expuestos a agentes erosivos que los debilitan paulatinamente.

Es muy común encontrar, en distintas partes de nuestro país, reforzamientos de talud con sistema de gaviones, más aún en sectores en donde existen canteras de piedra muy cercanas al punto de ejecución de los trabajos; sin embargo, existen zonas en las cuales la obtención de esta materia prima es muy difícil de obtener, por lo cual se necesitará del estudio de otros sistemas que se acoplen mejor al contexto en donde se requiere la solución.

El sistema de gaviones es una estructura que tiene como elemento conformante al gavión, el cual consiste en una caja de forma prismática rectangular de enrejado metálico con malla hexagonal de triple torsión, elaborada con alambre galvanizado reforzado Galfan, aleación de Zinc + 5% de Aluminio; el cual es relleno de piedra para conformar unidades resistentes a la acción erosiva de las aguas, socavamientos y asentamientos diferenciales.

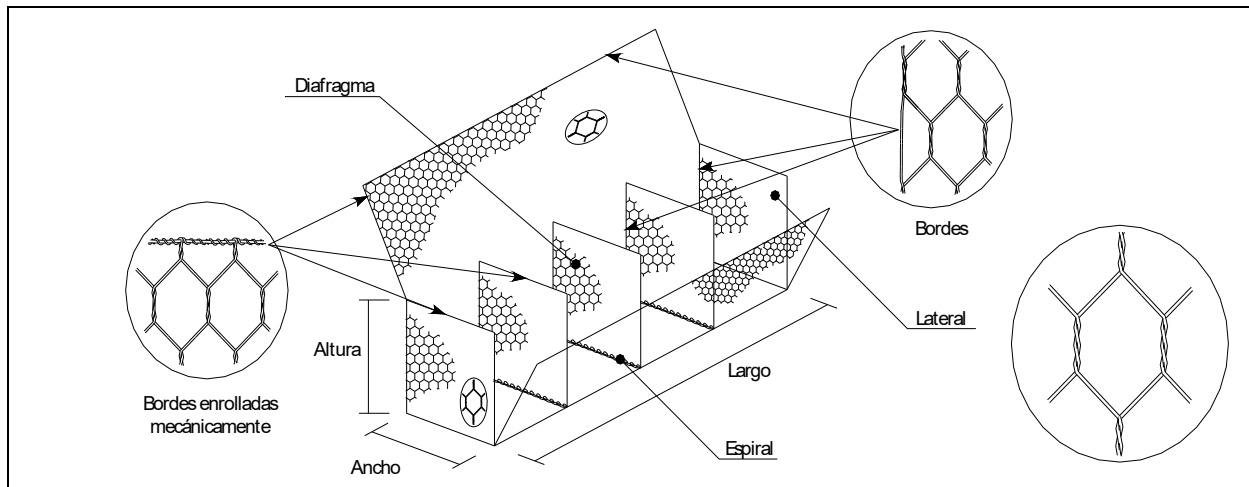


Figura N°16 - Esquema de Gavión Tipo Caja

Existe una gran variedad de aplicaciones con muros gavión, dentro de las cuales se tiene estabilización de taludes, diques de contención, muros ecológicos, defensas ribereñas entre otras; siendo esta última la que se analizará en la presente tesis.

Dentro de las principales ventajas que presenta este sistema, se tiene: flexibilidad, durabilidad, mano de obra no especializada para su ejecución, fácil diseño, económico, adaptación al terreno donde se construirá, entre otros. Cabe señalar, que el aspecto económico solamente estará garantizado si el material granular (piedra para gavión) se puede obtener de canteras cercanas a la obra, ya que por el contrario su costo se elevaría exponencialmente en función de la distancia de transporte que se tenga que realizar.

Para la construcción de un sistema de protección con gaviones es necesario realizar el transporte de la piedra que conformará las cajas de enrejado metálico de la cantera que se encuentre más próxima al frente de trabajo. Los tamaños de la piedra que normalmente se utilizan para el llenado de las cajas metálicas galvanizadas oscilan entre 4” y 10”, lo cual garantizará el acomodo de las piedras y su fijación dentro del enrejado metálico de las cajas.

El proceso constructivo de este sistema se inicia con la preparación de la superficie en donde se colocará la estructura de gaviones, la cual deberá ser nivelada mediante actividades de relleno y/o excavación hasta lograr la pendiente y resistencia prevista en el diseño. Una vez preparada la superficie de apoyo se deberá extender geotextil no tejido que servirá de transición entre el suelo de la base y los gaviones.

El armado de las unidades de gavión se realiza in situ, y se inicia desdoblado las mallas galvanizadas y levantando los paneles exteriores y diafragmas interiores, los cuales se amarrarán mediante alambres constituidos del mismo material que el alambre del gavión. Una vez armadas las celdas de malla galvanizada, se inicia el llenado con piedras de diferentes dimensiones (entre 4” y 10”) de buena calidad, sanas, durables y sin defectos que puedan afectar su estructura y con ello la estabilidad de toda la obra. La colocación de las piedras se debe realizar de tal manera que las piedras de menor dimensión queden en la parte central y las piedras de mayor dimensión junto a las mallas hexagonales; es necesario precisar que no es permisible ni adecuado colocar piedras con dimensiones menores a la abertura de las mallas, ya que ello implicaría que ante alguna sollicitación externa, salgan despedidas de la estructura del gavión.

Durante la operación del llenado de gaviones, deberán colocarse dos o más tensores de alambre a cada tercio de la altura de gavión, los cuales unirán paredes opuestas y celdas de gavión

adyacentes. Dichos tensores tienen como función ensamblar los diferentes gaviones en una sola unidad estructural, la cual será resistente a las solicitaciones externas a las que esté expuesta la estructura. Finalmente, una vez llenadas las cajas de gavión se procede a cerrarlas con las tapas y amarrarlas con alambre galvanizado.

El procedimiento descrito anteriormente es repetitivo nivel a nivel, hasta lograr las dimensiones de la estructura diseñada. Dependiendo de la funcionalidad de la estructura de gavión que se ejecute, se colocará un relleno estructural por detrás que sirva como respaldar y apoyo ante alguna solicitación frontal; en el caso particular de muros de gavión diseñado como defensas ribereñas, es necesario ejecutar dicho relleno.

Para la ejecución de un sistema de gaviones que sirva de defensa ribereña, es imprescindible colocar en la parte inferior un nivel de gaviones de altura menor a la de los niveles superiores (Tipo Colchón Reno), ello con la finalidad de que la estructura cuente con una plataforma antisocavante capaz de minimizar los efectos de los flujos de agua del río. Dicha plataforma de gaviones tipo colchón reno se construye de forma similar a los gaviones descritos anteriormente, con la particularidad de que se debe colocar un tensor vertical por cada metro cuadrado de colchón para unir la tapa con el fondo.

Las siguientes fotografías muestran algunos sectores de la Carretera Interoceánica Sur que fueron intervenidos con sistemas de gaviones, en atención a problemas de erosión e inestabilidad de taludes.

- Sector Km 264+280 al Km 264+350 (Progresivas Hito) – Puente Dos de Mayo

Defensa Ribereña con Sistema de Gaviones



Foto N°11 y 12 **Protección Ribereña con Sistema de Gaviones**
Margen Izquierda - Puente Dos de Mayo

- Sector Km 31+816 al Km 32+028 (Progresivas Hito)

Estabilidad de Talud con Sistema de Gaviones



Foto N°13 y 14 **Sistema de Contención de Taludes con Sistema de Gaviones**
Lado izquierdo y derecho de la vía

3.1.2 Sistema de Geo estructuras

La protección ribereña empleando un sistema de geoestructuras ha sido poco difundido y utilizado en nuestro país, son muy escasos los proyectos que han utilizado este sistema para atenuar la problemática erosiva en las riberas de los ríos. Sin embargo, su eficiencia y practicidad hacen de este sistema una solución bastante interesante, más aun en zonas donde la obtención de los materiales q conformarán el cuerpo del sistema de protección se dificulta por las considerables distancias de transporte. Algunos países en Sudamérica como Colombia, Uruguay y Venezuela han implementado este sistema en varios proyectos por la gran cantidad de ventajas que presenta.

El sistema de geo estructuras está conformado por geo tubos que son tubos largos fabricados a partir de geotextiles con altas propiedades mecánicas e hidráulicas (resistencia a altos esfuerzos), además de estar diseñados para soportar condiciones extremas como altas temperaturas, aguas salinizadas y exposiciones prolongadas a la intemperie y la luz solar.

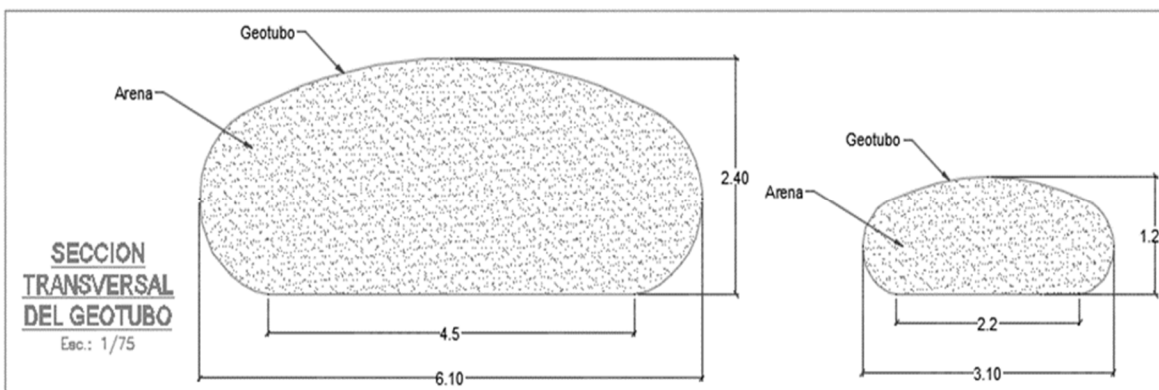


Figura N°17 Secciones Transversales de Geotubos

Dentro de las principales ventajas que presenta este sistema, se tiene: Durabilidad, flexibilidad, impacto mínimo en el entorno donde se ejecutará, disminución de la explotación de canteras y por ende menor contaminación ambiental, no se requieren equipos especializados para su

ejecución, sencilla instalación, reducción de tiempos de ejecución, reducción de costo de la obra debido a que no se requiere transportar material granular de otras canteras.

Las geoestructuras pueden ser utilizadas en una variedad de proyectos de ingeniería, dentro de los más importantes se tiene: Conformación de lagunas, descontaminación de ríos, construcción de humedales, creación de islas artificiales, contención de sedimentos marinos contaminados, rompeolas, espigones, protecciones costeras y ribereñas entre otras; siendo esta última la que se analizará en la presente tesis.

Para la construcción de una defensa ribereña con sistema de geoestructuras es necesario disponer los tubos de geotextil estratégicamente con la finalidad de que formen un cuerpo capaz de resistir las solicitaciones ocasionadas por los flujos de agua del río, y así evitar la erosión de los taludes colindantes.

El proceso constructivo de este sistema se inicia con la preparación de la superficie de cimentación de las geoestructuras, la cual deberá ser nivelada mediante actividades de excavación y/o relleno hasta lograr la pendiente y resistencia prevista en el diseño. Una vez preparada la superficie de apoyo se deberá desenrollar los tubos de geotextil de alta resistencia en su posición final de acuerdo al detalle de los planos de diseño, asegurándolos mediante elementos de anclaje que se colocarán de acuerdo a la posición que tenga el tubo de geotextil en el dique de protección.

Una vez colocado el geotextil desenrollado, se procede al llenado de los geotubos mediante el acoplamiento directo de un sistema de bombeo hidráulico del material de dragado o de relleno. En la mayoría de los casos, el material a utilizar como relleno de los geotubos es material propio

del sector a intervenir; siendo este un slurry (mezcla de arena y agua) que será transportado desde las pozas de mezclado hacia cada uno de los geotubos.

Durante el proceso de llenado de geotubos, el agua drena por las paredes debido a la permeabilidad del geotextil que lo conforma; sin embargo, para acelerar el proceso de drenaje del agua contenida dentro del geotubo, personal de la obra debidamente instruido realiza saltos sobre los geotubos hasta lograr drenar la mayor cantidad de agua. La relación altura vs ancho del geotubo no deberá exceder el valor de 0.5, para lo cual se debe realizar controles mediante lectura con una mira, ello también con la finalidad de garantizar de que no se exceda la altura máxima indicada en los planos de diseño.

Alcanzada la altura del geotubo indicada en el diseño, se deberá amarrar los puertos de entrada del geotubo con cordel de polipropileno e introducirlos dentro del mismo.

Los geotubos deberán ser llenados en una secuencia predeterminada, teniendo en cuenta que es necesario culminar el proceso de llenado e instalación de uno para continuar con el siguiente. En el caso de tener un relleno estructural posterior al dique de geotubos, este se deberá ejecutar secuencialmente al llenado de los elementos, previa colocación de un geotextil de separación.

El procedimiento es repetitivo para cada uno de los geotubos, cuyo alineamiento y disposición en obra atenderán de forma estricta al diseño detallado en los planos de obra. Se recomienda llenar un tubo de geotextil en una sola jornada de trabajo, ello debido a que el relleno del geotubo requiere de un lapso de tiempo de consolidación para conformar una estructura monolítica compacta; realizarlo en varias jornadas originaría que el elemento no tenga un relleno homogéneo y con ello no tenga el comportamiento esperado ante las sollicitaciones externas para las cuales fue diseñado.

Para la ejecución de un sistema de geoestructuras como protección ribereña, es imprescindible colocar un manto antisocavación previo a la colocación de los geotubos que conformarán el dique de protección. De acuerdo a lo que indique el proyecto, se deberá colocar dos mantos antisocavación: uno que tenga en su extremo un tubo de geotextil que sirva como lastre y otro por debajo del dique guía sin lastre; el traslape que deberá existir entre ambos mantos será definido en los planos de detalle de la obra.

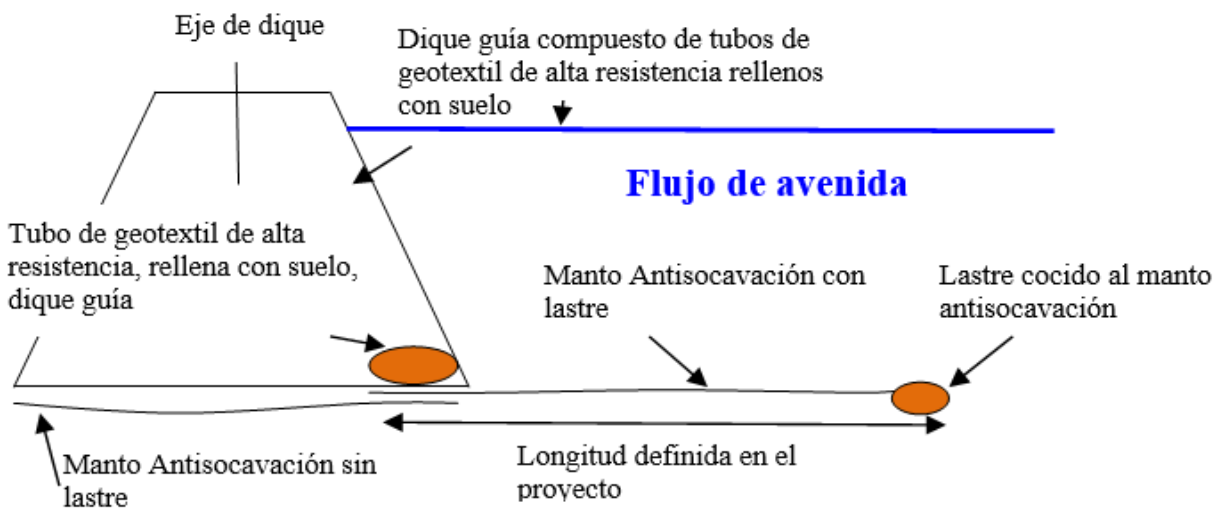


Figura N°18 Esquema de la Colocación de los Mantos Antisocavación

El proceso constructivo de este sistema de defensa ribereña se desarrolla más a detalle en el capítulo N°07 de la presente tesis, por lo cual en este capítulo se mencionan aspectos generales que describen y dan a conocer los pasos más relevantes para implementar un sistema de protección con geoestructuras.

Las siguientes fotografías muestran la Defensa Ribereña del Puente Mavila ubicado en el Km. 512 de la Carretera Interoceánica Sur, el cual fue diseñado y construido con un sistema de geoestructuras que atenuaron los problemas de erosión que se presentaban en dicho sector.



Foto N°15,16 y 17 Protección Ribereña con Sistema de Geoestructuras –
Puente Mavila

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS PRELIMINAR DE DEFENSAS RIBEREÑAS

4.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE POSIBLES SISTEMAS DE DEFENSA

La búsqueda de un sistema que permita satisfacer todas las variables involucradas en la implementación de la defensa ribereña en el Puente Tahuamanu, exige realizar un diseño preliminar de las posibles alternativas de solución a implementar. Ello, con la finalidad de garantizar el buen funcionamiento del sistema y su viabilidad económica.

Los criterios generales de diseño a tomar en cuenta para el predimensionamiento de obras de protección ribereña son los caudales máximos, sección geométrica de la corriente, análisis morfológico e hidráulico del río, determinación de la longitud a proteger, altura y profundidad de la zona a proteger y las especificación técnicas de los elementos a utilizar.

El alcance de este diseño, se limitará a realizar un diseño preliminar de un sistema de protección ribereña con gaviones y otro con geoestructuras, sistemas que fueron descritos en el capítulo 3.1 de la presente tesis. Las hipótesis de la disposición de ambas soluciones se basarán en los resultados arrojados por los estudios preliminares realizados y presentados en el acápite 2.4 de la presente tesis.

Se idealizará el pre dimensionamiento de acuerdo a las siguientes premisas:

- La longitud de protección del dique de la margen derecha aguas arriba será igual a la luz del Puente Tahuamanu, por lo que se considerará $L1 = 160$ m; mientras que la protección de la margen derecha aguas abajo será igual a 90 m.
- La longitud de protección del dique de la margen izquierda aguas arriba será igual a la luz del Puente Tahuamanu, por lo que se considerará $L1 = 160$ m; mientras que la protección de la margen derecha aguas abajo será igual a 80 m.

- Las dimensiones de las secciones, tanto de la solución con gaviones como la de geoestructuras, serán similares con la finalidad de realizar un análisis económico más aproximado a la realidad.
- Para ambos casos, se propone un relleno en la parte posterior de la estructura conformado por arena limosa (SM) separado por un geotextil. Los diques de respaldo deberán tener como mínimo 3 m de ancho en la cresta y un talud 1H: 1V hacia el relleno masivo posterior. Asimismo, para el dique conformado por los gaviones o geoestructuras, se considerará una configuración triangular.

4.1.1 Predimensionamiento de Protección Ribereña con Gaviones:

Para la protección ribereña con gaviones, tomando en cuenta las recomendaciones indicadas en el Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, se propone una sección constante como la que se muestra a continuación.

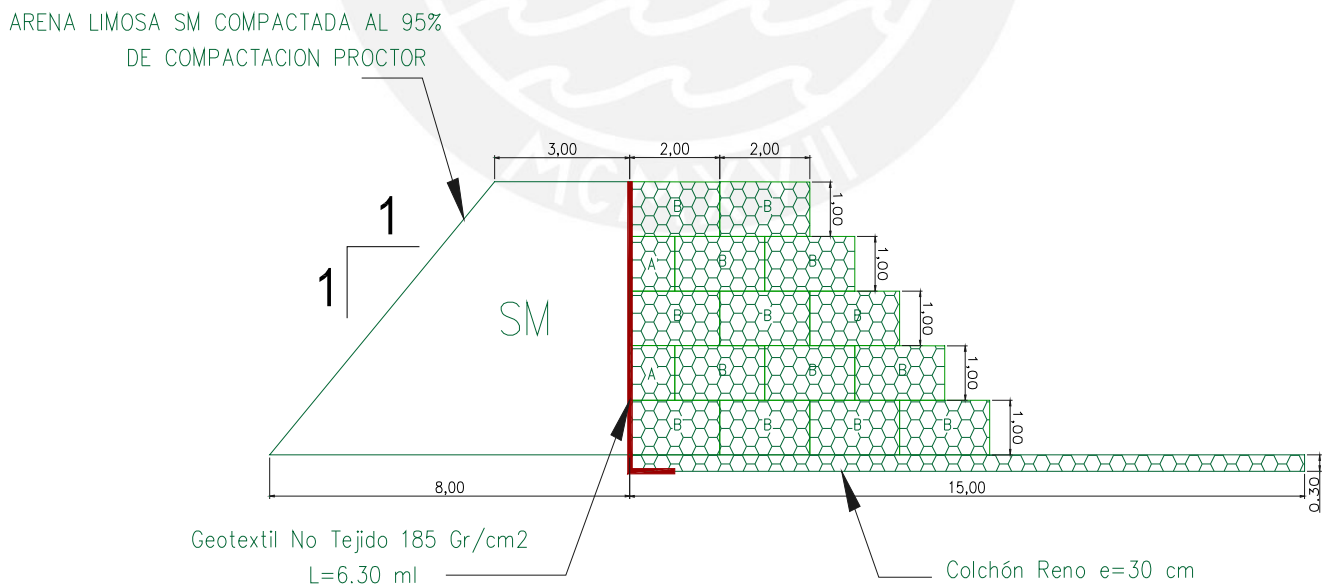


Figura N°19 – Pre dimensionamiento de Sección Transversal Típica de la Protección Ribereña con Gaviones.

La estructura de protección con gaviones consiste en 5 niveles de gaviones tipo caja de 1 m de altura, alcanzando una protección total de 5 m de altura, que garantizará la protección de los taludes de las riberas del Puente Tahuamanu. En la parte posterior del dique con gaviones se propone un relleno de material (Arena Limosa SM) compactado al 95% del Proctor Modificado, con un ancho de corona de 3 m y una base de 8 m de longitud.

Con la finalidad de evitar la socavación en la base de la estructura de gaviones, se propone un colchón reno de espesor igual 0.30 m, sobre el cual se apoyarán los gaviones. Este elemento al ser flexible permitirá asentamientos diferenciales y se acoplará de muy buena manera al terreno existente.

La sección típica mostrada anteriormente para una solución con Gaviones, atiende a los siguientes parámetros de diseño:

$$1) B \geq \frac{H}{2}$$

$$2) L \geq 1.5 \text{ a } 2 \text{ profundidad máxima de erosión.}$$

Dónde:

B = Ancho de la base del muro de gaviones.

H = Altura del muro de gaviones

L = Longitud de colchón reno.

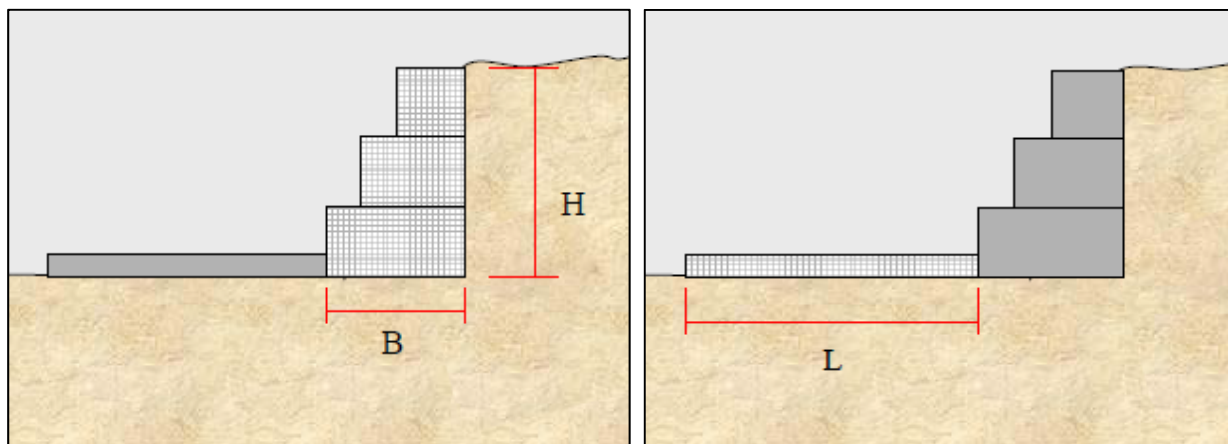


Figura N°20 - Esquema de Pre dimensionamiento de Sistema de Gaviones

Para definir la longitud “L” del colchón reno, es necesario conocer la máxima erosión prevista “ P_e ”. Si bien la presente tesis no realiza el estudio de la erosión prevista en la base, se considera un valor conservador de 2 m de erosión, considerando el material conformante del fondo del cauce del río, con lo cual el diseño propuesto de $L = 7$ m cumple con la condición anteriormente indicada.

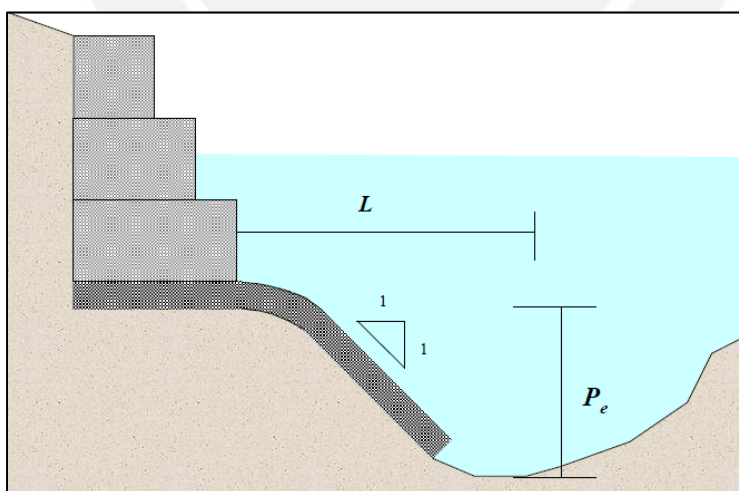


Figura N°21 - Esquema de máxima erosión prevista.

4.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE DIQUES DE PROTECCIÓN

La realización del diseño de la Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu precisa un análisis de la estabilidad del dique conformado por gaviones y geoestructuras, tomando en cuenta el pre dimensionamiento realizado en el acápite 4.1. El análisis de estabilidad de taludes implica determinar y comparar el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la probable superficie de falla con la resistencia cortante del suelo que se encuentra en estudio.

Para realizar un análisis de estabilidad de taludes se requiere conocer las características del suelo que conforma el talud, así como las cargas a las que está sometido. Para ambos casos, gaviones y geoestructuras, se considerará las características del suelo detalladas en el acápite 2.4 de la presente tesis.

Existen diversos procedimientos de análisis de estabilidad de taludes, que en líneas generales se dividen en dos clases principales:

- Procedimiento de Masa:

Este procedimiento considera como una masa unitaria la masa del suelo que está por encima de la superficie de falla. Se aplica en suelos usualmente homogéneos cohesivos, lo cual no se asemeja a la realidad de la mayoría de casos de taludes.

- Procedimiento de Dovelas:

Este procedimiento considera la fracción del suelo por encima de la superficie de falla en varias dovelas o franjas de suelo verticales, cuyos anchos no necesariamente son iguales. Cada dovela o franja de suelo, considerando una longitud unitaria perpendicular a la sección transversal, se analiza independientemente, en donde se calculan las fuerzas que actúan sobre ella. Para calcular el Factor de Seguridad (FS) mediante esta metodología, se idealizan las magnitudes de las

fuerzas normales y cortantes entre cada dovela como iguales, así como la coincidencia en sus líneas de acción. Finalmente, la estabilidad mediante este procedimiento será igual a la sumatoria de la estabilidad de cada una de las dovelas y el análisis de equilibrio que se tenga de toda la cuña de suelo que se encuentra por encima de la superficie de falla.

Para ambos casos, el análisis de estabilidad de taludes se puede calcular idealizando algunas de las condiciones en las que se encuentre la masa de suelo. Por ejemplo, condiciones drenadas y condiciones no drenadas, en donde la variación se basará en los esfuerzos efectivos.

Si bien el procedimiento de masa calcula la estabilidad de una manera más general que el procedimiento de dovelas, el resultado que se obtiene de esta metodología puede ser utilizado para el diseño de taludes con cierto grado de confiabilidad. Para un diseño más detallado y preciso es preferible utilizar el método de dovelas, el cual puede ser simplificado mediante metodologías desarrolladas por diferentes autores: Bishop, Morgenstern, entre otros.

Para el análisis de estabilidad de taludes de la presente tesis se utilizó el procedimiento de dovelas con la ayuda del Software SLIDE con los datos del suelo especificado en el acápite 2.4. Se evaluaron tres escenarios para el cálculo de los factores de seguridad:

1. Análisis de Estabilidad del Talud natural en el Sector del Puente Tahuamanu
2. Análisis de Estabilidad del Talud con Sistema de Gaviones
3. Análisis de Estabilidad del Talud con Geoestructuras

Para todos los escenarios en evaluación se realizó un análisis de estabilidad estático y pseudo estático ($a = 0.06g$, considerando que la zona de estudio se clasifica como Zona 1 de acuerdo con la Norma E.030 Diseño sismo resistente).

4.2.1 Análisis de Estabilidad de Talud Natural – Sector Puente Tahuamanu

Este análisis se realizó al talud natural de la margen derecha del río Tahuamanu, en los sectores en donde se proyectó la defensa ribereña, ello con la finalidad de conocer la estabilidad del talud natural sin la aplicación de ningún sistema de protección ribereña.

Los datos ingresados al SLIDE para el cálculo del factor de seguridad del talud de la ribera del río Tahuamanu fueron los siguientes:

- Clasificación SUCS del Suelo: CL
- Cohesión: 20.4 kN/m^2
- Peso Específico: 25.64 kN/m^3
- Ángulo de fricción: 9°

ANÁLISIS ESTÁTICO:

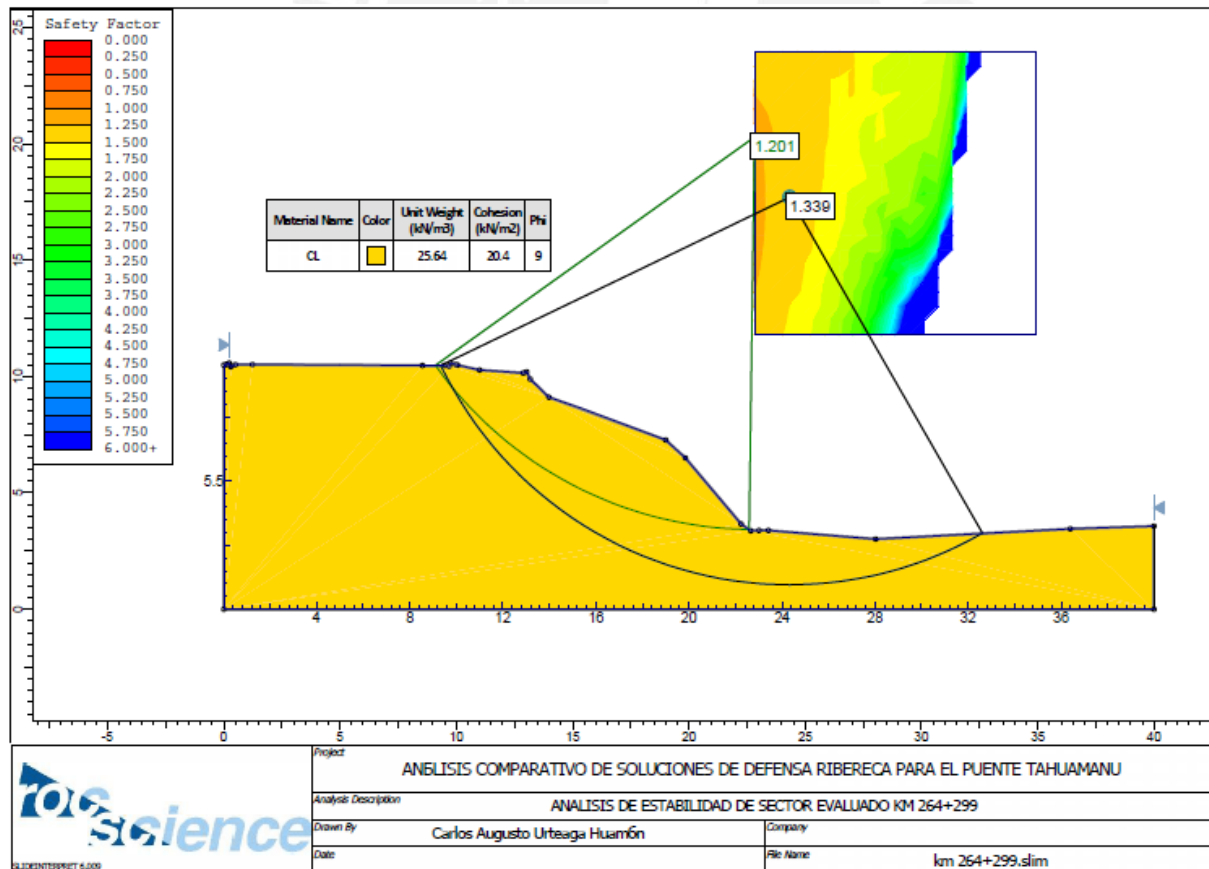


Figura N°23 – Análisis Estático – Talud Natural

El resultado del análisis de estabilidad estático realizado al talud natural de la ribera del río Tahuamanu, a la altura del puente del mismo nombre, arroja un Factor de Seguridad de 1.201 para un plano de falla que intersecta al talud por encima de su pie (falla de talud) y un Factor de Seguridad de 1.339 para un plano de falla que intersecta a la base (falla de base).

ANÁLISIS SEUDO ESTÁTICO:

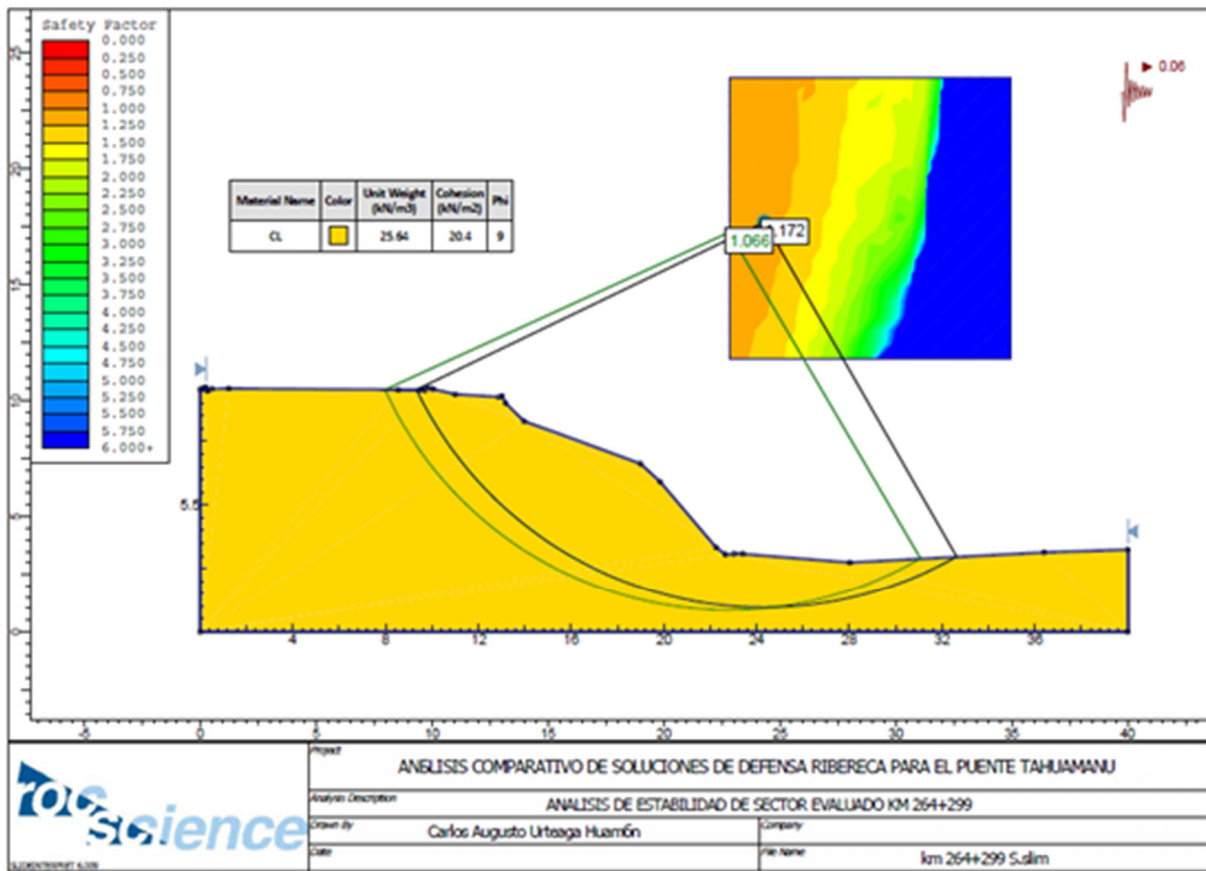


Figura N°24 – Análisis Seudo Estático – Talud Natural

Como se puede apreciar en el gráfico anterior, el resultado del análisis de estabilidad seudo estático realizado al talud natural de la ribera del río Tahuamanu, a la altura del puente del mismo nombre, muestra factores de seguridad menores a los realizados en el análisis estático, ello debido a que se incorporan fuerzas de sismo que alteran la estabilidad del talud. Si bien en este caso, la variación es mínima debido a que las fuerzas de sismo son pequeñas, es

recomendable siempre incluir estas fuerzas en el análisis de estabilidad para el diseño de taludes, y así generar mayor seguridad en la estructura construida.

De la interpretación del análisis realizado, se concluye que el talud de la ribera del río Tahuamanu no fallará en cuanto no se cambien las condiciones del material del cual está compuesto, lo cual es poco probable por el permanente contacto con los flujos de agua del cauce del río Tahuamanu. Ante ello, es necesario realizar alternativas de protección que mitiguen el proceso de erosión y posible falla de talud de las riberas del río Tahuamanu.




Se recomienda que, para taludes en las riberas de los ríos, los Factores de Seguridad estén por encima de 1.3 para el análisis estático; y por encima de 1.05 para análisis pseudo estático.

4.2.2 Análisis de Estabilidad del Talud con Sistema de Gaviones

El análisis realizado para este escenario incluye una protección con Sistema de Gaviones en los taludes de las riberas del río Tahuamanu, en el sector de estudio. Se consideró el predimensionamiento de la sección definida en el acápite 4.1.1, la cual fue ingresada al Software SLIDE, junto a las características de cada uno de los elementos de estudio.

A continuación, se muestran las características y valores utilizados para el análisis estático y pseudo estático de esta solución:

Tabla N°14 – Características de los materiales para el Análisis de Estabilidad del Talud con Sistema de Gaviones

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kN/m ²)	Phi
CL		25.64	20.4	9
MURO DE GAVIONES		21	-	36
MATERIAL DE RELLENO		19.61	15	30

En la Tabla N° 14 se muestran los valores que corresponden al estudio de suelos realizado en las márgenes del río Tahuamanu, así como los ensayos de calidad de la piedra conformante del sistema de gaviones (Peso Unitario = 21 kN/m³).

ANÁLISIS ESTÁTICO:

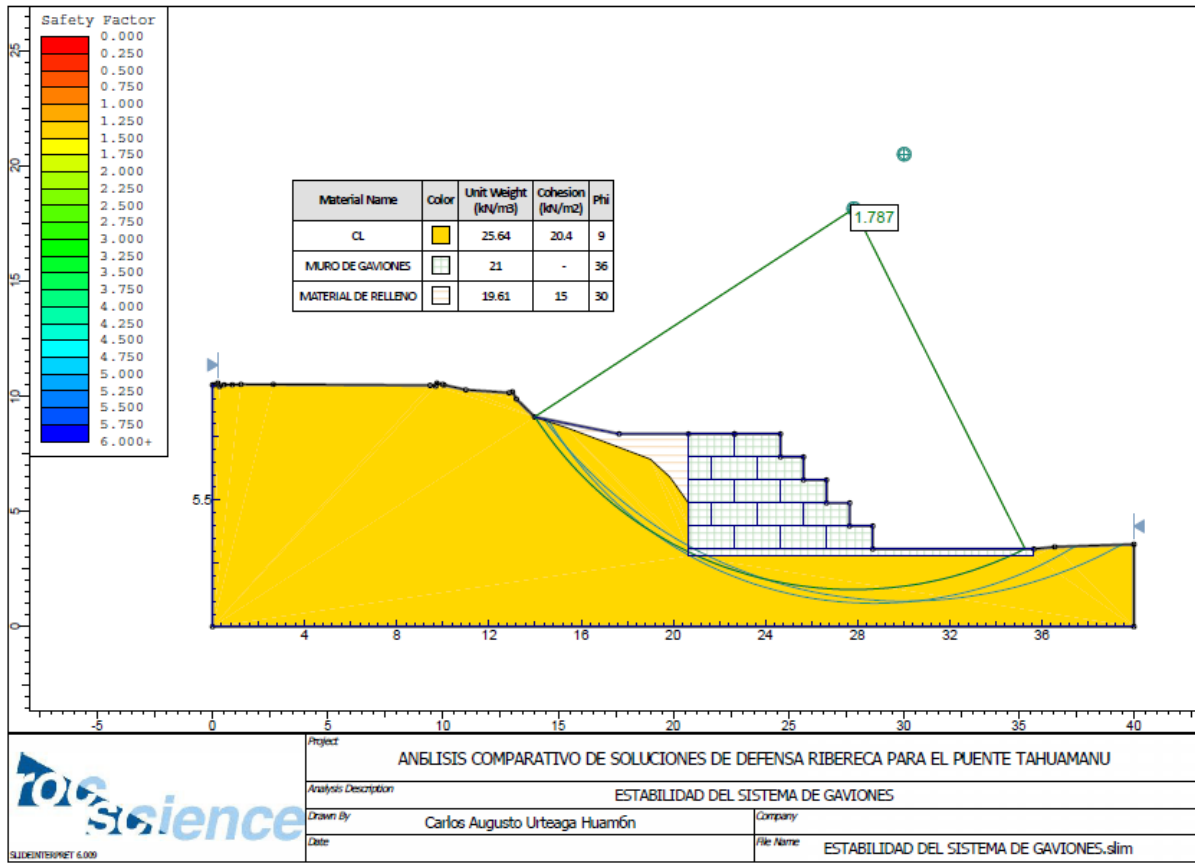


Figura N°25 – Análisis Estático – Talud con Sistema de Gaviones

Del análisis realizado, se obtienen valores del Factor de Seguridad superiores a 1.5, lo cual nos indica que la estabilidad del talud mejora con respecto al análisis realizado al talud sin ningún sistema de protección. Un valor conservador obtenido en la corrida realizada en el SLIDE es F.S = 1.787, con un plano de falla que intersecta el colchón reno del sistema de gaviones.

ANÁLISIS SEUDO ESTÁTICO:

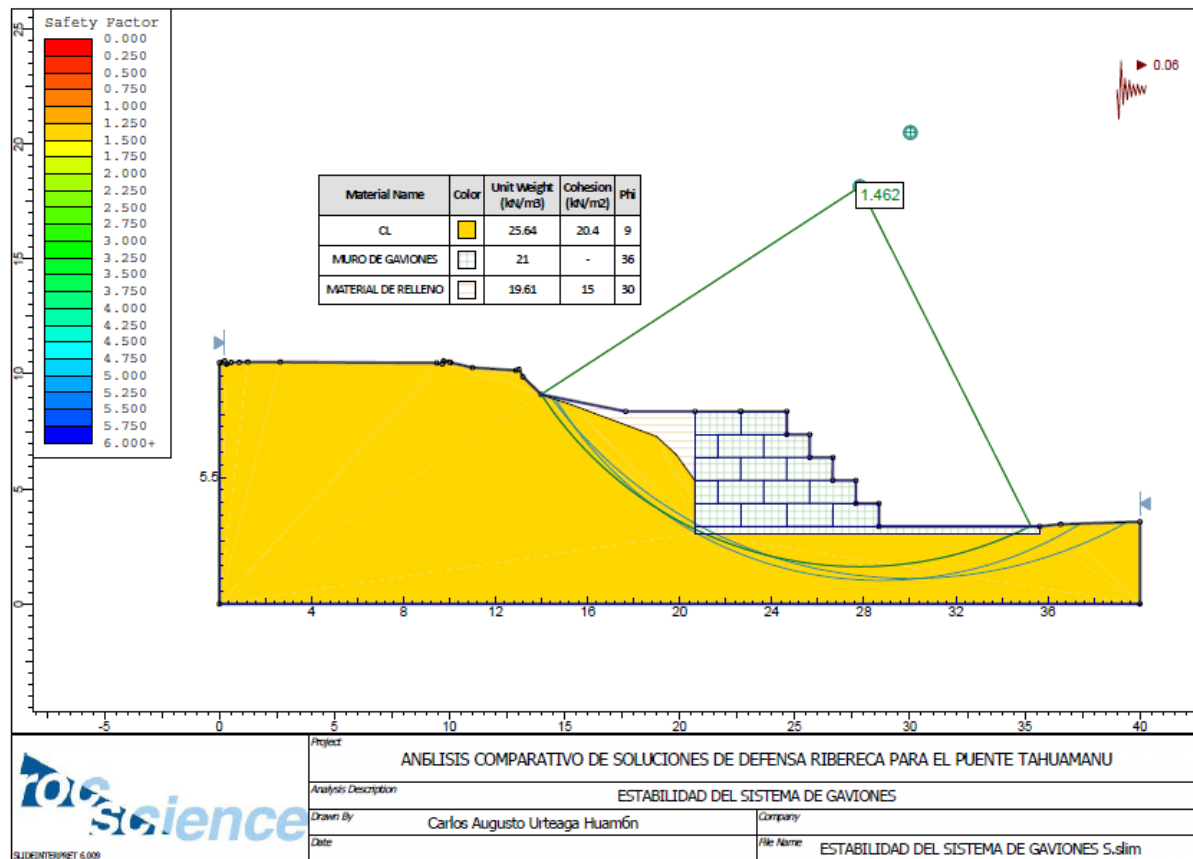


Figura N°26 – Análisis Seudo Estático – Talud con Sistema de Gaviones

Al incluir las fuerzas de sismo en el análisis de estabilidad, el factor de seguridad disminuye a valores inferiores pero cercanos a 1.5, lo cual garantiza la estabilidad del talud en estudio y también, al igual que en el análisis estático de esta solución, muestra un plano de falla que intersecta el colchón reno del sistema con gaviones, obteniéndose un $FS = 1.462$.




Esta solución depende mucho del acomodo que se le dé a la piedra conformante de los gaviones, es necesario tener cuidado en el adecuado proceso constructivo con la finalidad de acomodar y confinar las piedras para obtener una contención mucho más estable y resistente.

4.2.3 Análisis de Estabilidad del Talud con Sistema de Geoestructuras

El análisis realizado para este escenario incluye una protección con Sistema de Geotubos en los taludes de las riberas del río Tahuamanu, en el sector de estudio. Se consideró el predimensionamiento de la sección definida en el capítulo 4.1.2, la cual fue ingresada al Software SLIDE, junto a las características de cada uno de los elementos de estudio.

A continuación, se muestran las características y valores utilizados para el análisis estático y pseudo estático de esta solución:

Tabla N°15 – Características de los materiales para el Análisis de Estabilidad del Talud con Sistema de Geoestructuras

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kN/m ²)	Phi
CL		25.64	20.4	9
RELLENO GEOTUBOS		19.61	15	30
RELLENO		19.61	15	30

En la Tabla N° 15 se muestran las características del relleno posterior a las estructuras y el relleno de los geotubos son similares, ello debido a que el slurry con el que se rellenan las estructuras es la combinación de agua y el mismo material del sector, que luego de pasar por el proceso de sedimentación y evacuación del agua de las geoestructuras, queda la misma configuración de un relleno con el mismo material de la zona.

ANÁLISIS ESTÁTICO:

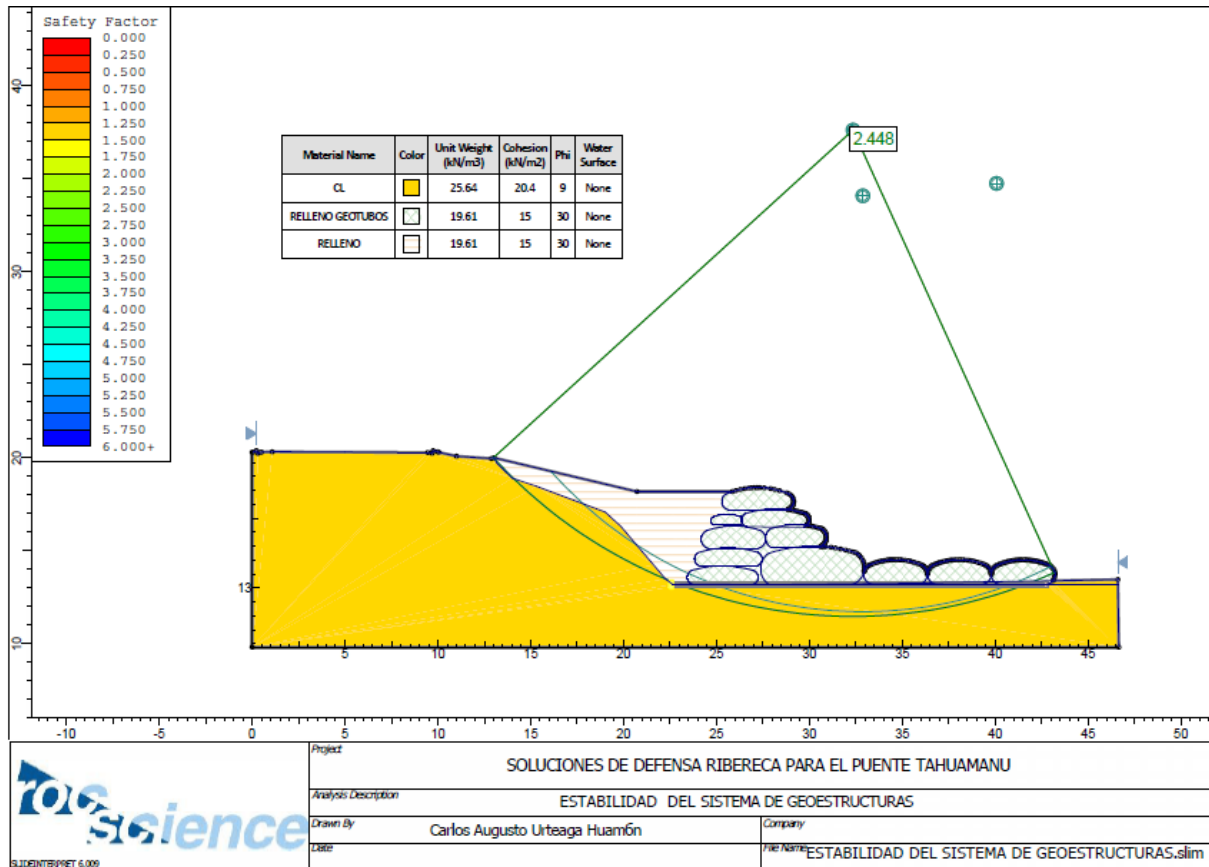


Figura N°27 – Análisis Estático – Talud con Sistema de Geoestructuras

Del análisis realizado, se obtienen valores del Factor de Seguridad superiores a 2, lo cual nos indica que la estabilidad del talud mejora con respecto a los dos análisis realizados anteriormente. Un valor conservador obtenido en la corrida realizada en el SLIDE es $F.S = 2.448$, con un plano de falla que intersecta la estructura de geotubos.

ANÁLISIS SEUDO ESTÁTICO:

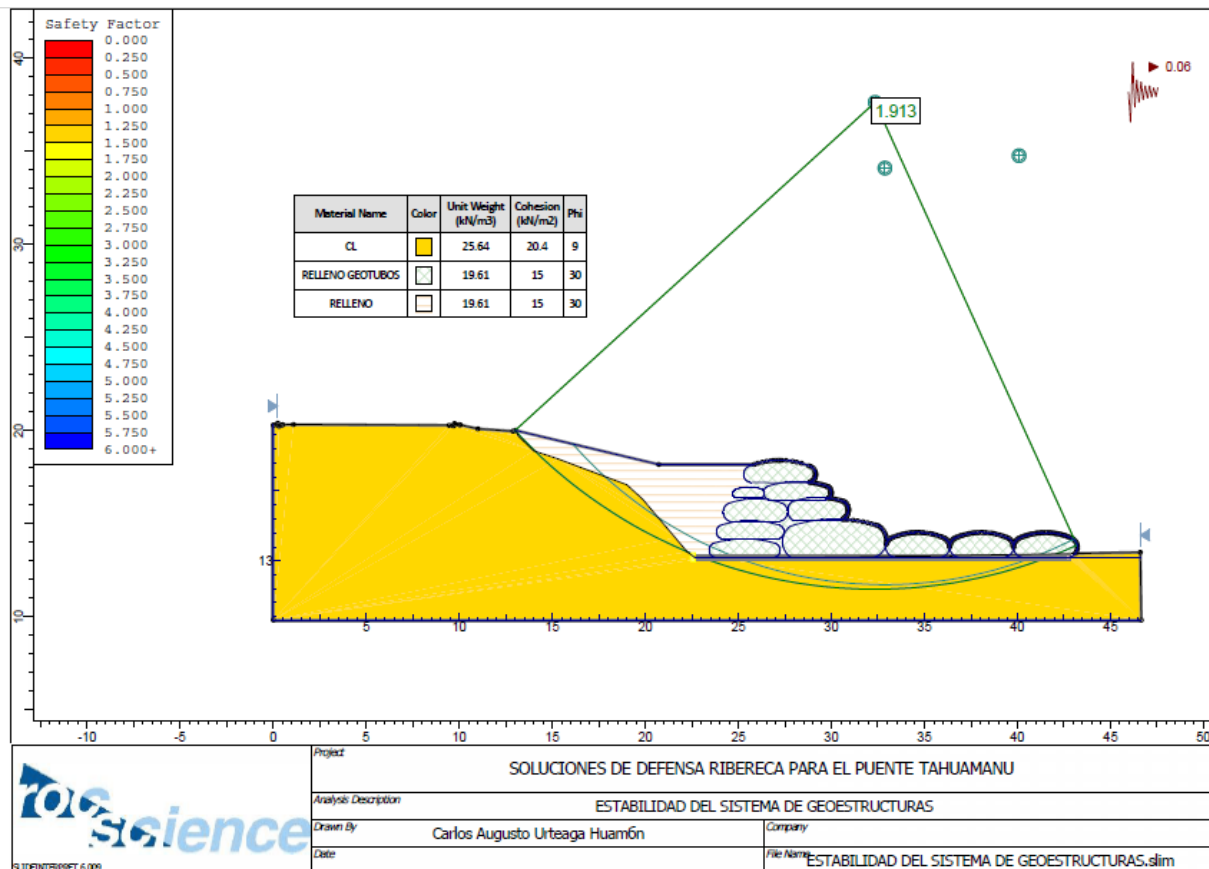


Figura N°28 – Análisis Seudo Estático – Talud con Sistema de Geoestructuras

Similar a los dos escenarios anteriores, el Factor de Seguridad resultante del análisis de estabilidad de talud con una protección con tubos de geotextil, se ve mermado por la acción de las fuerzas de sismo. Para este caso en particular, los valores del Factor de seguridad disminuyen a un valor promedio de 1.913.

A diferencia del sistema de gaviones, esta solución otorga mayor confiabilidad de estabilidad en los taludes de las riberas del río Tahuamanu, tanto para el caso estático como para el análisis seudo estático.

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS ECONÓMICO DE SISTEMAS DE DEFENSA

Una de las variables más incidentes para la elección de una solución a implementar en un determinado proyecto es el factor económico; por ello, la búsqueda de varias alternativas de solución para mitigar los problemas presentados en la presente tesis, nos ayudará a tomar la mejor decisión. A continuación se presentará el análisis económico de los dos posibles planteamientos de defensa ribereña en el Puente Tahuamanu: Gaviones y Geoestructuras.

Con la finalidad de estructurar el presupuesto referencial de cada una de las soluciones se tomarán las siguientes hipótesis.

- Se tomará como referencia las secciones y longitudes de cada uno de los planteamientos, que han sido definidos en el Capítulo 3.2 Predimensionamiento de posibles sistemas de defensa ribereña.
- Se evaluará únicamente los diques de protección de defensa ribereña en la margen derecha e izquierda del río Tahuamanu a la altura del Puente del mismo nombre, dejando el análisis económico del Dique Tapón, que para cualquiera de ambas soluciones a implementar: gaviones o geoestructuras, será la misma estructura (Dique protegido con geoceldas y relleno contrafuerte).
- Se utilizarán los precios venta aprobados del proyecto Interoceánico Sur, los cuales tienen como fecha base Agosto de 2004.
- Los metrados referenciales de las partidas más incidentes serán sustentados mediante planillas de metrados donde se detallará todos los cálculos, en base a la primera hipótesis presentada.
- Los montos parciales de cada una de las partidas serán el resultado del producto de los metrados y sus precios unitarios correspondientes.

- El análisis comparativo de ambas soluciones se realizará a nivel de costo directo.

5.1 ANÁLISIS ECONÓMICO DEL SISTEMA DE DEFENSA RIBEREÑA CON GAVIONES

Para el cálculo del costo de la protección ribereña con sistema de gaviones, se calcularán los metrados en base al predimensionamiento realizado en el Capítulo 3.2. Primero, se realizará el metrado del Dique de Protección de la Margen Derecha, y posteriormente el metrado del Dique de Protección de la Margen Izquierda.

DIQUE MARGEN DERECHA:

- Longitud de Protección Margen Derecha: $L = 250$ ml.
- Sección Típica Margen Derecha:

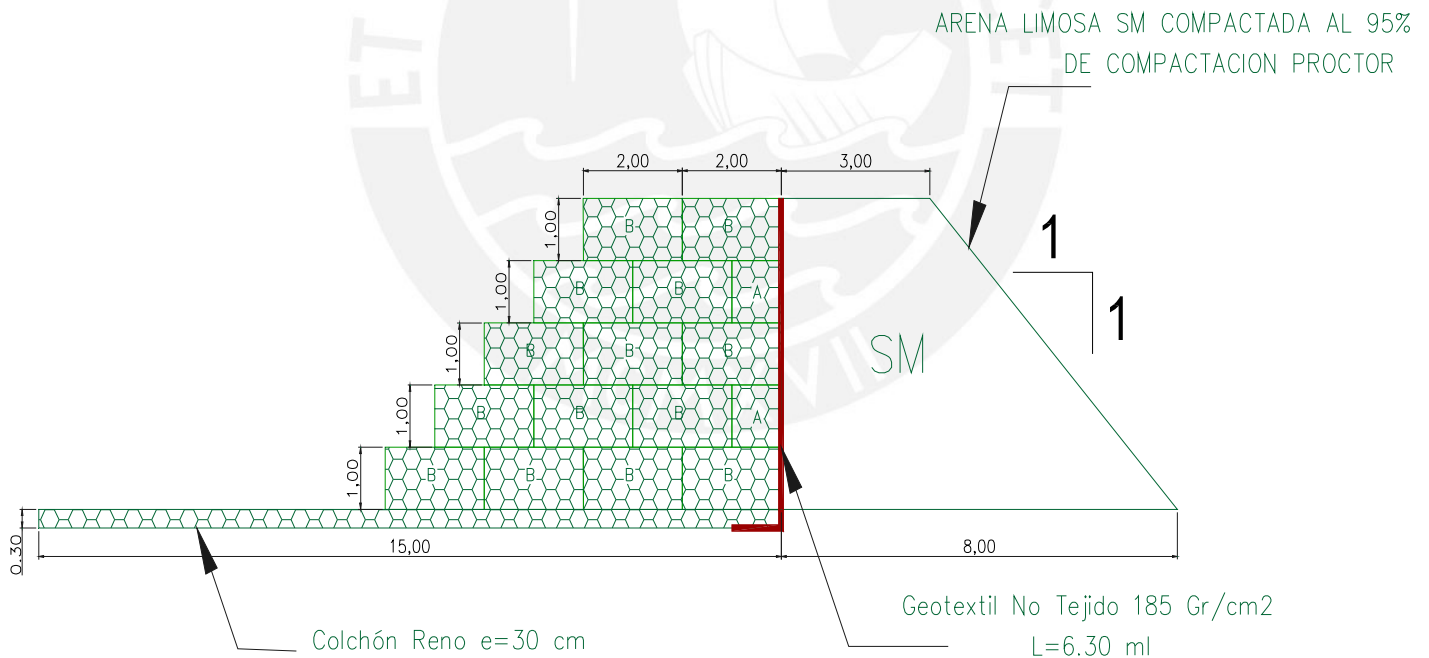


Figura N°29 – Dique Margen Derecha – Sistema de Gaviones

El Dique de la Margen Derecha está conformado por 5 niveles de Gaviones apoyados sobre un Colchón Reno $e= 0.30$ m. En la parte posterior de la estructura de gaviones se colocó un terraplén conformado por Arena Limosa (SM) compactada al 95% de la compactación Proctor.

Adicionalmente, entre el Muro Gavión y el Terraplén de respaldo se colocó un geotextil No tejido con la finalidad de evitar la pérdida de finos.

A continuación, se presenta el resumen de metrados de las partidas más incidentes de la protección Ribereña con sistema de gaviones – Dique Lado Derecho.

Tabla N°16 – Resumen de Metrados – Dique con Gaviones (Margen Derecha)

RESUMEN DE METRADOS
Dique con Gaviones - Lado Derecho

Codigo	Descripción	Unidades	Metrado Referencial
500	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE		
505.D	Relleno para Estructuras con Material Propio	m3	6,875.00
522	Gavion Tipo 1	m3	6,750.00
543B	Geotextil No Tejido Clase 2	m2	1,575.00
544C-1	Colchón Reno $e=30$ cm	m3	3,750.00
700	TRANSPORTE		
701	Transporte de material granular hasta 1 km	m3km	7,875.00
702	Transporte de material granular después de 1 km	m3km	1,222,861.50

Las planillas de los sustentos de metrados se encuentran en el Anexo N° 05.

DIQUE MARGEN IZQUIERDO:

- Longitud de Protección Margen Derecha: $L = 240$ ml.
- Sección Típica Margen Derecha:

ARENA LIMOSA SM COMPACTADA AL 95%
DE COMPACTACION PROCTOR

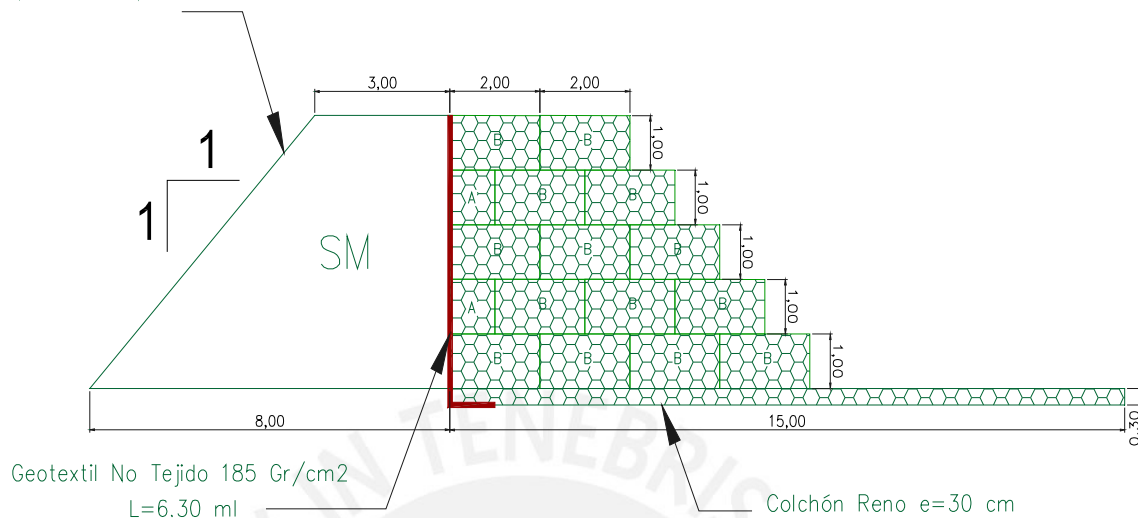


Figura N°30 – Dique Margen Izquierda – Sistema de Gaviones

La sección del dique de gaviones de la margen izquierda es similar a la sección presentada para la margen derecha. A continuación, se presenta el resumen de metrados de las partidas más incidentes de la protección Ribereña con sistema de gaviones – Dique Lado Izquierdo.

Tabla N°17 – Resumen de Metrados – Dique con Gaviones (Margen Izquierda)

RESUMEN DE METRADOS
Dique con Gaviones - Lado Izquierdo

Codigo	Descripción	Unidades	Metrado Referencial
500	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE		
505.D	Relleno para Estructuras con Material Propio	m3	6,600.00
522	Gavión Tipo 1	m3	6,480.00
543B	Geotextil No Tejido Clase 2	m2	1,512.00
544C-1	Colchón Reno e=30cm	m3	3,600.00
700	TRANSPORTE		
701	Transporte de material granular hasta 1 km	m3km	7,560.00
702	Transporte de material granular después de 1 km	m3km	1,173,947.00

Las planillas de sustentos se encuentran en el Anexo N° 05.

5.1.1 Resumen de Metrados – Sistema de Gaviones

El resumen de metrados que se presentará para la implementación de la defensa ribereña con Sistema de Gaviones contempla la sumatoria de los metrados de las estructuras de la margen derecha e izquierda, los cuales fueron presentados anteriormente. Adicionalmente, se presentaran los metrados de Obras Preliminares, Obras Provisionales y Movimiento de Tierras.

Considerando que la geometría de las secciones y la longitud de protección en ambas márgenes de río Tahuamanu, tanto para la solución con gaviones como para la solución con geoestructuras, son similares; se utilizará el mismo metrado para ambas soluciones en cuanto a los metrados de Obras Preliminares, Obras Provisionales y Movimiento de Tierras.

Como parte del Movimiento de Tierras, se considera las actividades de Excavación en Material Suelto (730,605.00 m³) y Excavación para Defensa Ribereña (173,267.00 m³). Estos volúmenes de material provenientes de la excavación deberán ser eliminados a un Depósito de Material Excedente aprobado, para este caso se considera el DME Km 573+817 que es el más próximo al sector de la obra accesoria. En consecuencia, el presupuesto de la solución con gaviones presentará metrado de las partidas 703,704 Transporte de Material a Eliminar Hasta/Después de 1 km. El volumen de eliminación será el siguiente:

- Volumen de Excavación en Material Suelto:	730,605.00 m ³
- Volumen de Excavación para Defensa Ribereña:	173,267.00 m ³
- Volumen para Conformación con MP:	557,828.60 m ³
- Volumen de Relleno para Estructuras con MP:	13,475.00 m ³

Volumen de Eliminación: 332,568.40 m³

El cálculo realizado considera la diferencia entre la sumatoria de las excavaciones y la sumatoria de los volúmenes de conformación y relleno para estructuras con Material Propio.

A continuación se muestra el resumen de metrados de la solución con gaviones de la Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu.

Tabla N°18 – Resumen de Metrados – Sistema de Gaviones

RESUMEN DE METRADOS - SISTEMA DE GAVIONES

Codigo	Descripción	Unidades	Metrado Referencial
1000	OBRAS PRELIMINARES		
1001.S	Movilizacion y desmovilización de equipos Defensa Rib. Pte. Tahuamanu	glb	1.00
100	OBRAS PROVISIONALES		
101C	Topografía y Georeferenciación de replanteo inicial	glb	1.00
102B	Mantenimiento de tránsito y seguridad vial - Tahuamanu	mes	11.00
106	Ataguías de protección	m3	55,584.70
107	Accesos	m	8,597.60
200	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
201A	Desbroce y limpieza en bosque	ha	12.50
201B	Desbroce y limpieza en zonas no boscosas	ha	7.60
202A	Excavación en material suelto	m3	730,605.00
205.A	Conformación con material propio	m3	557,828.60
225B	Excavación para defensa ribereña (con presencia de agua)	m3	173,267.00
500	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE		
505.D	Relleno para Estructuras con Material Propio	m3	13,475.00
522	Gavion Tipo 1	m3	13,230.00
543B	Geotextil No Tejido Clase 2	m2	3,087.00
544C-1	Colchón Reno e=30cm	m2	7,350.00
700	TRANSPORTE		
701	Transporte de material granular hasta 1 km	m3km	15,435.00
702	Transporte de material granular después de 1 km	m3km	2,396,808.50
703	Transporte de material a eliminar hasta 1 km	m3km	332,568.40
704	Transporte de material a eliminar después de 1 km	m3km	55,538.90

5.1.2 Presupuesto – Sistema de Gaviones

El costo de la implementación del sistema de gaviones como defensa ribereña del Puente Tahuamanu se presenta como la sumatoria de los montos parciales de cada partida considerada para esta solución. Cada uno de los montos parciales de todas las partidas consideradas en el presupuesto es el resultado del producto entre los metrados y los precios unitarios aprobados.

A continuación, se muestra el presupuesto, a nivel de costo directo, de la Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu con Sistema de Gaviones.

Tabla N°19 – Presupuesto Referencial – Sistema de Gaviones

PRESUPUESTO REFERENCIAL - SISTEMA DE GAVIONES

Codigo	Descripción	Unidades	Metrado Referencial	PU (US\$)	Monto Referencial (US\$)
1000	OBRAS PRELIMINARES				
1001.S	Movilización y desmovilización de equipos Defensa Rib. Pte. Tahuamanu	glb	1.00	705,907.00	705,907.00
100	OBRAS PROVISIONALES				
101C	Topografía y Georeferenciación de replanteo inicial	glb	1.00	5,959.44	5,959.44
102B	Mantenimiento de tránsito y seguridad vial - Tahuamanu	mes	11.00	5,377.85	59,156.35
106	Ataguias de protección	m3	55,584.70	9.68	538,059.90
107	Accesos	m	8,597.60	13.44	115,551.74
200	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
201A	Desbroce y limpieza en bosque	ha	12.50	2,270.11	28,376.38
201B	Desbroce y limpieza en zonas no boscosas	ha	7.60	1,556.82	11,831.83
202A	Excavación en material suelto	m3	730,605.00	2.56	1,870,348.80
205.A	Conformación con material propio	m3	557,828.60	1.96	1,093,344.06
225B	Excavación para defensa ribereña (con presencia de agua)	m3	173,267.00	3.41	590,840.47
500	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE				
505.D	Relleno para Estructuras con Material Propio	m3	13,475.00	10.32	139,062.00
522	Gavion Tipo 1	m3	13,230.00	52.40	693,252.00
543B	Geotextil No Tejido Clase 2	m2	3,087.00	2.17	6,698.79
544C-1	Colchón Reno e=30cm	m2	7,350.00	24.66	181,251.00
700	TRANSPORTE				
701	Transporte de material granular hasta 1 km	m3km	15,435.00	1.97	30,406.95
702	Transporte de material granular después de 1 km	m3km	2,396,808.50	0.67	1,605,861.70
703	Transporte de material a eliminar hasta 1 km	m3km	332,568.40	1.97	655,159.75
704	Transporte de material a eliminar después de 1 km	m3km	55,538.90	0.67	37,211.06
COSTO DIRECTO (US\$)					8,368,279.22

5.2 ANÁLISIS ECONÓMICO DEL SISTEMA DE DEFENSA RIBEREÑA CON GEOESTRUCTURAS

Para el cálculo del costo de la protección ribereña con sistema de geoestructuras, se calcularán los metrados en base al predimensionamiento realizado en el Capítulo 3.2. Primero, se realizará el metrado del Dique de Protección de la Margen Derecha, y posteriormente el metrado del Dique de Protección de la Margen Izquierda.

DIQUE MARGEN DERECHA:

- Longitud de Protección Margen Derecha: $L = 250$ ml.
- Sección Típica Margen Derecha:

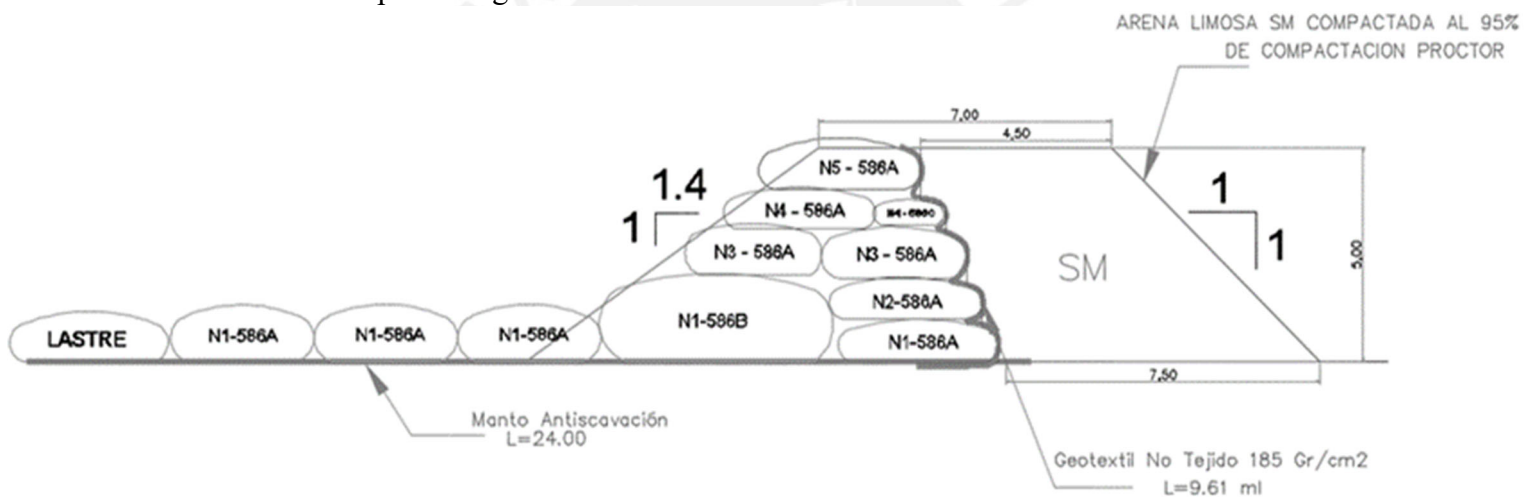


Figura N°31 – Dique Margen Derecha – Sistema de Geoestructuras

La sección mostrada será idealizada como constante a lo largo de todo el eje de protección de la margen derecha; ello con la finalidad de realizar un análisis de metrados y costos sencillo de entender y en la misma magnitud del realizado para el sistema con gaviones.

El Dique de la Margen Derecha está conformado por 5 niveles de Geoestructuras, dispuestos de acuerdo a lo mostrado en la sección anterior, los geotubos van colocados uno sobre otro hasta

llegar a la cota de diseño. Cada uno de los geotubos está tipificado con un código que permitirá su rápida identificación para realizar el metrado correspondiente. Las presentaciones comerciales de los geotubos para este proyecto son 3, cuyas características se presentan a continuación:

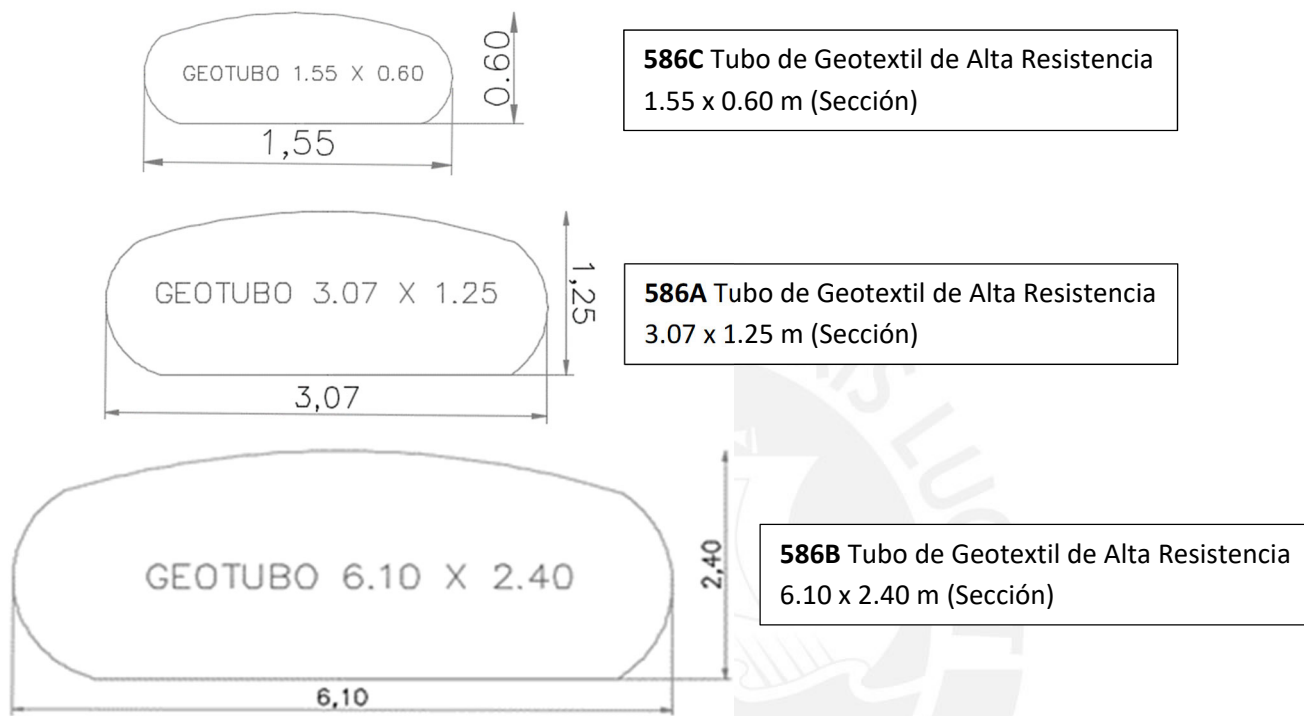


Figura N°32 – Características Geotubos

Cada una de los geotubos presentados se comercializa en longitudes de 7,10 y 12 ml. Para fines del análisis económico de esta solución con geoestructuras se utilizó los tubos de geotextil de longitud igual a 10 ml.

En la parte inferior del dique de geoestructuras se colocó un manto antisocavación en una longitud de 24 ml; asimismo, en la parte posterior del dique, se colocó un terraplén conformado por Arena Limosa (SM) compactada al 95% de la compactación Proctor. Entre el Dique de Geotubos y el Terraplén de respaldo se colocó un geotextil No tejido con la finalidad de evitar la pérdida de finos.

En cuanto a los metrados de las partidas más incidentes para esta solución, se está considerando el transporte de material propio para las geoestructuras, el cual considera el transporte desde el centro de gravedad del acopio hasta la zona donde se prepara el slurry para posteriormente ser bombeado a cada una de los geotubos.

Asimismo, dentro del resumen de metrados presentados, se considera el Transporte de las Geoestructuras desde la ciudad de Lima hasta el lugar de aplicación (Tahuamanu). Se considera el transporte de las geoestructuras en camión plataforma, tomando en cuenta que la cantidad aproximada de geoestructuras empaquetadas que se transportan en un camión plataforma es 18. Adicionalmente, esta partida considera el transporte de los mantos antisocavación para el proyecto de Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu.

A continuación, se presenta el resumen de metrados de las partidas más incidentes de la protección Ribereña con sistema de geoestructuras – Dique Lado Derecho.

Tabla N°20 – Resumen de Metrados – Dique con Geoestructuras (Margen Derecha)

RESUMEN DE METRADOS
Dique con Geoestructuras - Lado Derecho

Codigo	Descripción	Unidades	Metrado Referencial
1000	OBRAS PRELIMINARES		
1007A	Transporte de geoestructuras para la Defensa Rib. del Pte. Tahuamanu	und	16.00
500	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE		
505.D	Relleno para Estructuras con Material Propio	m3	7,667.50
543B	Geotextil No Tejido Clase 2	m2	2,402.50
586A	Tubo de Geotextil de alta Resistencia 3.07 x 1.25	m	2,250.00
586B	Tubo de Geotextil de alta Resistencia 6.1 x 2.4	m	250.00
586C	Tubo de Geotextil de alta Resistencia 1.55 x 0.6	m	250.00
586F	Colocacion de Tubo de Geotextil de alta Resistencia	m	2,750.00
587A	Llenado de Tubo de Geotextil de alta Resistencia	m3	10,961.64
588B	Manto antisocavacion con lastre (24m de ancho)	ml	250.00
588C	Colocacion de Manto antisocavacion con lastre (24m de ancho)	ml	250.00
700	TRANSPORTE		
701E	Transporte de material propio para geoestructuras hasta 1 km	m3km	1,898.30
702E	Transporte de material propio para geoestructuras después de 1 km	m3km	-

Las planillas de sustentos de los metrados se encuentran en el Anexo N° 05.

DIQUE MARGEN IZQUIERDO:

- Longitud de Protección Margen Izquierdo: L = 240 ml.
- Sección Típica Margen Izquierdo:

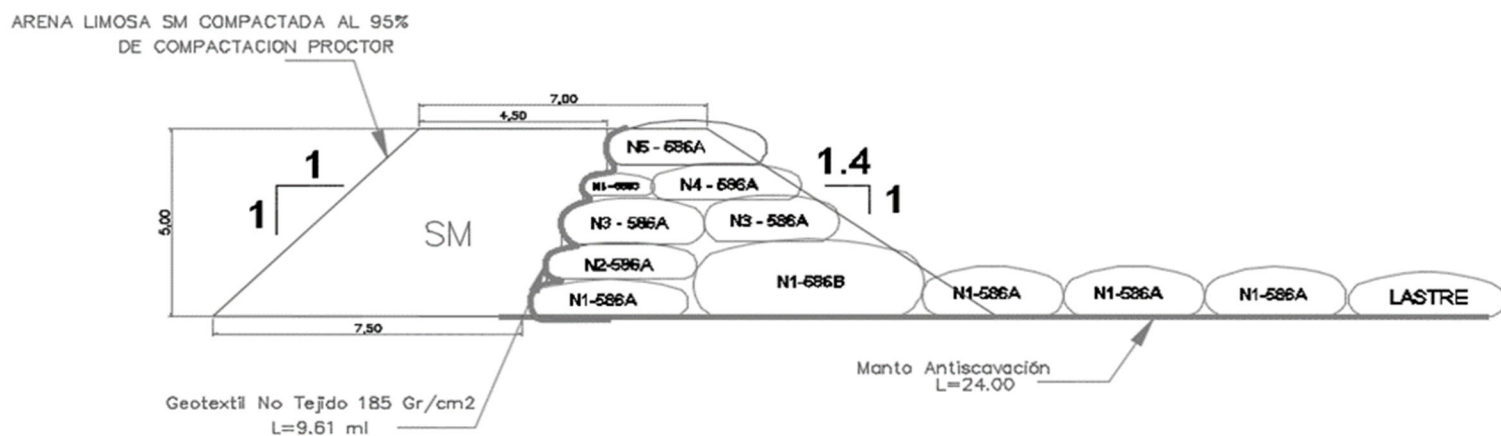


Figura N°33 – Dique Margen Izquierda– Sistema de Geoestructuras

La sección del dique de geoestructuras de la margen izquierda es similar a la sección presentada para la margen derecha. A continuación, se presenta el resumen de metrados de las partidas más incidentes de la protección Ribereña con sistema de geoestructuras – Dique Lado Izquierdo

Tabla N°21 – Resumen de Metrados – Dique con Geoestructuras (Margen Izquierda)

RESUMEN DE METRADOS
Dique con Geoestructuras - Lado Izquierdo

Codigo	Descripción	Unidades	Metrado Referencial
1000	OBRAS PRELIMINARES		
1007A	Transporte de geoestructuras para la Defensa Rib. del Pte. Tahuamanu	und	15.00
500	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE		
505.D	Relleno para Estructuras con Material Propio	m3	7,360.80
543B	Geotextil No Tejido Clase 2	m2	2,306.40
586A	Tubo de Geotextil de alta Resistencia 3.07 x 1.25	m	2,160.00
586B	Tubo de Geotextil de alta Resistencia 6.1 x 2.4	m	240.00
586C	Tubo de Geotextil de alta Resistencia 1.55 x 0.6	m	240.00
586F	Colocacion de Tubo de Geotextil de alta Resistencia	m	2,640.00
587A	Llenado de Tubo de Geotextil de alta Resistencia	m3	10,523.18
588B	Manto antisocavacion con lastre (24m de ancho)	ml	240.00
588C	Colocacion de Manto antisocavacion con lastre (24m de ancho)	ml	240.00
700	TRANSPORTE		
701E	Transporte de material propio para geoestructuras hasta 1 km	m3km	1,822.40
702E	Transporte de material propio para geoestructuras después de 1 km	m3km	-

5.2.1 Resumen de Metrados – Sistema de Geoestructuras

El resumen de metrados que se presentará para la implementación de la defensa ribereña con Sistema de Geoestructuras contempla la sumatoria de los metrados de las estructuras de la margen derecha e izquierda, los cuales fueron presentados anteriormente. Adicionalmente, se presentaran los metrados de Obras Preliminares, Obras Provisionales y Movimiento de Tierras.

Considerando que la geometría de las secciones y la longitud de protección en ambas márgenes de río Tahuamanu, tanto para la solución con gaviones como para la solución con geoestructuras, son similares; se utilizará el mismo metrado para ambas soluciones en cuanto a los metrados de Obras Preliminares, Obras Provisionales y Movimiento de Tierras.

Como parte del Movimiento de Tierras, se considera las actividades de Excavación en Material Suelto (730,605.00 m³) y Excavación para Defensa Ribereña (173,267.00 m³). Estos volúmenes de material provenientes de la excavación deberán ser eliminados a un Depósito de Material Excedente aprobado, para este caso se considera el DME Km 573+817 que es el más próximo al sector de la obra accesoria. En consecuencia, el presupuesto de la solución con geoestructuras presentará metrado de las partidas 703,704 Transporte de Material a Eliminar Hasta/Después de 1 km. El volumen de eliminación será el siguiente:

- Volumen de Excavación en Material Suelto: 730,605.00 m³
- Volumen de Excavación para Defensa Ribereña: 173,267.00 m³
- Volumen para Conformación con MP: 557,828.60 m³
- Volumen de Relleno para Estructuras con MP: 15,028.30 m³
- Volumen de Relleno para Geotubos con MP: 21,484.80 m³

Volumen de Eliminación: 867,358.90 m³

El cálculo realizado considera la diferencia entre la sumatoria de las excavaciones y la sumatoria de los volúmenes de relleno con material propio, tanto para el Dique de respaldo como para el material de relleno de los geotubos. El sustento del metrado de Transporte de Eliminación se encuentra en el Anexo N°05. A continuación se muestra el resumen de metrados de la solución con geoestructuras de la Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu.

Tabla N°22 – Resumen de Metrados – Sistema de Geoestructuras

RESUMEN DE METRADOS - SISTEMA DE GEOESTRUCTURAS

Codigo	Descripción	Unidades	Metrado Referencial
1000	OBRAS PRELIMINARES		
1001.S	Movilización y desmovilización de equipos Defensa Rib. Pte. Tahuamanu	glb	1.00
1007A	Transporte de geoestructuras para la Defensa Rib. del Pte. Tahuamanu	und	31.00
100	OBRAS PROVISIONALES		
101C	Topografía y Georeferenciación de replanteo inicial	glb	1.00
102B	Mantenimiento de tránsito y seguridad vial - Tahuamanu	mes	11.00
106	Ataguías de protección	m3	55,584.70
107	Accesos	m	8,597.60
200	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
201A	Desbroce y limpieza en bosque	ha	12.50
201B	Desbroce y limpieza en zonas no boscosas	ha	7.60
202A	Excavación en material suelto	m3	730,605.00
205.A	Conformación con material propio	m3	557,828.60
225B	Excavación para defensa ribereña (con presencia de agua)	m3	173,267.00
500	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE		
505.D	Relleno para Estructuras con Material Propio	m3	15,028.30
543B	Geotextil No Tejido Clase 2	m2	4,708.90
586A	Tubo de Geotextil de alta Resistencia 3.07 x 1.25	m	4,410.00
586B	Tubo de Geotextil de alta Resistencia 6.1 x 2.4	m	490.00
586C	Tubo de Geotextil de alta Resistencia 1.55 x 0.6	m	490.00
586F	Colocación de Tubo de Geotextil de alta Resistencia	m	5,390.00
587A	Llenado de Tubo de Geotextil de alta Resistencia	m3	21,484.80
588B	Manto antisocavación con lastre (24m de ancho)	ml	490.00
588C	Colocación de Manto antisocavación con lastre (24m de ancho)	ml	490.00
700	TRANSPORTE		
701E	Transporte de material propio para geoestructuras hasta 1 km	m3km	3,720.70
702E	Transporte de material propio para geoestructuras después de 1 km	m3km	-
703	Transporte de material a eliminar hasta 1 km	m3km	309,530.30
704	Transporte de material a eliminar después de 1 km	m3km	51,691.60

5.2.2 Presupuesto – Sistema de Geoestructuras

El costo de la implementación del sistema de geoestructuras como defensa ribereña del Puente Tahuamanu se presenta como la sumatoria de los montos parciales de cada partida considerada

para esta solución. Cada uno de los montos parciales de todas las partidas consideradas en el presupuesto es el resultado del producto entre los metrados y los precios unitarios aprobados.

A continuación, se muestra el presupuesto a nivel de costo directo de la Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu con Sistema de Geoestructuras.

Tabla N°23 – Presupuesto Referencial – Sistema de Geoestructuras

PRESUPUESTO REFERENCIAL - SISTEMA DE GEOESTRUCTURAS

Codigo	Descripción	Unidades	Metrado Referencial	PU (US\$)	Monto Referencial (US\$)
1000	OBRAS PRELIMINARES				
1001.S	Movilización y desmovilización de equipos Defensa Rib. Pte. Tahuamanu	glb	1.00	705,907.00	705,907.00
1007A	Transporte de geoestructuras para la Defensa Rib. del Pte. Tahuamanu	und	31.00	6,995.36	216,856.16
100	OBRAS PROVISIONALES				
101C	Topografía y Georeferenciación de replanteo inicial	glb	1.00	5,959.44	5,959.44
102B	Mantenimiento de tránsito y seguridad vial - Tahuamanu	mes	11.00	5,377.85	59,156.35
106	Ataguías de protección	m3	55,584.70	9.68	538,059.90
107	Accesos	m	8,597.60	13.44	115,551.74
200	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
201A	Desbroce y limpieza en bosque	ha	12.50	2,270.11	28,376.38
201B	Desbroce y limpieza en zonas no boscosas	ha	7.60	1,556.82	11,831.83
202A	Excavación en material suelto	m3	730,605.00	2.56	1,870,348.80
205.A	Conformación con material propio	m3	557,828.60	1.96	1,093,344.06
225B	Excavación para defensa ribereña (con presencia de agua)	m3	173,267.00	3.41	590,840.47
500	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE				
505.D	Relleno para Estructuras con Material Propio	m3	15,028.30	10.31	154,941.77
543B	Geotextil No Tejido Clase 2	m2	4,708.90	1.97	9,276.53
586A	Tubo de Geotextil de alta Resistencia 3.07 x 1.25	m	4,410.00	138.05	608,800.50
586B	Tubo de Geotextil de alta Resistencia 6.1 x 2.4	m	490.00	238.74	116,982.60
586C	Tubo de Geotextil de alta Resistencia 1.55 x 0.6	m	490.00	79.29	38,852.10
586F	Colocación de Tubo de Geotextil de alta Resistencia	m	5,390.00	7.29	39,293.10
587A	Llenado de Tubo de Geotextil de alta Resistencia	m3	21,484.80	7.96	171,019.01
588B	Manto antisocavación con lastre (24m de ancho)	ml	490.00	309.41	151,610.90
588C	Colocación de Manto antisocavación con lastre (24m de ancho)	ml	490.00	81.13	39,753.70
700	TRANSPORTE				
701E	Transporte de material propio para geoestructuras hasta 1 km	m3km	3,720.70	1.97	7,329.78
702E	Transporte de material propio para geoestructuras después de 1 km	m3km	-	0.67	-
703	Transporte de material a eliminar hasta 1 km	m3km	309,530.30	1.97	609,774.69
704	Transporte de material a eliminar después de 1 km	m3km	51,691.60	0.67	34,633.37
COSTO DIRECTO (US\$)					7,218,500.18

CAPÍTULO 6: DISEÑO FINAL DE SISTEMA DE GEO ESTRUCTURAS

Luego de haber realizado un pre dimensionamiento, análisis de estabilidad y una evaluación económica de las dos posibles soluciones para la atención del proceso de erosión que se presenta en ambas márgenes del río Tahuamanu en el sector del Puente del mismo nombre, se concluye que la solución más técnica y económicamente viable es la implementación de un Sistema de Defensa Ribereña con Geoestructuras, por lo cual definiremos las características de los geotubos a utilizar y su disposición final en obra.

6.1 CARACTERÍSTICAS DE LAS GEOESTRUCTURAS

6.1.1 Características del Geotextil Tejido para los Tubos de Geotextil

➤ **Tensión del Geotextil Tejido:**

La tensión que pueda resistir el geotextil que conformará el geotubo es muy importante debido a los esfuerzos a los que se encuentra sometido el elemento al momento de llenado y posterior sedimentación.

La verificación de la tensión del geotextil se realiza bajo dos criterios que son complementarios entre sí:

- **Primera Verificación:** Consiste en verificar la tensión máxima en el geotextil durante el proceso de llenado del elemento.
- **Segunda Verificación:** Consiste en verificar la tensión máxima en el geotextil por apilamiento o sobrecarga del elemento.

En la **Primera verificación**, durante el proceso de llenado del tubo de geotextil, la arena se retiene dentro del tubo de geotextil y el agua filtra por las aberturas del geotextil. En el mencionado proceso de llenado, se limita la presión de llenado verificando algunas

relaciones mínimas de altura versus ancho (H/W) del tubo de geotextil tejido y también se verifica la tensión de trabajo vs la tensión admisible.

De acuerdo a las recomendaciones del fabricante y a la recomendación del Instituto de Investigación de Geosintéticos (USA - Geosynthetic Institute - Test Method GT11- Item 6.9 Height to Width Ratio) se establece que la relación H/W (altura versus ancho) del tubo de geotextil durante el proceso de llenado y estado final no debe exceder la relación de 0.50.

La verificación de este criterio se realizó en el tubo de geotextil de mayor tamaño, el de 6.10 x 2.40 m, en la cual se tiene una relación de altura entre ancho igual a 0.40 m (valor admisible según la recomendación indicada anteriormente) en su disposición final, la cual deberá ser controlada a lo largo de todo el proceso de llenado con la finalidad de limitar las presiones de llenado.

Para ello se ha verificado, de acuerdo a ensayos realizados, que una presión de llenado máxima de 3.2 kPa para un tubo de geotextil de circunferencia de 14.7 m (valor de circunferencia de un geotubo de 6.10 x 2.40), produce una relación máxima de 0.45, lo cual se encuentra por debajo del valor admisible de la relación H/W recomendada.

Adicionalmente, de acuerdo a las recomendaciones del fabricante y el Instituto de Investigación de Geosintéticos, se recomienda que la presión de llenado no debe exceder los 35 kPa, por lo cual limitar las presiones de llenado a 3.2 kPa en los tubos de geotextil de la defensa ribereña del Puente Tahuamanu, garantiza relaciones de alto versus ancho debajo del valor máximo recomendado. La presión de trabajo para rellenar el tubo de geotextil hace que las paredes de este elemento estén trabajando tensionados.

La **segunda verificación** consiste en determinar las tensiones máximas que se originan en el elemento inferior y más expuesto del dique por apilamiento de tubos sobre este. Para la verificación de la tensión del geotextil tejido es suficiente que la tensión admisible sea mayor a la tensión actuante. De los cálculos realizados bajo este concepto se recomienda un geotextil tejido de resistencia a la tensión de 175kPa (Valor calculado mediante el Software GEOCOPS).

➤ **Tamaño de abertura aparente del sistema de tubo de geotextil:**

La evaluación de esta característica se realiza considerando las características del material de relleno del geotubo. El estudio granulométrico arrojó las características del material de relleno, con lo cual se recomienda que el geotextil tenga un tamaño de abertura aparente menor a 0.30 mm.

Considerando las recomendaciones del Instituto de Investigación de Geosintéticos (GSI) a través de las normas GSI GT10 (USA - Geosynthetic Institute - “Test Methods, Properties and Frequencies for High Strength Geotextile Tubes used as Coastal and Riverine Structures” - Table 1(a): Class 1 Tubes - Aggressive Conditions) se especifica que el tamaño de abertura aparente máximo sea de 0.425 mm.

Teniendo en cuenta las dos recomendaciones anteriores, se opta por trabajar con geotextil con tamaño de abertura aparente máximo de 0.425 mm, debido a que tiene un costo menor que la primera recomendación (0.30 mm) y cumple con los requisitos mínimos que se exige.

6.2 CRITERIOS DE DISEÑO DEL DIQUE DE LAS GEOESTRUCTURAS

El diseño de un dique con geoestructuras es una etapa muy importante dentro del proyecto, ya que se requiere de una adecuada precisión para disponer los elementos en base a los resultados

de los estudios realizados. Así mismo, son muy importantes los criterios que se utilicen para esta etapa del proyecto, más aún si no se tiene una vasta bibliografía de esta metodología al no tener una gran cantidad de proyectos construidos con este sistema.

Por ello, luego de analizar los resultados obtenidos de los diferentes estudios realizados, se obtuvieron los siguientes lineamientos o criterios para el diseño del sistema de geoestructuras:

- Para realizar el acomodo de los geotubos es necesario trabajar con diferentes dimensiones de estos elementos, de tal forma, el proveedor sugirió la utilización de geotubos de alta resistencia de dimensiones 6.1 x 2.4 m y 3.1 x 1.2 m, debido a su disponibilidad y a la eficiencia que tendrían ante las sollicitaciones a las que estarán expuestos.
- Los geotubos de dimensiones 6.1 x 2.4 m deben ser colocados en la parte inferior del dique ya que presentan una mayor área de apoyo para los geotextiles que se colocarán en las filas superiores. La mayoría de la estructura del dique lo conforman geotubos de 6.1 x 2.4 m, utilizándose los geotubos de 3.1 x 1.2 m para completar los espacios que faltan de acuerdo a las dimensiones seleccionadas del dique.
- La necesidad de construir un dique de defensa que no altere fuertemente la topografía que presenta el terreno, sugiere un talud de dique bastante similar al que se presentaba en la zona. Por ello, se decidió optar por un talud de 1V:1.4H para la zona en contacto con el agua, y un talud de 1V:1H para la zona posterior del relleno compactado.

Con este criterio y estableciendo una altura de protección de 5 m, se logró definir una longitud de pie de talud, a la cual se debía adicionar el ancho de cresta; de tal forma, se obtuvo una longitud de pie de talud aproximada de 25 m (ancho de cresta = 6 m, ya que se decidió colocar dos tubos de geotextil de 3.1 x 1.2 m debido a su mayor adaptabilidad en la parte superior del dique).

- Para asegurar la protección ante la erosión de las aguas del río Tahuamanu, el manto antisocavación que va debajo del dique de tubos de geotextil, sobresale una longitud que permite garantizar que el funcionamiento de la plataforma de deformación controle las máximas erosiones y no afecte la base de los tubos de geotextil.

Para el cálculo de esta longitud se recomienda que dicha longitud sea aproximadamente la mitad de la base del dique de tubos de geotextil. Para este proyecto se utilizó una longitud de 12 m. En el extremo de este tubo de geotextil se coloca un lastre que es un tubo de geotextil de dimensiones 3.1 x 1.2 m que tiene como finalidad aumentar la seguridad de la integridad del talud.

- Finalmente, se realiza el análisis de estabilidad de talud que se presentó en el acápite 3.3 de la presente tesis para verificar la estabilidad que presenta el dique de tubos de geotextil con las dimensiones de diseño.

Como se puede observar, el diseño de un sistema de geoestructuras requiere de criterios propios del proyecto, por lo cual no se tiene un diseño general que pueda ser utilizado para todos los proyectos. Sin embargo, los lineamientos y criterios que se presentaron en la presente tesis servirán de mucho para poder realizar un diseño adecuado y sobretodo viable al momento de realizar el proceso constructivo.

CAPÍTULO 7: PROCESO CONSTRUCTIVO

Una vez definido el diseño de la solución a implementar como sistema de control al problema suscitado en las riberas del río Tahuamanu a la altura del Puente Tahuamanu, se realiza el planeamiento y se estructura el procedimiento constructivo que permitirá cumplir con los plazos, calidad y costos establecidos inicialmente.

Se realizará una descripción de las actividades más incidentes en el proceso constructivo, detallando la metodología de trabajo en cada una de las etapas de la ejecución.

7.1 OBRAS PRELIMINARES:

Las obras preliminares hacen referencia a las actividades que deben ejecutarse previamente al inicio real de la ejecución de obra. Para la construcción de la defensa ribereña del Puente Tahuamanu fue necesario realizar actividades preliminares que permitieron desarrollar la construcción de la protección ribereña de una forma ordenada y de acuerdo a los cronogramas estipulados.

Dentro de estas actividades se tiene la Movilización de Equipos, que considera el traslado de todos los equipos (autopropulsados y no autopropulsados) necesarios para la ejecución de la obra. Las cantidades de los equipos a utilizarse se obtienen de las composiciones unitarias de las partidas conformantes del presupuesto, mientras que las distancias de traslado deben considerarse desde el punto de alquiler o venta hasta el centro de gravedad del proyecto. Una vez culminada la obra, se procede de forma similar para la desmovilización.

Así mismo, una de las actividades preliminares más incidentes es el transporte de las geoestructuras y mantos antisocavación para la Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu. Para ello, se utilizarán vehículos de transporte apropiados para garantizar el cumplimiento de lo establecido en el proyecto, debiendo estar provistos de elementos necesarios con la finalidad de

evitar problemas de seguridad vial o algún perjuicio al material transportado. Para el transporte de las geoestructuras se utilizarán vehículos cama baja y su unidad de medida será la “unidad”, que corresponde a cada viaje realizado con las geoestructuras. Aproximadamente, cada unidad puede transportar 18 geoestructuras debidamente empaquetadas e identificadas con etiquetas para conocer de qué tipo de geoestructura se trata una vez que llegue a obra.

7.2 OBRAS PROVISIONALES:

Estas actividades obedecen a obras temporales, es decir, actividades que se ejecutan como soporte de las actividades principales del proyecto, pero que una vez terminada la ejecución de la Obra Accesoría se retiran.

Dentro de las actividades provisionales se tiene la Topografía y Georreferenciación de replanteo inicial, la cual debe ser realizada de manera permanente a lo largo de toda la ejecución del proyecto. La concepción del proyecto utiliza una topografía inicial con la cual se elabora el proyecto de ingeniería de detalle; sin embargo, al momento de iniciar la ejecución del proyecto es necesario realizar un replanteo inicial que permita conocer las condiciones y características del terreno justo en ese momento. Posteriormente, el control topográfico debe ser permanente durante toda la ejecución de la obra, más aún cuando se trata de una solución que involucra cotas de diseño de cada una de las geoestructuras.

Otra de las actividades provisionales de gran importancia es el Mantenimiento de Tránsito y Seguridad Vial, cuya inclusión en el proyecto garantizará el adecuado tránsito vial en la zona del proyecto y la seguridad de todos los usuarios de la vía. Para esta actividad se utilizarán vigías acompañadas de señalización vertical preventiva e informativa que controle el tránsito y alerte a los usuarios de la ejecución de la obra en dicho sector.

Una vez implementadas ambas actividades provisionales, se procede a realizar los accesos necesarios que han sido estudiados previamente con la finalidad de lograr el flujo más óptimo de los equipos a utilizar en el proyecto. Los accesos deben contar con las dimensiones necesarias para que los operadores puedan maniobrar los equipos con facilidad y con el mínimo riesgo de ocasionar algún tipo de accidente, ello será reforzado con la adecuada señalización que se coloque en dichos accesos. Para la ejecución de los accesos será necesario realizar desbroce y limpieza con la ayuda de un tractor sobre orugas y un cargador neumático, además del trabajo manual de peones que ayuden a despejar algunas zonas en donde la maquinaria no logró acceder.

Los accesos a ejecutar para el proyecto de la Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu se detallan en el Anexo N° 06 – Distribución de Accesos para Densa Ribereña del Puente Tahuamanu.

Adicionalmente a los accesos descritos anteriormente, se realizará la construcción de ataguías de protección, estructuras provisionales que tienen por finalidad conformar un cuerpo de suelos que permitan aislar y proteger las zonas de trabajo para su normal ejecución. Para su construcción, primero, se deberá regularizar la superficie en donde se cimentará, eliminando cualquier material vegetal existente, segundo, se deberá colocar sobre dicha superficie el material previamente seleccionado (libre de materia orgánica) que conformará el cuerpo del dique, el cual deberá ser compactado con la ayuda de un rodillo pata de cabra o tractor de oruga; y por último, se deberá verificar el buen funcionamiento de estas estructuras con ensayos de calidad.

7.3 MOVIMIENTO DE TIERRAS:

La defensa ribereña del Puente Tahuamanu es un proyecto en donde el material predominante es el suelo existente en dicha zona, por lo cual el movimiento de tierras tiene mucha incidencia en el presupuesto y cronograma de ejecución.

Una vez identificadas y demarcadas las zonas en donde se ubicarán los diques de protección, se inicia la ejecución del proyecto con las actividades de desbroce y limpieza. Debido a la abundante vegetación que se presenta en la zona del proyecto, es necesario realizar una limpieza y desbroce del terreno natural que se encuentra cubierto de maleza, bosque, pastos, etc., de modo tal que el terreno quede limpio y libre de toda vegetación y su superficie resulte apto para iniciar los demás trabajos.

Esta actividad comprende la tala de árboles, desraíce y remoción de tacones que puedan presentarse eventualmente en la zona del proyecto. Cabe resaltar que se debe tener un cuidado bastante minucioso al momento de cortar la vegetación en las zonas próximas a los bordes laterales del derecho de vía, a fin de evitar daños considerables en los suelos de las zonas adyacentes y deterioro a otra vegetación no involucrada.

La disposición de los elementos o material resultante de esta actividad será de acuerdo a las normas pertinentes, teniendo en cuenta que deben ser transportados a botaderos o depósitos de material excedente que hayan sido previstos con anterioridad.

Luego de realizar el desbroce y limpieza se procede con las excavaciones masivas, las cuales deberán cumplir con las pendientes, alineamientos y cotas indicadas en los planos del proyecto. Los niveles a los que se requiere llegar serán definidos por las cotas topográficas.

Las excavaciones masivas se disgregan en dos partidas independientes, 202A Excavación en material suelto, que corresponde a toda aquella actividad de excavación en donde no se evidencia la presencia de agua; mientras que la partida 225B Excavación para defensa ribereña, corresponde a la excavación en zonas en donde se tenga presencia de agua. Así, las excavaciones en las zonas de encauzamiento del río Tahuamanu deberá aplicarse la partida 225B, mientras que en las zonas un poco más alejadas a las riberas del río Tahuamanu se aplicará la partida 202A.

Los equipos a utilizar en el proceso de excavación, en su mayoría, son excavadoras sobre orugas que tienen la capacidad de desplazarse por superficies inestables sin mayores inconvenientes. El procedimiento constructivo de la Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu señala como primer frente de trabajo el sector relacionado a la construcción del Dique de la Margen Derecha Aguas arriba; ante ello, se procede con la construcción de la ataguía correspondiente para la liberación de la zona de trabajo en el dique de la margen derecha y la excavación masiva para lograr la cota de cimentación del dique de geoestructuras de la protección ribereña. La ataguía será conformada con material propio proveniente de la excavación en material suelto.

Asimismo, se inicia con la excavación del nuevo encauzamiento del río Tahuamanu (Aguas arriba) que posteriormente garantizará el flujo perpendicular de las aguas con el Puente Tahuamanu. El material procedente de la excavación del nuevo encauzamiento será utilizado como relleno compactado de la parte posterior de los diques de geotubos; para lo cual, se utilizará la partida 205A Conformación con material propio y 505.D Relleno para estructuras con material propio; esta última partida, hace referencia al relleno compactado (SM) al 95% del Proctor Modificado, mientras que el material utilizado como relleno con la Partida 205A es un relleno compactado con menor porcentaje de compactación. Las actividades de relleno se

realizarán con el apoyo de volquetes, cargadores frontales y rodillos para la compactación de acuerdo a los diseños estipulados en la ingeniería de detalle.

Se procederá de la misma forma en la margen derecha aguas abajo e izquierda del río Tahuamanu. Una vez se tenga concluido el nuevo encauzamiento que derivará las aguas por dicho alineamiento, se procede, como segundo frente de trabajo, con la construcción del dique tapón, el cual cerrará el meandro de aguas que presentaba el río al momento de iniciar la ejecución del proyecto. La construcción del dique de cierre está conformada por un relleno compactado protegido con geoceldas ($e=0.15$ m) rellenas con mortero y apoyadas sobre un filtro de geotextil.

Como último frente de trabajo se ejecutará la construcción del dique de protección de la margen izquierda del Puente Tahuamanu.

7.4 COLOCACIÓN, LLENADO Y DISPOSICIÓN FINAL DE DIQUES DE GEOESTRUCTURAS.

Una vez realizada la excavación hasta el nivel de cotas señalado en los planos de diseño, se procederá con la ejecución de colocación y llenado de geoestructuras. No obstante, como paso preliminar a estas actividades, se deberá identificar las zonas más estratégicas para la ejecución de las pozas en donde se mezclará la arena con agua para generar el slurry: material que será derivado hacia cada una de las geoestructuras.

Al tener longitudes grandes y numerosos geoutubos, será necesario excavar más de una poza de mezcla; las cuales deberán ser diseñadas para almacenar una cantidad suficiente de arena para las geoestructuras de cada sector. Una vez realizada la excavación de una poza de mezcla, se recubrirá con geotextil no tejido para evitar la contaminación del material que se colocará dentro

de la poza. El material no deberá contener más de 50% de material que pasa el tamiz #200, con la finalidad de agilizar el proceso de consolidación del material dentro del geotubo.



Foto N°18 Poza de prueba para el llenado de una Geoestructura
Foto N°19 Poza de ejecución de obra para llenado de Geoestructuras

Luego de tener excavada la poza de mezcla recubierta con geotextil no tejido y con la arena libre de cualquier agente contaminante, se realiza la instalación de la tubería que alimentará desde el río hacia la poza la cantidad de agua necesaria para la elaboración del slurry; así como también la instalación del sistema de bombeo y la red de tuberías de descarga del slurry hacia las boquillas de las geoestructuras.

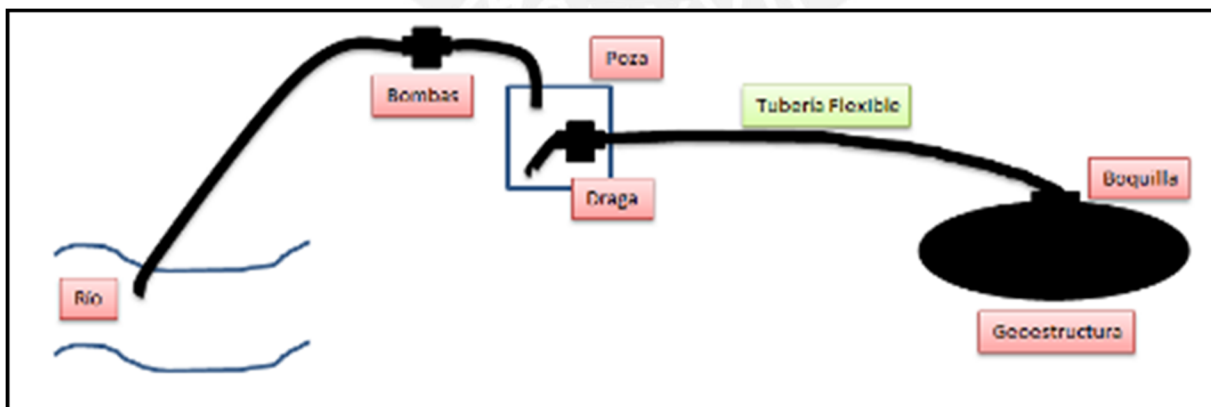


Figura N°34 Esquema del llenado de las geoestructuras

Por otro lado, en el área de cimentación del dique de geoestructuras se procede a la colocación del manto anti socavación: geotextil tejido que sirve como sistema de control de erosión, el cual está diseñado para retener las partículas del suelo y permitir la salida del agua. En el extremo del manto antisocavación se coloca un tubo de geotextil relleno con suelo, que va cocido al manto, y que está hecho del mismo geotextil del manto antisocavación. Este geotubo funciona como lastre para brindar una mayor protección contra la erosión del río.

El manto antisocavación será desenrollado, disponiendo el lastre en posición de llenado con los puertos de entrada y salida en la parte superior del tubo. La posición final del lastre deberá ser, como mínimo, semienterrado; y la del manto antisocavación, a nivel del fondo del río. El lastre puede ser asegurado por medio de anclajes de fijación, los cuales consisten en varillas de ϕ 1/2" y de 3.50 m de longitud. Dichos anclajes deberán hincarse 1.50 m, aproximadamente, o hasta que el suelo ofrezca resistencia. La separación longitudinal será cada 3.50 m.

Una vez llenado el lastre se procederá a realizar el desenrollado para instalar sobre este la primera fila de tubos de geotextil de alta resistencia que conformará el cuerpo del dique guía con geoestructuras.

De acuerdo al diseño, se extenderán las geoestructuras en su posición final y se fijarán al terreno para proceder con el llenado de las mismas, se procede a realizar la conexión entre la tubería flexible proveniente de la poza de mezcla y los puertos de entrada de las geoestructuras. La tubería deberá ingresar como mínimo 0.50 m dentro del sistema y deberá ser asegurada con abrazaderas. Cabe resaltar que las muestras de los ensayos de gradación del slurry deberán ser obtenidas de la descarga de la tubería corrugada, inmediatamente antes de insertar la tubería al puerto de llenado.

Una vez colocada la tubería de descarga dentro de la geoestructura, se iniciará por unos minutos un bombeo solo de agua para que el tubo de geotextil comience a adoptar su forma y se elimine algunas partículas que podrían ser perjudiciales para la estructura final del geotubo. Luego de aproximadamente cinco minutos, se iniciará con el llenado del geotubo con slurry hasta llegar a una altura del 75% de la altura de diseño, momento en el cual ingresará una cuadrilla de personal calificado que realizará saltos para ayudar a drenar con mayor rapidez la geoestructura. El proceso es repetitivo después del primer y segundo refill, finalizando en el tercer y último refill, con el que se llegará a la altura de diseño.

Es muy importante que durante el proceso de llenado de la geoestructura se tenga un control topográfico de cada altura antes de realizar los refill, así como el acompañamiento del personal de control de calidad para verificar que el procedimiento constructivo que se está realizando se encuentra conforme a las especificaciones técnicas del proyecto, con lo cual se darán las liberaciones para continuar con la secuencia constructiva del llenado de la geoestructura.

CAPÍTULO 8: ANÁLISIS FINAL DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Para la ejecución de todo proyecto de infraestructura, es imprescindible realizar un análisis comparativo, tanto técnico como económico, si se desea tener los mejores resultados al finalizar el proyecto. Así, para la implementación de la Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu se estudiaron dos posibles soluciones, sistema con gaviones y geoestructuras, de lo cual se obtuvieron los siguientes resultados:

RESULTADO EN ESTABILIDAD DE TALUDES

Como se evidenció en el capítulo 4.2 de la presente tesis, la solución con geoestructuras provee de mayor estabilidad a los taludes de la ribera del río Tahuamanu en la zona de estudio (Puente Tahuamanu). Con ello, garantizamos la durabilidad de la obra y sobre todo se minimiza el riesgo a deslizamientos en la zona del puente Tahuamanu. A continuación, en la Tabla N°24, se muestran los valores obtenidos del análisis de estabilidad realizado para los tres escenarios.

Tabla N°24 – Resultados del Análisis de Estabilidad

Sistema a Implementar	Análisis Estático	Análisis Seudo Estático
	FS	FS
Talud Natural	1.201	1.066
Gaviones	1.787	1.462
Geoestructuras	2.448	1.913

Como se evidencia en la Tabla N°24, todos los valores del Factor de Seguridad obtenidos en el estudio de estabilidad de taludes son mayores a 1, con lo cual se verifica que la resistencia al corte disponible del suelo, a lo largo de una superficie crítica de deslizamiento, es mayor a la resistencia al corte requerida para mantener el equilibrio.

Para el caso del talud natural, se puede observar que los valores del Factor de Seguridad son cercanos a la unidad, lo cual justamente indica que los taludes de las riberas del río Tahuamanu, a la altura del puente del mismo nombre, se encuentran en un estado de falla incipiente y que es necesario colocar un sistema de protección que mejore las condiciones del sector. Por tanto, como se puede observar en el análisis realizado, los valores del Factor de Seguridad para el caso de los taludes con sistemas de gaviones y geoestructuras mejoran considerablemente la estabilidad de los taludes, siendo este último (geoestructuras) el que incrementa en mayor medida el Factor de Seguridad.

Para el diseño de taludes con sistemas de estabilización se recomienda valores del Factor de Seguridad mayores a 1.4 para generar mayor confiabilidad en el diseño propuesto. Dicho valor es superado para el análisis, tanto estático como pseudo estático, de ambas soluciones planteadas en el presente estudio.

RESULTADO ECONÓMICO:

En la Tabla N°25 se muestra el ahorro económico obtenido con la ejecución de la Defensa Ribereña de Puente Tahuamanu con Sistema de Geoestructuras, en vez de la utilización de un sistema de Gaviones. Cabe resaltar, que la partida más incidente en dicho ahorro es el transporte de material granular que se requería para la implementación de un sistema con gaviones, el mismo que no fue necesario para la implementación del sistema con geoestructuras debido a que utilizaba el material propio como relleno de los geotubos. El ahorro, a nivel de costo directo, se detalla a continuación:

Tabla N°25 – Resultados del Análisis de Económico

Proyecto: Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu			
Madre de Dios			
Sistema a Utilizar	Sistema de Gaviones	Sistema de Geotubos	Ahorro
Costo Directo (US\$)	8,368,279.22	7,218,500.18	1,149,779.04

RESULTADO EN PLAZO DE EJECUCIÓN

En base a una planificación bien elaborada y ejecutada para la implementación del sistema de geoestructuras como control de erosión en las riberas del río Tahuamanu a la altura de puente del mismo nombre, se obtuvo un plazo de ejecución de 16 meses.

Los rendimientos obtenidos en el llenado de las geoestructuras fueron aproximadamente de 280 m³ por día, mientras que un rendimiento aproximado de ejecución de gaviones es de 150 m³ por día; por lo cual, la implementación con esta última solución hubiese implicado un mayor plazo de ejecución.

REDUCCIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL

La utilización del sistema con geoestructuras permitió evitar la utilización de una gran cantidad de canteras como fuentes de material debido al uso de material propio como materia predominante de las estructuras principales. Con ello, se evitó alterar zonas naturales que se hubiesen explotado para la implementación de soluciones con gaviones o concreto. Así mismo, se evitó realizar distancias de transporte de material bastante prolongadas; y con ello, se minimizó la emisión de dióxido de carbono (CO₂) generada por los volquetes que hubiesen transportado la materia prima para la implementación de otras soluciones.

Así mismo, el sistema de geoestructuras es una solución ambientalmente amigable que permitió la restitución de este sector ambientalmente degradado por la acción erosiva de los flujos de agua del río Tahuamanu. Como se puede apreciar en la foto que se presenta a continuación, las geoestructuras permiten minimizar la contaminación visual del sector, debido a que se acoplan de muy buena forma al entorno vegetal existente.



Foto N°20 Vista panorámica de los diques de protección, donde se muestra la armonía entre las geoestructuras y el entorno ecológico del sector.

INCREMENTO EN LA SEGURIDAD DE LOS USUARIOS DE LA VÍA

Con la implementación de la Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu, se garantizó la integridad del estribo izquierdo y derecho del puente, lo cual implica mantener en condiciones adecuadas toda la estructura del mismo. De igual forma, con el nuevo encauzamiento del río Tahuamanu ejecutado como parte de la solución, se garantizó la estabilidad de los taludes de la vía, los cuales

estaban seriamente comprometidos antes de la intervención por la agresiva erosión generada por los flujos de agua del río.

SINERGIA EN EL EQUIPO DE TRABAJO

Alcanzar las metas del proyecto, en cuanto a plazos, costos y calidad, implicó mantener una constante comunicación entre todos los actores involucrados en el proyecto. La sinergia entre los fabricantes de los materiales, proyectistas, ingenieros de oficina técnica, ingenieros de producción, mano de obra calificada y no calificada y los ingenieros de control de calidad, logró obtener los resultados más óptimos en la construcción de la Defensa Ribereña de Puente Tahuamanu.

Cabe resaltar que para garantizar el buen funcionamiento de los diques de protección será necesario realizar un permanente mantenimiento, que incluya trabajos de desbroce y limpieza de maleza, reposición de geotextiles dañados, entre otras actividades.

EFFECTO MULTIPLICADOR EN OBRAS DENTRO Y FUERA DEL PAÍS

La construcción de la Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu con Sistema de Geoestructuras marca un hito en la ingeniería y construcción de sistemas de defensa ribereña en nuestro país. Este tipo de estructuras, que permiten optimizar costos y plazos en zonas como Tahuamanu, serán replicados en otros sectores en donde se tengan características similares. A lo largo de la Carretera Interoceánica Sur, ya se implementó también en la zona del Puente Mavila, en donde se presentaba un problema similar al del Puente Tahuamanu.

CAPÍTULO 9: CONCLUSIONES Y LECCIONES APRENDIDAS

Luego de realizar el análisis detallado en la presente tesis, se muestran a continuación las conclusiones y lecciones aprendidas más importantes.

9.1 CONCLUSIONES

Ambas soluciones analizadas en la presente tesis atienden el problema de protección de los taludes de las riberas del Puente Tahuamanu, en los cuales se presentaba problemas de erosión y socavación por efecto de los caudales del río del mismo nombre; sin embargo, la elección del sistema a implementar en el sector obedeció a la viabilidad técnica y económica del mismo, siendo el sistema de Defensa Ribereña con Geoestructuras el más indicado para el sector en estudio.

El sistema de Defensa Ribereña con Geoestructuras otorga mayor margen de seguridad al talud ante eventuales procesos de inestabilidad generados por factores internos y externos, lo cual se demuestra en los resultados obtenidos del análisis de estabilidad de taludes realizado.

Asimismo, de acuerdo con las condiciones del sector, la solución con geoestructuras garantiza el aspecto económico del proyecto frente a la solución con gaviones, la cual involucraba un transporte masivo de material granular para conformar su estructura. Bajo ese análisis, el sistema de geoestructuras reduce el impacto ambiental generado en el entorno de ejecución debido a la disminución de volquetes transportando material granular lo cual minimiza la emisión de dióxido de carbono (CO₂).

Por otro lado, la versatilidad y rapidez de ejecución de la solución con geoestructuras otorga menor plazo de ejecución que la solución con gaviones, la cual es una actividad 100% manual de

colocación y acomodo de las piedras. Ello, incide directamente en el tiempo de exposición de las riberas del río Tahuamanu a los agentes erosivos que se presentan, por lo cual atender en el menor tiempo posible la problemática presentada, es un factor primordial para garantizar la integridad de la vía y del Puente Tahuamanu; y con ello, la seguridad de los usuarios que diariamente transitan por el sector.

Con el análisis realizado en la presente tesis se contribuye con el conocimiento de una nueva metodología de protección ribereña con sistema de geoestructuras, el cual puede ser replicado en diferentes proyectos de ingeniería.

9.2 LECCIONES APRENDIDAS

No siempre lo convencional será la mejor manera de solucionar un problema, es necesario realizar una investigación más amplia de distintas alternativas que conlleven al mismo objetivo, pero de una manera más óptima y razonable. Así, la solución utilizada en el Proyecto Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu es un sistema nuevo e innovador en nuestro país, que atiende adecuadamente la problemática presentada en esta zona sur de nuestro país.

La metodología de llenado de geotubos puede ser optimizada si se analizan otras formas de llenado. En la presente tesis se ha desarrollado el sistema de llenado de geotubos con poza; sin embargo, si se analiza la metodología que se usa en algunos países se puede observar que este proceso lo realizan con tolvas, el cual requiere de poca mano de obra y otorga una mayor velocidad de llenado. Para el presente proyecto se realizó el análisis y prueba con dicha metodología, sin embargo comenzaron a aparecer algunos inconvenientes de tiempo y funcionamiento, por lo cual se optó finalmente por utilizar una poza.

Es muy importante realizar el análisis de diferentes alternativas para cada uno de los procesos que implica esta solución, de tal forma que se pueda aportar con conocimientos que puedan ser utilizados en futuros proyectos y en diferentes lugares. Sin lugar a duda, la implementación del sistema de geoestructuras en la Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu marcó un avance muy importante en el conocimiento de esta solución en nuestro país.



BIBLIOGRAFÍA

- Morales Rafael (2010) “Tubos de Geotextil: Contenedores de arena a base de geotextiles”, *UNAM*, México.
- Rocha Arturo (1999) *Introducción a la Hidráulica Fluvial*, Universidad Nacional de Ingeniería – Lima
- Braja M. Das (2001) *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, CENGAGE Learning, México.
- Ralph B. Peck (1987) *Ingeniería de Cimentaciones*, Editorial Limusa, México
- Koerner Robert M. (2012) *Designing with Geosynthetics*, Xlibris Publishing 6th Edition
- Rodriguez Edgar (1999) *Estudio de los Factores Hidráulicos e Hidrológicos – Ríos Manuripe y Muymanu. Proyecto Especial Madre de Dios - INADE*, Perú
- Galanton Elioska y Romero Liccett (2007) *Descripción de las Defensas Ribereñas* Trabajo de Grado en Ingeniería Civil, Universidad de Oriente. Núcleo de Anzoategui – Colombia
- E.N. Bromhead (1992) *The Stability of Slopes*, 2nd. Edition. Blackie Academic & Professional
- PAVCO de MEXICHEM (2009) *Manual de Diseño con Goesintéticos*, Octava Ecición

- PAVCO de MEXICHEM (2009) Guía de Instalación Geoestructuras
- MANUAL DE CARRETERAS: HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE –
Aprobado mediante Resolución Directoral N°20-2011-MTC/14
- ODEBRECHT INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN (2012) Proyecto de Ingeniería de
Detalle – Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu Corredor Vial Interoceánico Sur
Tramo 03 (Puente Inambari - Iñapari).
- ODEBRECHT INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN (2012) Proyecto de Ingeniería de
Detalle – Defensa Ribereña del Puente Mavila Corredor Vial Interoceánico Sur Tramo 03
(Puente Inambari - Iñapari):

