



Universidad Nacional Mayor de San Marcos

Universidad del Perú. Decana de América

Facultad de Ciencias Físicas

Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos

**Diseño hidráulico de enrocado para protección de
ribera del margen izquierdo del río Zaña, tramo
Chical Bajo, distrito Oyotun, departamento
Lambayeque**

MONOGRAFÍA TÉCNICA

Para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos

AUTOR

Luís Angel BANDA HUAMÁN

Lima, Perú

2022



Reconocimiento - No Comercial - Compartir Igual - Sin restricciones adicionales

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

Usted puede distribuir, remezclar, retocar, y crear a partir del documento original de modo no comercial, siempre y cuando se dé crédito al autor del documento y se licencien las nuevas creaciones bajo las mismas condiciones. No se permite aplicar términos legales o medidas tecnológicas que restrinjan legalmente a otros a hacer cualquier cosa que permita esta licencia.

Referencia bibliográfica

Banda, L. (2022). *Diseño hidráulico de enrocado para protección de ribera del margen izquierdo del río Zaña, tramo Chical Bajo, distrito Oyotun, departamento Lambayeque*. [Monografía técnica de pregrado, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Facultad de Ciencias Físicas, Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos]. Repositorio institucional Cybertesis UNMSM.

Metadatos complementarios

Datos de autor	
Nombres y apellidos	Luís Angel Banda Huamán
Tipo de documento de identidad	DNI
Número de documento de identidad	48275824
URL de ORCID	https://orcid.org/0000-0002-5651-9173
Datos del jurado	
Presidente del jurado	
Nombres y apellidos	GUIDO AMÉRICO ROZAS OLIVERA
Tipo de documento	DNI
Número de documento de identidad	07209368
Miembro del jurado 1	
Nombres y apellidos	MIGUEL ERNESTO ARÁMBULO MANRIQUE
Tipo de documento	DNI
Número de documento de identidad	07418845
Miembro del jurado 2	
Nombres y apellidos	ARÍSTIDES RAMÓN SERRUTO COLQUE
Tipo de documento	DNI
Número de documento de identidad	01284486

Datos de investigación	
Línea de investigación	A.2.5.2. Recursos Hídricos
Grupo de investigación	NO APLICA
Agencia de financiamiento	PROPIA
Ubicación geográfica de la investigación	País: Perú Departamento: Lambayeque Provincia: Chiclayo Distrito: Oyotun Latitud: -6°48'36.34" Longitud: 79°17'34.45"
Año o rango de años en que se realizó la investigación	2020 - 2021
URL de disciplinas OCDE	Oceanografía, Hidrología, Recursos Hídricos https://purl.org/pe-repo/ocde/ford#1.05.11



Universidad Nacional Mayor de San Marcos
(Universidad del PERÚ, Decana de América)
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS

XIII CAP DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS

**ACTA DE SUSTENTACIÓN VIRTUAL DE LA MONOGRAFÍA TÉCNICA PARA OPTAR EL
TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO MECANICO DE FLUIDOS, MODALIDAD DE
TITULACIÓN M-3 – POR SUFICIENCIA PROFESIONAL**

Siendo las 10:00 a.m. del día sábado 26 de noviembre de 2022, en la Sala de Sesión Virtual de la Facultad de Ciencias Físicas, bajo la presidencia del Ing. GUIDO AMÉRICO ROZAS OLIVERA y con la asistencia de los miembros Ing. MIGUEL ERNESTO ARÁMBULO MANRIQUE y el Dr. Ing. ARÍSTIDES RAMÓN SERRUTO COLQUE, se dio inicio a la Sesión Pública Virtual de Sustentación de la Monografía Técnica para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos, mediante la Modalidad de Titulación M-3 Por Suficiencia Profesional, del Bachiller:

LUÍS ANGEL BANDA HUAMÁN

El Presidente del Jurado Examinador dio lectura del Resumen del Expediente, e invitó al Bachiller LUIS ANGEL BANDA HUAMÁN, a realizar la Exposición del trabajo de la Monografía Técnica titulada “DISEÑO HIDRÁULICO DE ENROCADO PARA PROTECCIÓN DE RIBERA DEL MARGEN IZQUIERDO DEL RÍO ZAÑA, TRAMO CHICAL BAJO, DISTRITO OYOTUN, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE”.

Concluida la exposición del candidato y luego de las preguntas de rigor por parte del Jurado Examinador, el Presidente invitó al Bachiller a abandonar momentáneamente la sala de sesión para dar paso a la deliberación y calificación por parte del Jurado. Se procedió a promediar la nota final del curso de actualización y la nota de la sustentación para obtener la calificación final.

Al término de la deliberación del Jurado, se invitó al candidato a regresar a la sala de sesión para dar lectura a la calificación final obtenida por el Bachiller, la misma que fue:

.....DIECIOCHO 18.....

El Presidente del Jurado Ing. GUIDO AMÉRICO ROZAS OLIVERA, a nombre de la Nación y de la Universidad Nacional Mayor de San Marcos, declaró al Bachiller LUIS ANGEL BANDA HUAMÁN Ingeniero Mecánico de Fluidos.

Siendo las 10:52 horas del mismo día, se levantó la sesión.

Ing. GUIDO AMÉRICO ROZAS OLIVERA
PRESIDENTE DEL JURADO

Ing. MIGUEL ERNESTO ARÁMBULO MANRIQUE
MIEMBRO DEL JURADO

Dr. Ing. ARÍSTIDES RAMÓN SERRUTO COLQUE
MIEMBRO DEL JURADO



UNMSM

Firmado digitalmente por LOZANO
BARTRA Whualkuer Enrique FAU
20148092282 soft
Motivo: Soy el autor del documento
Fecha: 31.12.2022 06:37:15 -05:00

DR. WHUALKUER ENRIQUE LOZANO BARTRA
VICEDECANO ACADÉMICO FCF

Datos de la plataforma virtual institucional del acto de sustentación:

<https://us06web.zoom.us/j/81760398810?pwd=S1gwOHphNmU3L1J0U09lSEdBzNOUT09>

ID de reunión: 817 6039 8810

Código de acceso: 009607

Grabación archivada en el siguiente enlace:

Anexo 1

Informe de evaluación de Originalidad

1. Facultad de Ciencias Físicas
2. Escuela/Unidad de Posgrado
Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos
3. Autoridad Académica que emite el informe de originalidad
El Director de la EPIMF
4. Apellidos y nombres de la autoridad académica
Sarango Julca Douglas Donal
5. Operador del programa Informático de similitudes
Dr. Ing. Douglas Sarango Julca
6. Documento evaluado (1)
"DISEÑO HIDRÁULICO DE ENROCADO PARA PROTECCIÓN DE RIBERA DEL MARGEN IZQUIERDO DEL RÍO ZAÑA, TRAMO CHICAL BAJO, DISTRITO OYOTUN, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE"
7. Autor del documento (2)
LUIS ANGEL BANDA HUAMÁN
8. Fecha de recepción del documento 2/11/22
9. Fecha de aplicación del programa informático de similitudes 7/11/22
10. Software utilizado
 - Turnitin (X)
 - Ithenticate
 - Otro (especificar)
11. Configuración del programa detector de similitudes
 - Excluye textos entrecomillados
 - Incluye Bibliografía
 - Excluye cadenas menores a 40 palabras
12. Porcentaje de similitudes según programa detector de similitudes³
6%
13. Fuentes originales de las similitudes encontradas⁴
14. Observaciones
Ninguna
15. Calificación de originalidad
 - Documento cumple criterios de originalidad, sin observaciones (X)
 - Documento cumple criterios de originalidad, con observaciones
 - Documento no cumple criterios de originalidad
16. Fecha del Informe 30/12/22



Firmado digitalmente por SARANGO
JULCA Douglas Donal FAU
20148092282 soft
Motivo: Soy el autor del documento
Fecha: 01.01.2023 12:13:52 -05:00

DR. ING. Douglas Sarango Julca
DIRECTOR (e) DE LA EPIMF

-
- 1 Otro (especificar) Monografía Técnica Modalidad de Titulación M-3 Suficiencia Profesional
 - 2 Apellidos y Nombres completos
 - 3 En letras y números
 - 4 Indicarlas en orden decreciente y su respectivo porcentaje

INDICE

1	CAPITULO I: GENERALIDADES	7
	1.1 Introducción	7
	1.2 Importancia Del Tema.....	8
	1.3 Identificación del Problema.....	9
	1.4 Propuesta de Solución.....	9
	1.5 Objetivos.....	10
	1.5.1 Objetivos Generales.....	10
	1.5.2 Objetivos Especificos	10
2	CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	11
	2.1 Análisis de Máximas Avenidas.....	11
	2.1.1 Prueba de datos dudosos (Método del Water Resources Council).....	11
	2.1.2 Análisis de frecuencia.....	12
	2.1.3 Prueba de bondad de ajuste Kolmogorov - Smirnov.....	16
	2.1.4 Caudales Máximos Instantáneos.....	17
	2.1.5 Periodo de Retorno	17
	2.2 Análisis y diseño hidráulico	18
	2.2.1 Modelo Hidraulico Bidimensional Iber 2D.	18
	2.2.2 Ancho Estable del Rio	19
	2.2.3 Socavación General – Método de Lischtván Levediev.....	21
	2.2.4 Dimensionamiento de enrocado.	24
3	CAPITULO III: DESCRIPCIÓN METODOLÓGICA	31
4	CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	32
	4.1 Ubicación de la Zona de Estudio.....	32
	4.2 Máximas Avenidas.....	33
	4.2.1 Información hidrométrica.	33
	4.2.2 Prueba de Datos Dudosos.....	35
	4.2.3 Análisis de Frecuencia y Prueba de Bondad de ajuste.	38
	4.2.4 Caudales Máximos Instantáneos.....	39
	4.2.5 Selección del periodo de retorno de diseño.....	40
	4.3 Parámetros morfológicos del cauce	42
	4.3.1 Eje del rio.	42
	4.3.2 Pendiente del rio.	43
	4.3.3 Coeficiente de Rugosidad de Manning.	43
	4.4 Modelamiento Hidráulico en la Situación Actual.....	45
	4.4.1 Consideraciones para el modelamiento hidráulico.....	46

4.4.2	Resultados del modelamiento hidráulico.....	52
4.4.3	Zonas Inundables.....	54
4.5	Modelamiento Hidráulico en la Situación Con Proyecto.....	56
4.6	Determinación del Ancho Estable del Rio.....	58
4.6.1	Análisis de formulaciones empíricas.....	59
4.6.2	Análisis de imágenes históricas.....	60
4.6.3	Análisis de modelamiento hidráulico.....	62
4.6.4	Conclusión.....	62
4.7	Diseño hidráulico del enrocado de protección.....	63
4.7.1	Determinación Borde Libre y Altura de enrocado.....	64
4.7.2	Ancho de corona.....	68
4.7.3	Socavación y profundidad de uña.....	68
4.7.4	Ancho de la base de la uña.....	73
4.7.5	Diámetro de roca de enrocado.....	73
4.7.6	Espesor Mínimo de Enrocado.....	77
4.7.7	Granulometría de enrocado.....	77
4.7.8	Dimensiones del enrocado.....	78
5	CONCLUSIONES.....	80
6	RECOMENDACIONES.....	82
7	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	83

Lista de Figuras

Figura 1 Sección Transversal de cauce.....	22
Figura 2 Ubicación de la zona de evaluación	33
Figura 3 Ubicación estación hidrométrica Batan.....	34
Figura 4 Cuenca aportante a la Estación Batan.	40
Figura 5 Riesgo de falla y vida útil para diferentes tipos de obra.	41
Figura 6 Eje del rio Zaña.	42
Figura 7 Pendiente del Rio Zaña.	43
Figura 8 Lecho de cauce, Rio Zaña.....	45
Figura 9 Topografía, DTM 0.25m x 0.25m.....	47
Figura 10 Tramos de análisis.	48
Figura 11 Valor de coeficiente de rugosidad para suelo desnudo $n = 0.025$	49
Figura 12 Valor de coeficiente de rugosidad para enrocado $n = 0.035$	50
Figura 13 Valor de coeficiente de rugosidad para cobertura vegetal 0.04.	50
Figura 14 Zonificación del tipo de cobertura.	51
Figura 15 Tamaño de malla, modelo Iber 2D.	52
Figura 16 Resultados de Tirantes - TR 140 Años.....	53
Figura 17 Resultados de Velocidades - TR 140 Años.	54
Figura 18 Zonas afectadas.....	55
Figura 19 Zonas de desborde.	56
Figura 20 Resultados de Tirantes - TR 140 Años – Con Proyecto.....	57
Figura 21 Resultados de Velocidades - TR 140 Años – Con Proyecto.	58
Figura 22 Anchos históricos del Tramo de evaluación.....	61
Figura 23 Enrocados propuestos.....	64
Figura 24 Sección Típica de enrocado	79

Lista de Tablas

Tabla 1 Valores Kn para prueba de datos dudosos	12
Tabla 2 Valores críticos d para la prueba Kolmogorov - Smirnov de bondad del ajuste.....	16
Tabla 3 Factor de Fondo Fb	19
Tabla 4 Factor de Orilla Fs	20
Tabla 5 Condiciones de Fondo de Rio K1.....	20
Tabla 6 Tipo de material del cauce k	21
Tabla 7 Valores de factor m.....	21
Tabla 8 Factores de contracción u.....	23
Tabla 9 Factor de frecuencia	23
Tabla 10 Coeficiente para diferentes caudales.	25
Tabla 11 Ancho de corona en función del caudal de diseño.	25
Tabla 12 Ancho de corona en función del caudal de diseño.	27
Tabla 13 Factor de seguridad.	28
Tabla 14 Límites de gradación del enrocado de protección.	31
Tabla 15 Cuadro de coordenadas tramo de evaluación.	32
Tabla 16 Estación hidrométrica.	34
Tabla 17 Caudales diarios – Estación Hidrométrica Batán.....	35
Tabla 18 Parámetros estadísticos de la serie histórica.	36
Tabla 19 Resultados de la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov – Smirnov.....	39
Tabla 20 Caudales medios para diferentes periodos de retorno.	39
Tabla 21 Caudales máximos instantáneos para diferentes periodos de retorno.	40
Tabla 22 Coeficientes de Cowan para determinar la influencia de diversos factores.	44
Tabla 23 Coeficientes de rugosidad adoptados.	49
Tabla 24 Resultados de ancho estable.	59

Tabla 25 Anchos históricos del cauce.....	60
Tabla 26 Anchos de cauce - Modelamiento hidráulico	62
Tabla 27 Longitud de enrocados proyectados.	63
Tabla 28 Determinación de la altura de enrocado.....	65
Tabla 29 Granulometría del lecho del cauce.....	68
Tabla 30 Diámetros característicos del lecho del cauce	69
Tabla 31 Calculo de socavación – TR 500 años.	70
Tabla 32 Ancho de la base de enrocado.....	73
Tabla 33 Diámetro de enrocado	74
Tabla 34 Espesor de enrocado de enrocado	77
Tabla 35 Gradación de enrocado DI-01.....	77
Tabla 36 Gradación de enrocado DI-02.....	78
Tabla 37 Gradación de enrocado DI-03.....	78
Tabla 38 Gradación de enrocado DI-04.....	78
Tabla 39 Dimensiones de enrocado	79

1 CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1 Introducción

La monografía técnica presentada se centra en el diseño hidráulico de la defensa ribereña del margen izquierdo del río Zaña en el tramo Chical bajo del distrito de Oyotun y departamento de Lambayeque.

Las épocas de avenida traen consigo inundaciones provocando daños materiales, económicos y hasta humanos. La cuenca del río Zaña afrontó uno de los eventos extremos más fuertes conocido como El Fenómeno El Niño en el 2017 donde ocurrieron inundaciones considerables en las zonas aledañas a las riberas del río, las cuales se encuentran ocupadas por áreas de cultivo, población e infraestructura que se vieron afectadas por dicho fenómeno.

A falta de la capacidad hidráulica del cauce en el tramo de estudio, se producen inundaciones en áreas de producción agrícola durante los eventos extremos. Dada esta problemática se plantea como alternativa de solución ante los problemas de inundaciones en el tramo de estudio la proyección de defensas ribereñas en base a criterios de diseño con el fin no interferir en lo posible en el comportamiento hidráulico del río.

Entre las defensas que contribuyen al control de inundaciones de los ríos se tiene a las medidas estructurales, defensas vivas naturales y defensas forestales. El presente estudio se enfoca principalmente al planteamiento de medidas estructurales como enrocado de protección

En la presente monografía se detallara las bases teóricas del diseño de la defensa ribereña y los criterios ingenieriles para la aplicación de las mismas, identificando las zonas de desbordamiento que producen afectación a través de modelo hidráulico bidimensional Iber 2D con la finalidad de determinar los parámetros hidráulicos como tirante, velocidad, esfuerzos cortantes, niveles de agua, etc.

Luego de determinar los niveles de inundación y los parámetros hidráulicos, se evaluará el comportamiento del río para definir la sección hidráulicamente estable y a través de ello definir la ubicación de la defensa a proyectar, seguidamente se realizará el dimensionamiento de la sección típica de la defensa y se analizará los niveles de socavación en el tramo de estudio para definir las cotas de cimentación de la estructura.

1.2 Importancia Del Tema

El tema tratado en la presente monografía nos permite dar soluciones óptimas y adecuadas a los problemas de inundación que se vienen presentando en nuestro país a causa del incremento de caudal en épocas de crecida. El último fenómeno El niño costero del 2017 trajo consigo muchas afectaciones materiales, económicas y vitales al país, principalmente la zona norte, donde ríos como; Piura, Zaña, Chancay, Tumbes, etc. no tuvieron la capacidad hidráulica para transitar el caudal máximo de avenida que se presentó ese año.

El tema presentado tiene importancia debido a que proporciona alternativa de solución ante los problemas de inundación en el margen izquierdo del río Zaña, tramo Chical Bajo, distrito de Oyotun, el cual trae consigo daños materiales, económicos y vitales.

El interés y preocupación para el desarrollo del tema se intensificó cuando sucedió tal evento en el que pude evidenciar cuando familiares y amistades se encontraban afectadas económicamente e inclusive con pérdidas humanas ante este fenómeno. Me motiva el hecho de seguir incrementando mis conocimientos en Ingeniería que en parte ayudan a esta problemática, lamentablemente no solo la construcción de una infraestructura hidráulica soluciona estos problemas, esta debe ir acompañada de una buena planificación de cuencas y fiscalización del desarrollo urbano en zonas que no deben ser habitadas.

1.3 Identificación del Problema

En el Perú, principalmente en la costa norte son común los fenómenos de inundaciones en los ríos, siendo los más intensos en los Fenómenos El Niño Costero. El 2017 que trajo consigo innumerables afectaciones a la población del norte del País. Los asentamientos de la población en zonas cercanas a los ríos es uno de los principales problemas en el país donde no se tiene una cultura de prevención en los ciudadanos.

El tramo de estudio del río Zaña, ubicado en el distrito de Oyotun, Departamento de Lambayeque, en épocas de avenidas máximas extraordinarias se ve afectada por el desborde del río, donde se generan daños económicos por la inundación que se presenta en las áreas de producción agrícola e infraestructura de los servicios del sector que se encuentran asentados en el margen izquierdo del Río. A raíz de esta problemática presentada nace el interés de realizar el diseño de los enrocados de protección de ribera en el margen izquierdo del río con la finalidad de reducir los problemas de inundación.

1.4 Propuesta de Solución

La propuesta de realizar el diseño de enrocados en el tramo Chical Bajo del río Zaña se justifica por los desbordes ocasionados en las áreas de producción agrícola que traen consigo daños materiales y económicos a los pobladores del sector. Esta obra es de suma importancia porque busca reducir los niveles de vulnerabilidad de los elementos expuestos a este fenómeno natural que comúnmente se da en épocas de avenidas, garantizando una estabilidad del cauce y un comportamiento hidráulico adecuado. Así mismo realizar un análisis de manera que el planteamiento de la defensa ribereña no traslade problemas como erosión, inundaciones, etc. aguas abajo del tramo de estudio.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivos Generales

- Definir el diseño hidráulico de la defensa ribereña del río Zaña del tramo Chical bajo, distrito de Oyotun y departamento de Lambayeque

1.5.2 Objetivos Específicos

- Determinar las áreas inundables susceptibles ante eventos extremos.
- Determinar la sección hidráulicamente estable del tramo del río en estudio
- Determinar los principales parámetros hidráulicos del río para el diseño de la defensa ribereña.
- Estimar la socavación del tramo de estudio para definir la profundidad de cimentación del enrocado proyectado.
- Definir la sección típica del enrocado proyectado como, altura, ancho de corona, talud, altura de uña, ancho de uña, diámetro de roca.

2 CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

El marco teórico desarrollado en la presente monografía técnica se enmarca principalmente en el análisis hidrológico de máximas avenidas y las bases teóricas para el diseño hidráulico del enrocado de protección.

2.1 Análisis de Máximas Avenidas

En la zona de estudio aguas arriba del tramo de evaluación se encuentra la estación hidrométrica de nombre Batan, la cual cuenta con registro de caudales medios diarios desde el año 1950 al 2020. Por lo que las bases teóricas para la obtención de los caudales de diseño se presentan a continuación:

2.1.1 Prueba de datos dudosos (*Método del Water Resources Council*)

El método propuesto por el “Water Resources Council” permite identificar datos atípicos de la serie de datos hidrológicos que se encuentran alejados de la tendencia general de todos los datos. El método en mención plantea identificar dichos datos atípicos estableciendo un límite alto y bajo para la serie estudiada, por lo que los datos que se encuentren fuera de ese rango deberán ser analizados y descartados de los análisis posteriores. (Chow et al., 1994)

La ecuación siguiente se usa para determinar los datos dudosos altos:

$$y_H = \bar{y} + k_n s_y \quad (2.1)$$

La ecuación siguiente se usa para determinar los datos dudosos bajo:

$$y_L = \bar{y} - k_n s_y \quad (2.2)$$

Donde:

Y_H : Registro de dato dudoso alto en logaritmo base 10

Y_L : Registro de dato dudoso bajo en logaritmo base 10

y : Media de la serie en unidades logarítmicas

K_n : Parámetro en función de la tabla siguiente para tamaño de muestra n

S_y : Desviación estándar de la serie de n datos.

Tabla 1

Valores K_n para prueba de datos dudosos

Tamaño de la muestra n	K_n	Tamaño de la muestra n	K_n	Tamaño de la muestra n	K_n	Tamaño de la muestra n	K_n
10	2.036	26	2.502	42	2.7	58	2.824
11	2.088	27	2.519	43	2.71	59	2.83
12	2.134	28	2.534	44	2.72	60	2.837
13	2.175	29	2.549	45	2.73	65	2.866
14	2.213	30	2.563	46	2.74	70	2.893
15	2.247	31	2.577	47	2.74	75	2.917
16	2.279	32	2.591	48	2.75	80	2.94
17	2.309	33	2.604	49	2.76	85	2.961
18	2.335	34	2.616	50	2.77	90	2.981
19	2.361	35	2.628	51	2.78	95	3.000
20	2.385	36	2.639	52	2.78	100	3.017
21	2.408	37	2.65	53	2.79	110	3.049
22	2.429	38	2.661	54	2.8	120	3.078
23	2.448	39	2.671	55	2.8	130	3.104
24	2.467	40	2.682	56	2.81	140	3.129
25	2.486	41	2.692	57	2.82		

Fuente. U. S. Water Resources Council. 1981

2.1.2 Análisis de frecuencia

Los eventos extremos están ligados al periodo de recurrencia o frecuencia de dichos eventos, por lo que resulta indispensable realizar el análisis de frecuencia con el objetivo de

relacionar los eventos extremos con el periodo de recurrencia mediante distribuciones de probabilidad. (Chow et al., 1994)

2.1.2.1 Distribucion Normal. La función de densidad de la distribución normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{(x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (2.3)$$

Los parámetros μ y σ son la media y la desviación estándar respectivamente. La función se puede simplificar con la variable normal estándar z :

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (2.4)$$

Luego la Distribucion de densidad normal estándar se define como:

$$f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-z^2/2} \quad -\infty \leq z \leq \infty \quad (2.5)$$

Finalmente la función acumulada de Distribucion normal es:

$$F(z) = \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-u^2/2} du \quad (2.6)$$

Según (Abramowitz y Stegun, 1965) la ecuación anterior puede aproximarse según las siguientes relaciones:

$$F(z) = B \quad \text{para } z < 0 \quad (2.7)$$

$$F(z) = 1 - B \quad \text{para } z > 0 \quad (2.8)$$

$$B = \frac{1}{2} [1 + 0.196854|z| + 0.115194|z|^2 + 0.000344|z|^3 + 0.019527|z|^4]^{-4} \quad (2.9)$$

Para determinar los caudales para un periodo de retorno dado es necesario definir la función inversa, debido a su complejidad Chow (1994) plantea definirlo mediante un factor de frecuencia (K_T) donde X_T es el valor de caudal, μ el valor promedio de la serie y σ la desviación estándar:

$$k_T = \frac{x_T - \mu}{\sigma} \quad (2.10)$$

Para hallar K_T se emplean las siguientes relaciones:

$$w = \left[\ln \left(\frac{1}{p^2} \right) \right]^{1/2} \quad 0 < P \leq 0.5 \quad \left(P = \frac{1}{T} \right) \quad (2.11)$$

$$KT = z = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3} \quad (2.12)$$

Una vez calculado el valor de K_T para un periodo de retorno dado, se emplea la ecuación 2.10 para obtener el caudal X_T .

2.1.2.2 Distribucion Log Normal. Para esta Distribucion se toman los logaritmos en base 10 de las variables ($Y = \log X$), a continuación se tiene la siguiente función densidad de probabilidad Log Normal:

$$f(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp \frac{(y - \mu)^2}{2\sigma^2} \quad (2.13)$$

Posteriormente se siguen los mismos procedimientos que para la Distribucion Normal.

2.1.2.3 Distribucion Pearson Tipo III. La función de densidad de la distribución Pearson III se define como:

$$f(x) = \frac{\lambda^\beta (x - E)^{\beta-1} e^{-\lambda(x-E)}}{\Gamma(\beta)} \quad x \geq E \quad (2.14)$$

Donde:

$$\lambda = \frac{s_x}{\sqrt{B}} \quad \beta = \left(\frac{2}{C_s}\right)^2 \quad (2.15)$$

Chow et al.(1994) propone aplicar factores de frecuencia (K_T) para darle solución a la función de Distribucion Pearson tipo III:

$$k_T = \frac{x_T - \mu}{\sigma} \quad (2.16)$$

Dónde: C_s es el coeficiente de asimetría.

$$k_T = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5, \quad k = \frac{c_s}{6} \quad (2.17)$$

Además el valor de z se obtiene de la ecuación 2.12 y el valor de la función de frecuencia acumulada ($F(x) = p = 1/T$) se obtiene de la ecuación 2.11.

2.1.2.4 Distribucion Log Pearson III. Para esta Distribucion se toman los logaritmos en base 10 de las variables ($Y = \log X$), a continuación se tiene la siguiente función densidad de probabilidad Log Pearson III:

$$f(y) = \frac{\lambda^\beta (y - E)^{\beta-1} e^{\lambda(y-E)}}{\Gamma(\beta)} \quad y \geq E \quad (2.18)$$

Posteriormente se siguen los mismos procedimientos que para la Distribucion Pearson III.

2.1.2.5 Distribucion Gumbel. La función de densidad de probabilidad se define como:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left[-\frac{x-u}{\alpha} - \exp\left(-\frac{x-u}{\alpha}\right)\right] \quad -\infty < x < \infty \quad (2.19)$$

Donde:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6s_x}}{\pi} \quad u = \bar{x} - 0.5772\alpha \quad (2.20)$$

Chow (1953) definió el factor de frecuencia para resolver la función de probabilidad con la siguiente ecuación:

$$k_T = \frac{x_T - \mu}{\sigma}, \mu \text{ (media), } \sigma \text{ (desviación estándar)} \quad (2.21)$$

$$k_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left[0.5772 + \text{Ln} \left[\text{Ln} \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right] \text{ donde T es el periodo de retorno} \quad (2.22)$$

Despejando el valor T, el periodo de retorno se define por la siguiente ecuación:

$$T = \frac{1}{1 - \exp \left[-\exp \left[0.577 + \frac{\pi k_T}{\sqrt{6}} \right] \right]} \quad (2.23)$$

2.1.3 Prueba de bondad de ajuste Kolmogorov - Smirnov

Para evaluar si la serie presenta un buen ajuste de los datos a cada una de las funciones de distribución aplicadas se emplea la prueba de bondad de Kolmogorov – Smirnov, la cual nos va permitir definir estadísticamente la función que mejor ajuste presente.

La metodología compara el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función observada $F_o(x_m)$ y la estimada por las funciones aplicadas $F(x_m)$ con el valor crítico (d), el cual se obtiene de la siguiente tabla. (Aparicio Mijares, 1992)

$$D = \max |F_o(x_m) - F(x_m)| \quad (2.24)$$

Tabla 2

Valores críticos d para la prueba Kolmogorov - Smirnov de bondad del ajuste

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

Fuente. Aparicio Mijares, 1992.

2.1.4 Caudales Máximos Instantáneos

En el Perú no se cuenta con información hidrométrica con buen registro que nos de valores de caudales máximos instantáneos, por lo que se recurre a relaciones empíricas para determinar mediante los caudales diarios los máximos instantáneos.

Las relaciones empíricas propuestas por Tucci, 1991 son:

$$Q_{Max} = Q_{med}(1 + 2.66A^{-0.3}) \text{ Para cuencas menores a } 3500 \text{ Km}^2 \quad (2.25)$$

$$Q_{Max} = Q_{med}(1 + 1.2A^{-0.036}) \text{ Para cuencas mayores a } 3500 \text{ Km}^2 \quad (2.26)$$

Donde:

Qmax: Caudal máximo instantáneo (m³/s)

Qmed: Caudal medio diario (m³/s)

A: Área de la cuenca (Km²)

2.1.5 Periodo de Retorno

A la inversa de la probabilidad de que un caudal máximo sea superado en un año, se le conoce como periodo de retorno.

Para definir el periodo de retorno de diseño de una determinada obra hidráulica es necesario relacionar el periodo de retorno con el riesgo de falla admisible dicha obra y la vida útil en años de la misma. Donde el riesgo de falla en función de la vida útil y el periodo de retorno viene dado por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.27)$$

Donde:

R: Riesgo de falla admisible (%)

n: Vida útil del proyecto

T: Periodo de retorno en años.

2.2 Análisis y diseño hidráulico

Para el análisis hidráulico y la verificación de los niveles de inundación en la zona de estudio se empleó un modelo matemático hidráulico bidimensional (Iber 2D), así mismo se determinó el ancho estable del río empleado formulaciones empíricas, la socavación y el dimensionamiento del Enrocado de protección, para ello se describe a continuación las bases teóricas empleadas para el análisis y diseño hidráulico del enrocado.

2.2.1 Modelo Hidráulico Bidimensional Iber 2D.

El modelo hidráulico iber resuelve las ecuaciones de St. Venant bidimensionales, las cuales son promediadas en profundidad y asumen velocidades uniformes en la vertical. Las ecuaciones hidrodinámicas resueltas son:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = M_s$$

$$\frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} - \frac{g}{\rho} \frac{h^2}{2} \frac{\partial \rho}{\partial x} + 2 \Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} + M_x$$

$$\frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{g}{\rho} \frac{h^2}{2} \frac{\partial \rho}{\partial y} - 2 \Omega \sin \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} + M_y$$

Donde:

h : Tirante de agua.

U_x, U_y : Velocidades horizontales promediadas en profundidad.

g : Aceleración de la gravedad.

Z_s : cota de agua.

T_s : tensión superficial de rozamiento producido por el viento

T_b : tensión de rozamiento del fondo.

ρ : Densidad del agua.

Ω : Velocidad angular de rotación de la tierra.

λ : Latitud del punto considerado.

$T_{exx}, T_{exy}, T_{eyy}$: Tensiones tangenciales horizontales.

M_s, M_x, M_y : Términos fuente/sumidero de masa y de momento.

2.2.2 Ancho Estable del Rio

Para determinar el ancho estable del rio se empleó las siguientes relaciones empíricas

2.2.2.1 Método de Blench. Dicha teoría se basó en el análisis de canales sin revestimiento en la India, el cual busca determinar los parámetros como ancho, tirante, pendiente, velocidad, etc. para que el comportamiento hidráulico sea estable y no produzca erosión ni sedimentación. Esta metodología es aplicada para rango de diámetros del lecho de $0.1 < d < 0.6\text{mm}$, para caudales de $0.028\text{m}^3/\text{s} < q < 283 \text{ m}^3/\text{s}$. (Rocha Felices, 1998)

$$B = 1.81 \sqrt{\frac{F_b}{F_9}} Q^{1/2} \quad (2.28)$$

Donde:

F_b : factor que depende de la naturaleza del lecho.

F_s : Factor que depende de la erosionabilidad de las márgenes del lecho.

Q : Caudal máximo (m^3/s)

Tabla 3

Factor de Fondo F_b

Factor de Fondo	F_b
Material Fino	0.8
Material Grueso	1.2

Fuente. Diseño y construcción de defensas ribereñas.(Terán Adriaola, 1998)

Tabla 4*Factor de Orilla Fs*

Factor de Orilla	Fs
Materiales sueltos	0.1
Materiales ligeramente cohesivos	0.2
Materiales cohesivos	0.3

Fuente. Diseño y construcción de defensas ribereñas.(Terán Adriaola, 1998)

2.2.2.2 Método de Simons y Henderson. Dicho método se encuentra basado en la teoría de régimen y su rango de aplicabilidad es amplio respecto al tipo de cauce desde suelo cohesivo hasta gravas en fondo y orillas.

$$B = k_1 Q^{1/2} \quad (2.29)$$

Tabla 5*Condiciones de Fondo de Rio K1*

Condiciones de Fondo de río	K1
Fondo arena y orillas de material cohesivo	4.2
Fondo y orillas de material cohesivo	3.6
Fondo y orillas de grava	2.9
Fondo arena y orillas material no cohesivo	2.8

Fuente. Diseño y construcción de defensas ribereñas.(Terán Adriaola, 1998)

2.2.2.3 Método de Manning y Strickler. Dicho método se encuentra basado en la teoría de régimen y su rango de aplicabilidad se orientas en diferentes tipos de cauce y tipo de material como se indica a continuación.

$$B = \left(\frac{Q^{1/2}}{s^{1/5}} \right) (nk^{5/3})^{3/(3+5m)} \quad (2.30)$$

Tabla 6*Tipo de material del cauce k*

Tipo de material del cauce (k)	
10	Valor practico
12	Material Aluvial
16	Material fácilmente erosionable
3	Material muy resistente

*Fuente. Diseño y construcción de defensas ribereñas.(Terán Adriazola, 1998)***Tabla 7***Valores de factor m*

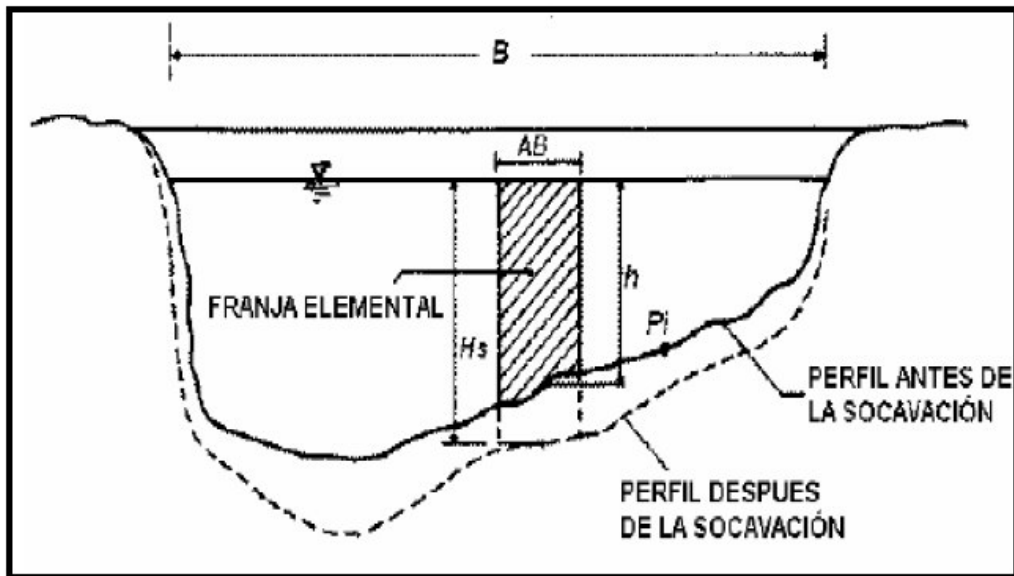
Valores de factor (m)	
Ríos de cauces aluviales	0.5
ríos de cauces arenosos	0.7
ríos de cauce de montaña	1

*Fuente. Diseño y construcción de defensas ribereñas.(Terán Adriazola, 1998)***2.2.3 Socavación General – Método de Lischtvan Levediev**

La socavación general corresponde al descenso del fondo del cauce debido a la creciente de río y al arrastre del material sólido del cauce. La metodología de Lischtvan Levediev nos dice que el arrastre de sólidos y el descenso del fondo del cauce ocurren cuando la velocidad media del flujo la cual está en función de los parámetros hidráulicos es menor a la velocidad erosiva la cual es capaz de poner en movimiento a la partículas solidad la cual está en función las características del material de fondo del río. (Rodríguez Diaz, 2010)

Figura 1

Sección Transversal de cauce.



Fuente: (Rodríguez Díaz, 2010)

Para suelos granulares:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta u d_m^{0.28}} \right]^{1/1+z} \quad (2.31)$$

Para suelos cohesivos:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \gamma} \right]^{1/1+x} \quad (2.32)$$

Donde:

$$\alpha = \frac{Qy}{B_e h^{5/3}} \quad (2.33)$$

Socavación: $H_s - h$

h: Tirante máximos del cauce (m)

 α : Coeficiente que depende de los parámetros hidráulicos.Q: Caudal m^3/s

y: tirante medio (m)

Be: Espejo de agua (m)

β : Coeficiente de frecuencia.

Dm: Diámetro medio de la partícula.

γ : Peso específico de material de lecho.

u: Coeficiente de contracción.

$$z: z = 0.394557 - 0.04136 \log Dm - 0.0089 \log^2 Dm$$

Tabla 8

Factores de contracción u

Velocidad media en m/s	Longitud libre en m.													
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200	
Menor de 1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1	1	1	1	1	1	1
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1	1	1	1
2	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	1
2.5	0.9	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1
3	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.9	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99
4,00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99

Fuente. (Rodríguez Díaz, 2010)

Tabla 9

Factor de frecuencia

Probabilidad de Excedencia (%)	Periodo de Retorno (años)	β
0.1	1000	1.07
0.2	500	1.05
0.3	333.33	1.03
1	100	1
2	50	0.97
5	20	0.94
10	10	0.9
20	5	0.86
50	2	0.82

$$\frac{100}{1} \quad 0.77$$

Fuente. (Rodríguez Díaz, 2010)

2.2.4 Dimensionamiento de enrocado.

2.2.4.1 Altura de Enrocado. Para definir la altura de enrocado nos basaremos en los resultados del modelamiento hidráulico, donde obtenemos los tirantes máximos en el área de estudio, en base a ello se le agrega un borde libre como indica la siguiente ecuación:

$$H = y + B_L \quad (2.34)$$

Donde:

H: Altura del muro de gaviones, (m)

BL: Borde libre, (m)

y: Tirante, (m)

2.2.4.2 Borde Libre. Para determinar el borde libre podemos adoptar el valor dado por la siguiente ecuación, el cual relaciona la velocidad máximas con un coeficiente que depende del caudal máximo que pasa por el cauce.

$$B_L = \phi \left(\frac{v^2}{2g} \right) \quad (2.35)$$

Donde:

Φ : Coeficiente que depende del caudal máximo.

V: Velocidad, (m/s)

g: Aceleración de la gravedad, (m/s²)

Tabla 10

Coefficiente para diferentes caudales.

Caudal máximo (m ³ /s)	Coefficiente (φ)
3000 - 4000	2
2000 - 3000	1.7
1000 - 2000	1.4
500 - 1000	1.2
100 - 500	1.1

Fuente. Diseño y construcción de defensas ribereñas. (Terán Adriazola, 1998)

2.2.4.3 Ancho de Corona. El ancho de corona podemos determinar en base la siguiente tabla:

Tabla 11

Ancho de corona en función del caudal de diseño.

Descarga de diseño (m ³ /s)	Ancho de corona (m)
menos de 500	3
500-2000	4

Fuente. Diseño y construcción de defensas ribereñas. (Terán Adriazola, 1998)

2.2.4.4 Profundidad de Uña. Una vez determinado los niveles de socavación, la cual nos indica hasta que nivel debemos de profundizar la uña de cimentación, siendo esta mayor a la altura de socavación para garantizar que el enrocado no falle.

2.2.4.5 Ancho de la Base del Enrocado. Sabiendo la profundidad de socavación determinamos el valor del ancho de la base de la uña mediante la siguiente expresión:

$$A = 1.5e \quad (2.36)$$

Donde:

A: Base de enrocado (m)

e: Socavación (m)

2.2.4.6 Espesor Mínimo de Enrocado. El cuerpo de Ingenieros de los estados unidos (1970) recomienda lo siguiente:

El espesor debe ser como mínimo una distancia igual al valor máximo del diámetro de roca del enrocado

Como mínimo un valor de $1.5 D_{50}$

No debe ser inferior a 0.3m.

2.2.4.7 Diámetro de Roca de Enrocado. Para determinar el diámetro y la gradación de la roca a colocar en el enrocado se empleó diversas formulaciones que se describen a continuación:

2.2.4.7.1 Método de Maynard. Esta metodología propone las siguientes ecuaciones para determinar el diámetro medio del enrocado.

$$d_{50} = C_1(yF^3) \quad (2.37)$$

$$F = C_2 \left(\frac{v}{9y} \right) \quad (2.38)$$

Donde:

d_{50} : Diámetro medio de las rocas (m).

y: Profundidad de flujo.

V: Velocidad media del flujo.

F: Número de Froude.

C1 y C2: Coeficiente de corrección.

Tabla 12

Ancho de corona en función del caudal de diseño.

C1	
0.3	Fondo plano
0.3	Talud 1V:3H
0.3	Talud 1V:2H
C2	
1.5	Tramos en curva
1.3	Tramos rectos
2	Extremos de espigones

Fuente. Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. (MTC, 2008)

2.2.4.7.2 Método de US Department of transportation. Para hallar la dimensión del D50 del enrocado se tiene la expresión (a), que se basa en la teoría de la fuerza tractiva cuyo parámetro principal es la velocidad.

$$d'_{50} = \frac{0.001v^3}{y^{0.5}k_1^{1.5}}, \text{ en Sistema ingles} \quad (2.39)$$

$$k_1 = \left[1 - \left(\frac{\sin^2 \theta}{s \sin^2 \phi} \right) \right]^{0.5} \quad (2.40)$$

$$d'_{50} = \frac{0.001v^3}{y^{0.5}k_1^{1.5}} \quad (2.41)$$

$$c = c_{sg}c_{sf} \quad (2.42)$$

$$c_{sg} = \frac{2.12}{(r_s - 1)^{1.5}} \quad (2.43)$$

$$c_{sf} = \left(\frac{FS}{1.2} \right)^{1.5} \quad (2.44)$$

$$d_{50} = Cd'_{50} \quad (2.45)$$

Donde:

d50: Diámetro medio.

V: Velocidad media.

Y: tirante de agua.

K1: Factor de corrección.

θ : Angulo de inclinación de talud.

ϕ : Angulo de reposo del material del enrocado.

C: Factor de corrección.

r_s : Peso específico del enrocado.

FS: Factor de seguridad.

Tabla 13

Factor de seguridad.

Condición	FS
Flujo uniforme, tramos rectos o medianamente curvos (radio de la curva/ancho del cauce > 30). Mínima influencia de impacto de sedimentos y material flotante	1-1.2
Flujo gradualmente variado, curvatura moderada ($10 <$ radio de la curvatura/ancho del cauce < 30). Moderada de impacto de sedimentos y material flotante.	1.3-1.6
Flujo rápidamente variado, curvas cerradas (radio de la curva/ancho del cauce < 10), flujos de alta turbulencia, flujo de turbulencia mixta de sedimentos y material flotante.	1.6-2

Fuente. Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. (MTC, 2008)

2.2.4.7.3 Método de California. “Bank and shore protection in California highway practice”, se desarrolló estudios en diversos ríos del estado de California, donde se estudió la protección de las riberas en ríos y océanos y se determinó la ecuación para estimar el peso la roca para la protección de riberas en ríos, como se indica en la siguiente ecuación. (Racin & Hoover, 2000)

$$w = \frac{0.00002v^6 s_{gr} \csc^3(\rho - \alpha)}{(s_{gr} - 1)^3} \quad (2.46)$$

$$D = \left(\frac{6w}{\pi r_s} \right)^{1/3} \quad (2.47)$$

Donde:

V: velocidad (m/s)

ρ : Angulo de 70.

α : Angulo de inclinación del talud.

s_{gr} : Gravedad especifica del enrocado.

W: Peso del enrocado.

D: diámetro de enrocado.

2.2.4.7.4 Método de Factor de Seguridad. El método fue propuesto por Simons y Senturk y define que la estabilidad de la roca se encuentra en función de las características geométricas y sedimentológicas. Dicha metodología nos permite conocer el factor de seguridad que tiene el enrocado a partir de características hidráulicas y geométricas. Donde un factor de seguridad mayor a 1 nos indica que el enrocado no falle, mientras que un factor de seguridad menor a la unidad indica la falla del enrocado.

$$SF = \frac{\cos \theta \tan \phi}{n' \tan \phi + \sin \theta \cos \beta} \quad (2.48)$$

$$n^1 = n \left[\frac{1 + \text{sen}(\lambda + B)}{2} \right] n \quad (2.49)$$

$$n = \frac{21\tau s}{(s_s - 1)rk} \quad (2.50)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{\cos \lambda}{\frac{\text{sen} \theta}{n \tan \phi} + \text{sen} \lambda} \right) \quad (2.51)$$

Donde:

SF: Factor de seguridad.

n: Numero de estabilidad.

n¹: Numero de estabilidad para las partículas localizadas en el talud.

λ: Angulo entre el vector velocidad y la horizontal, ambos medidos en el plano del talud.

β: Angulo de la dirección del movimiento o desplazamiento de la partícula.

Ts: Esfuerzo de corte o fuerza tractiva que se produce en el talud.

ϕ: Angulo de inclinación del talud del enrocado.

s_s: Gravedad específica.

r : Peso específico del agua.

k : Diámetro de la partícula D_{50} .

2.2.4.8 Granulometría de Enrocado. Los tamaños de roca para el enrocado de protección se define por la gradación definida por el Cuerpo de Ingenieros de los estados Unidos en su publicación "Design of Riprap Revetment" en 1989 como se indica en la siguiente tabla. (Hydraulic Engineering Circular N° 11, 1989)

Tabla 14

Límites de gradación del enrocado de protección.

Rango de tamaño	Rango de peso	Porcentaje de graduación menor que
1.5 D50 a 1.7 D50	3.0 W50 a 5.0 W50	100
1.2 D50 a 1.4 D50	2.0 W50 a 2.75 W50	85
1.0 D50 a 1.15 D50	1.0 W50 a 1.5 W50	50
0.4 D50 a 0.6 D50	0.1 W50 a 0.2 W50	15

Fuente. Design of Riprap Revetment. (HEC-11, 1989)

3 CAPITULO III: DESCRIPCIÓN METODOLÓGICA

En el presente apartado se presente la metodología y los cálculos de ingeniería realizados en la presente monografía Técnica.

Como fase inicial se recopila información relevante para el diseño de enrocados de protección de riberas del tramo de estudio, luego se realiza el modelamiento hidráulico del río con un modelo numérico bidimensional cuya finalidad es identificar las áreas inundables afectadas por tal evento, además de obtener las principales variables hidráulicas como tirante, velocidad, niveles de agua, esfuerzo de corte, etc. En base a la obtención de dichos parámetros hidráulicos se evaluó por formulaciones e imágenes históricas la sección estable del cauce con el fin de entender el comportamiento del río y que el trazo del enrocado de protección contemple los aspectos morfodinámicos que presenta el río a lo largo del tiempo.

Luego de definir la sección estable del río y el trazo del enrocado, el siguiente paso es la estimación de la altura de socavación en el tramo de intervención con el fin de dimensionar la sección típica del enrocado; para ello se calcula la altura del enrocado, espesor, talud de cara húmeda, ancho superior de uña, ancho inferior de uña, altura de uña y el diámetro de roca para la conformación de enrocado que garantice la estabilidad del mismo y que los esfuerzos de corte actuantes de la corriente del flujo no produzca movilidad del enrocado.

4 CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 Ubicación de la Zona de Estudio

La zona de estudio se ubica políticamente en el departamento de Lambayeque, provincia de Chiclayo y distrito de Oyotun.

Específicamente el tramo del río Zaña que se evalúa en la presente Monografía se encuentra a la altura del centro poblado Las Delicias. A continuación se muestra el tramo de coordenadas de inicio y fin de la zona de evaluación.

Tabla 15

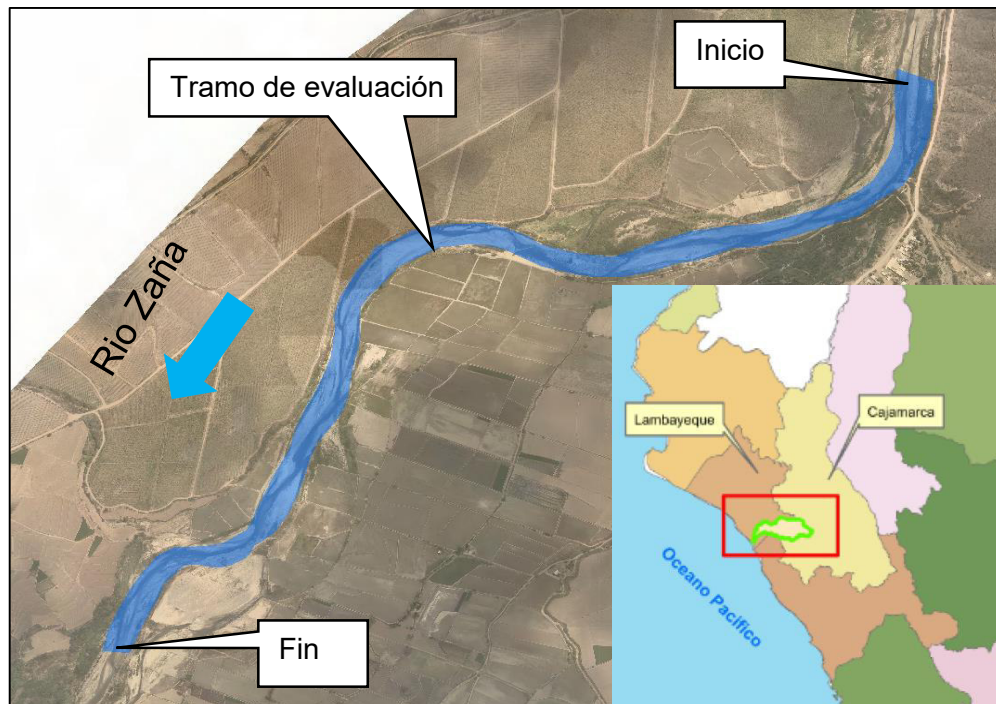
Cuadro de coordenadas tramo de evaluación.

Coordenadas	Este	Norte	Longitud (m)
Inicio	689006.63	9248296.7	2600
Fin	687225.6	9245911.72	

Fuente. Elaboración propia.

Figura 2

Ubicación de la zona de evaluación



Fuente. Elaboración propia.

4.2 Máximas Avenidas

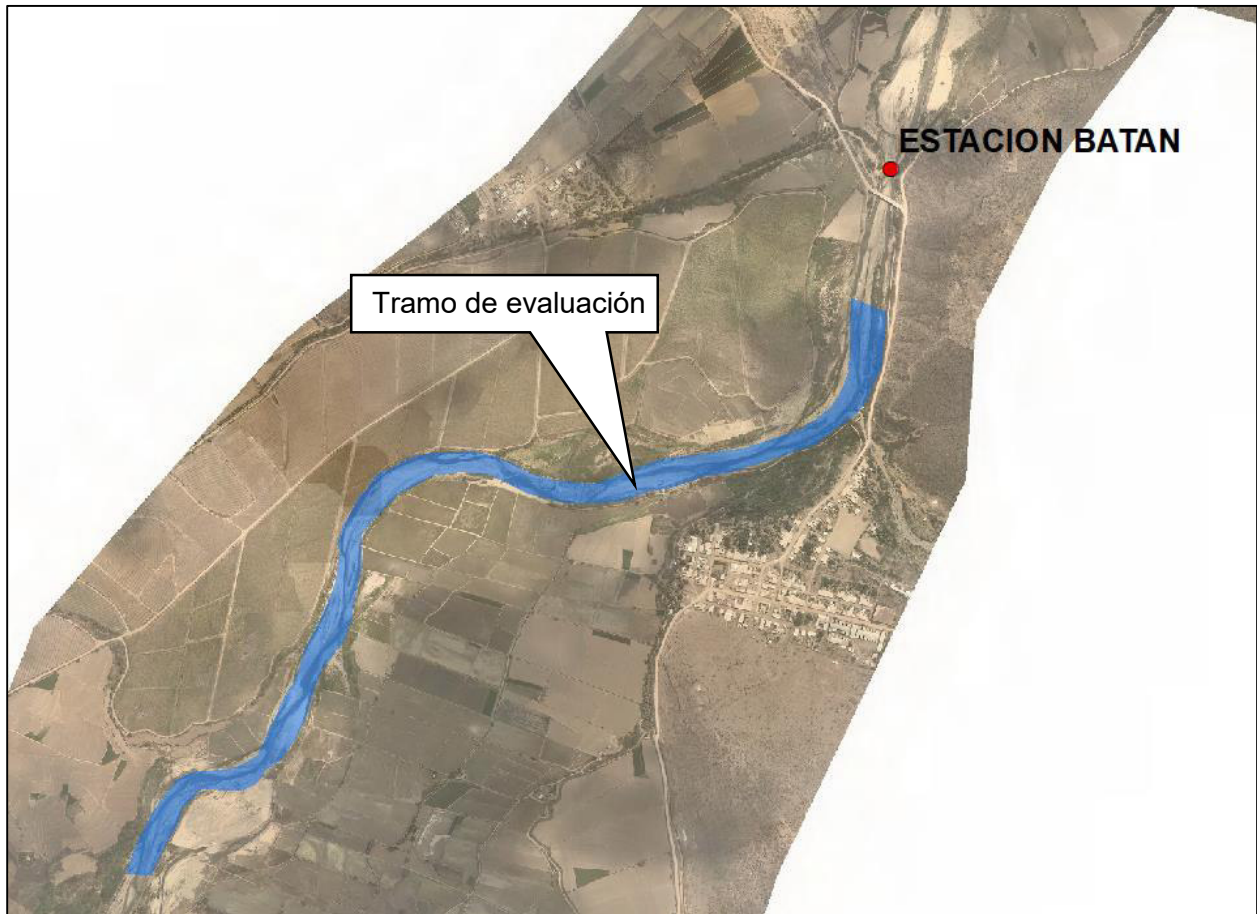
Para la determinación de los caudales de diseño para el tramo de evaluación se empleó los datos de caudales registrados en la estación hidrométrica Batán, la cual se encuentra aguas arriba del punto de inicio del tramo de evaluación, dicha estación cuenta con una longitud de registro de 68 años.

4.2.1 Información hidrométrica.

La estación Hidrométrica Batán, cuenta con un registro de datos de 68 años desde 1951 al 2020.

Figura 3

Ubicación estación hidrométrica Batan.



Fuente. Elaboración propia.

Tabla 16

Estación hidrométrica.

Estación	Tipo	Cuenca	Ubicación Política			Ubicación Geográfica		Altitud (msnm)
			Dpto	Prov.	Dist.	Longitud	Latitud	
Batan	Hidrométrica	Zaña	Lambayeque	Chiclayo	Oyotun	79°17'21.48"	6°48'12.96"	216

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 17*Caudales diarios – Estación Hidrométrica Batán.*

Año	Caudal Med. (m3/s)	Año	Caudal Med. (m3/s)	Año	Caudal Med. (m3/s)
1950	16.81	1973	65.80	1996	24.12
1951	12.14	1974	16.48	1999	23.81
1952	28.92	1975	123.77	2000	32.63
1953	64.26	1976	87.31	2001	59.62
1954	24.27	1977	62.44	2002	71.18
1955	24.90	1978	56.25	2003	20.73
1956	34.32	1979	33.61	2004	28.30
1957	42.81	1980	12.01	2005	19.02
1958	30.60	1981	50.48	2006	58.70
1959	39.67	1982	17.01	2007	31.32
1960	19.53	1983	177.50	2008	260.94
1961	17.85	1984	63.75	2009	97.78
1962	30.87	1985	13.00	2010	30.16
1963	13.80	1986	40.63	2011	14.44
1964	24.54	1987	40.00	2012	90.42
1965	48.67	1988	13.71	2013	45.53
1966	16.09	1989	70.83	2014	25.16
1967	46.55	1990	17.68	2016	112.25
1968	9.11	1991	18.68	2017	115.00
1969	29.54	1992	29.73	2018	17.48
1970	29.18	1993	45.18	2019	103.73
1971	66.94	1994	47.37	2020	18.50
1972	144.89	1995	22.89		

*Fuente. Elaboración propia.***4.2.2 Prueba de Datos Dudosos.**

Como se describió en el ítem 2.1.1, esta prueba nos permite identificar los datos de caudal que estadísticamente son atípicos o dudosos. La aplicación de dicha metodología nos da como resultados

Tabla 18*Parámetros estadísticos de la serie histórica.*

Nº	Año	Qmed (m ³ /s)	log(Qmed)
1	1950	16.81	1.23
2	1951	12.14	1.08
3	1952	28.92	1.46
4	1953	64.26	1.81
5	1954	24.27	1.39
6	1955	24.90	1.40
7	1956	34.32	1.54
8	1957	42.81	1.63
9	1958	30.60	1.49
10	1959	39.67	1.60
11	1960	19.53	1.29
12	1961	17.85	1.25
13	1962	30.87	1.49
14	1963	13.80	1.14
15	1964	24.54	1.39
16	1965	48.67	1.69
17	1966	16.09	1.21
18	1967	46.55	1.67
19	1968	9.11	0.96
20	1969	29.54	1.47
21	1970	29.18	1.47
22	1971	66.94	1.83
23	1972	144.89	2.16
24	1973	65.80	1.82
25	1974	16.48	1.22
26	1975	123.77	2.09
27	1976	87.31	1.94
28	1977	62.44	1.80
29	1978	56.25	1.75
30	1979	33.61	1.53
31	1980	12.01	1.08
32	1981	50.48	1.70
33	1982	17.01	1.23
34	1983	177.50	2.25
35	1984	63.75	1.80
36	1985	13.00	1.11
37	1986	40.63	1.61
38	1987	40.00	1.60
39	1988	13.71	1.14

Nº	Año	Qmed (m ³ /s)	log(Qmed)
40	1989	70.83	1.85
41	1990	17.68	1.25
42	1991	18.68	1.27
43	1992	29.73	1.47
44	1993	45.18	1.65
45	1994	47.37	1.68
46	1995	22.89	1.36
47	1996	24.12	1.38
48	1999	23.81	1.38
49	2000	32.63	1.51
50	2001	59.62	1.78
51	2002	71.18	1.85
52	2003	20.73	1.32
53	2004	28.30	1.45
54	2005	19.02	1.28
55	2006	58.70	1.77
56	2007	31.32	1.50
57	2008	260.94	2.42
58	2009	97.78	1.99
59	2010	30.16	1.48
60	2011	14.44	1.16
61	2012	90.42	1.96
62	2013	45.53	1.66
63	2014	25.16	1.40
64	2016	112.25	2.05
65	2017	115.00	2.06
66	2018	17.48	1.24
67	2019	103.73	2.02
68	2020	18.50	1.27
Numero de datos n		68	68
Suma Σ		3243.10	105.73
Máximo		260.90	2.42
Mínimo		9.10	0.96
Promedio \bar{x}		47.70	1.55
Desviación estándar s		43.19	0.32

Una vez obtenido los parámetros estadísticos de la serie se calcula el umbral máximo y mínimo de los datos dudosos.

El umbral de datos dudosos altos es:

$$y_H = \bar{y} + k_n s_y \quad y_H = 2.47 \text{ (En unidades Logaritmicas)}$$

$$x_H = 294.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

El umbral de datos dudosos altos es:

$$y_L = \bar{y} + k_n s_y \quad y_L = 0.64 \text{ (En unidades Logaritmicas)}$$

$$x_L = 4.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

El análisis de datos dudosos nos da como valor máximo 294. m³/s y valor mínimos de 4.4 m³/s, sin embargo como valor máximo en la serie tenemos como valor máximo de 260.94 m³/s, registrado en el año 2008 y se ha considerado como dato dudoso y se ha descartado del análisis, basado en los siguientes criterios:

- Se registró el 02 de abril del 2008, año que no se considera como un año extraordinario.
- Su valor es superior a los registrados en los años donde ocurrió el fenómeno el niño (72-73, 82-83, 97-98), por lo cual se ha considerado como el mayor caudal el registrado el 30 de marzo del año 1983, equivalente a 177.5 m³/s

4.2.3 Análisis de Frecuencia y Prueba de Bondad de ajuste.

Para el análisis de frecuencia de los datos de caudales medios diarios se consideraron las distribuciones de probabilidad Normal, LogNormal, Gumbel, Pearson Tipo III y LogPearson Tipo III.

Para la selección de la distribución que mejor se ajusta a los datos estadísticos se empleó la prueba de Kolmogorov – Smirnov.

Como se observa en la siguiente tabla los valores del Δ obtenido en las distribuciones de probabilidad aplicadas al compáralas con el Δ Critico podemos observar que la Distribucion Normal nos

da un valor de Δ superior al crítico por lo que la Distribucion no se ajusta a la serie, mientras que la de mejor ajuste es la Distribucion LogPearson tipo III. Dicha Distribucion se empleara para la determinación de los caudales para diferentes periodos de retorno.

Tabla 19

Resultados de la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov – Smirnov.

Estación	Normal	Log Normal	Pearson III	Log Pearson III	Gumbel
BATAN					
Valor Δ	0.17483	0.07582	0.08722	0.04704	0.12383
			Δ critico	0.1634	
Se ajusta?	No se Ajusta	Si Se ajusta	Si Se ajusta	Si Se ajusta	Si Se ajusta
			Mejor ajuste		

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 20

Caudales medios para diferentes periodos de retorno.

T (años)	Q_{med} m^3/s
50	162.49
100	205.72
140	229.45
500	338.32

Fuente. Elaboración propia.

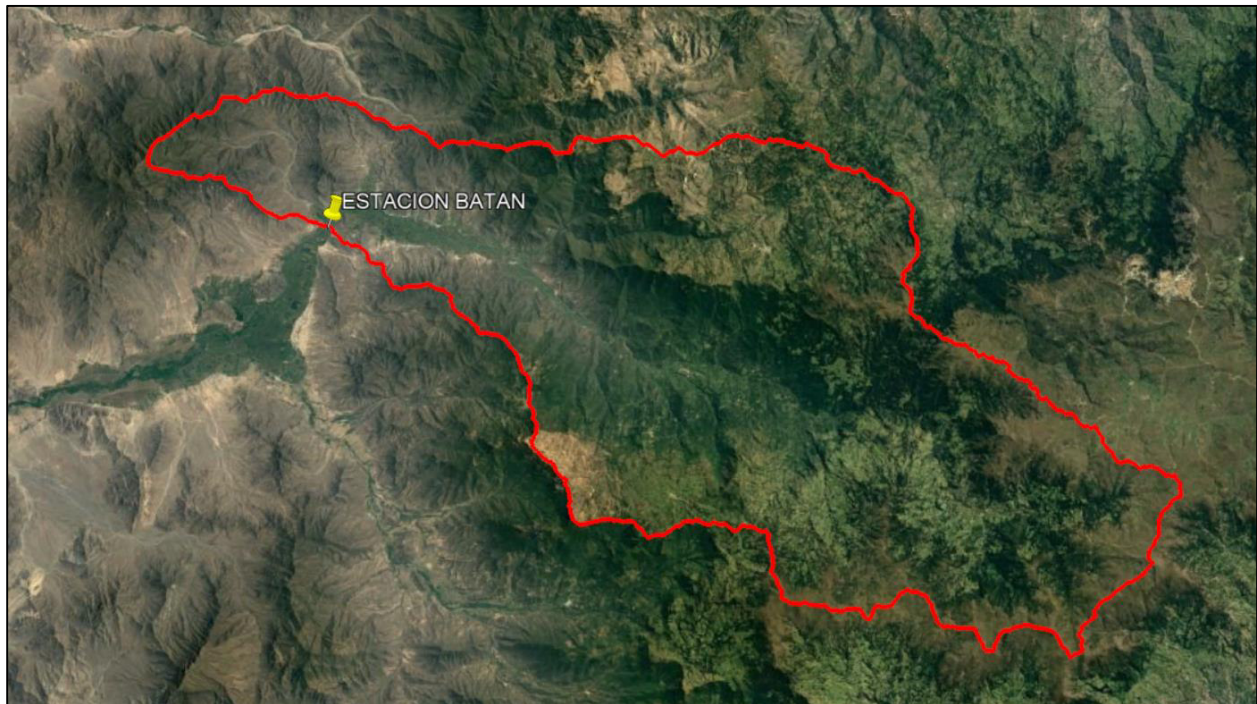
4.2.4 Caudales Máximos Instantáneos

Para obtener los caudales máximos instantáneos se empleó la metodología descrita en el ítem 2.1.4, la cual se encuentra en función del área de la cuenca y los caudales medios.

El área de la cuenca aportante al punto de evaluación (Estación Batan) tiene una extensión de 669.57 Km².

Figura 4

Cuenca aportante a la Estación Batán.



Fuente. Elaboración propia.

Tabla 21

Caudales máximos instantáneos para diferentes periodos de retorno.

T (años)	Q _{med} m ³ /s	Q _{inst} m ³ /s
50	162.49	223.86
100	205.72	283.43
140	229.45	316.11
500	338.32	466.11

Fuente. Elaboración propia.

4.2.5 Selección del periodo de retorno de diseño.

Según el manual de Hidrología, hidráulica y drenaje del MTC, recomienda que para un proyecto de defensas ribereña se tenga una vida útil de proyecto de 40 años y un riesgo de falla de 25% por lo que al emplear la ecuación 2.27 nos da un periodo de retorno de 140 años,

el cual fue empleado para la determinación de los niveles máximos de agua y los parámetros hidráulicos que definan el dimensionamiento del enrocado de protección,

Para la cimentación del enrocado se empleó un periodo de retorno de 500 años, con el cual se realizó el cálculo de socavación y el dimensionamiento de la uña del enrocado.

Figura 5

Riesgo de falla y vida útil para diferentes tipos de obra.

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

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

(**) - **Vida Útil considerado (n)**

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
- Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.
- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Fuente. Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. (MTC, 2008)

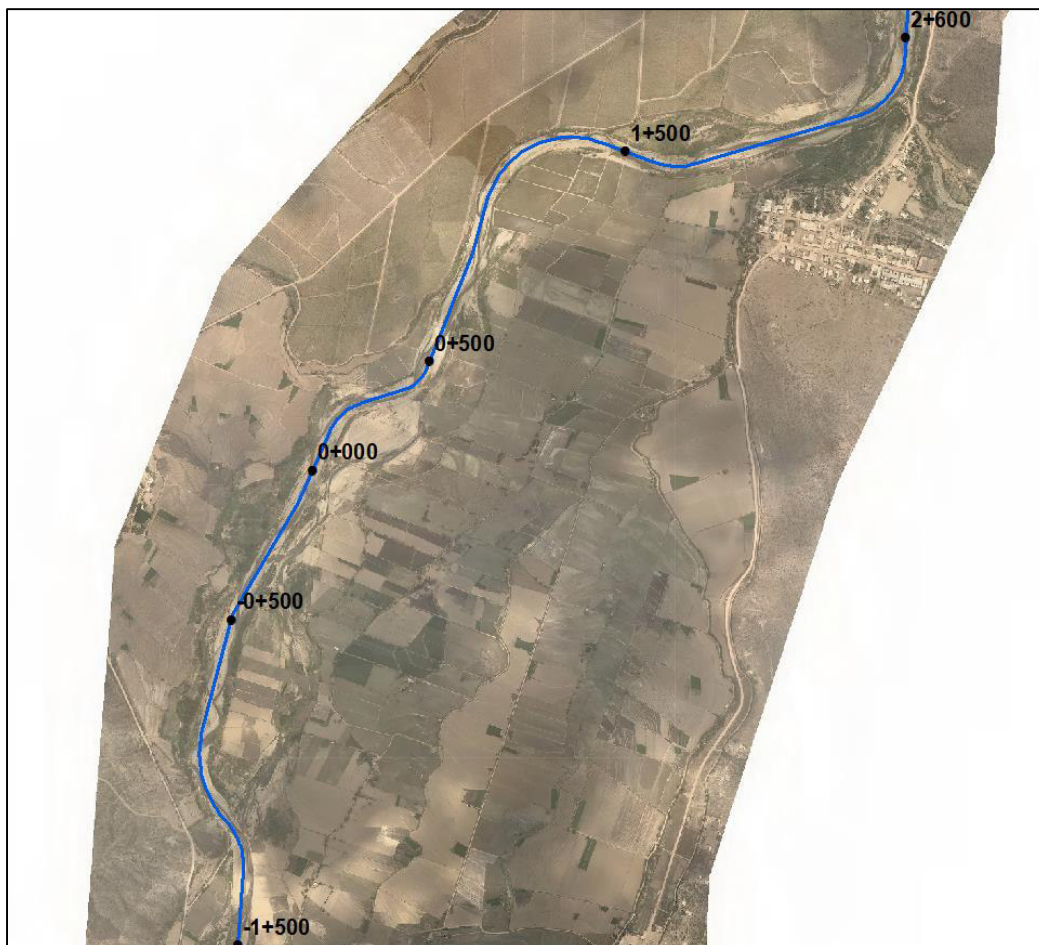
4.3 Parámetros morfológicos del cauce

4.3.1 Eje del río.

Se definió el eje del río considerando la dirección del flujo para máximas avenidas, el tramo del río 0+000 – 2+600 corresponde al tramo de intervención para la proyección de los enrocados de protección y el tramo -1+500 – 0+000 corresponde al tramo para realizar la evaluación de los parámetros hidráulicos aguas abajo de la proyección de los enrocados.

Figura 6

Eje del Río Zaña.



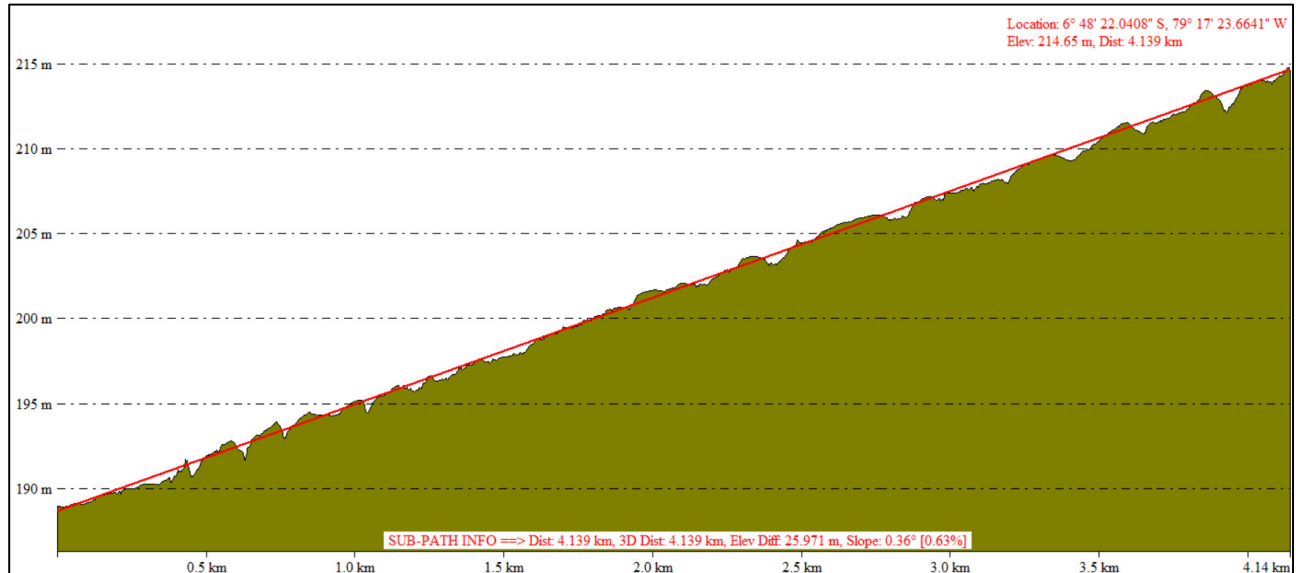
Fuente. Elaboración propia.

4.3.2 Pendiente del río.

En la siguiente figura se observa el perfil del río, donde se tiene una pendiente de 0.65% a lo largo del tramo de evaluación.

Figura 7

Pendiente del Río Zaña.



Fuente. Elaboración propia.

4.3.3 Coeficiente de Rugosidad de Manning.

El coeficiente de rugosidad de Manning estima la resistencia al escurrimiento en un cauce, determinando las pérdidas en el tránsito de la trayectoria del río. Para la determinación del coeficiente de rugosidad del cauce en el tramo de evaluación se consideró la metodología de Cowan Schneider (1956), además se validó con fotografías tomadas en campo.

4.3.3.1 Metodología de Cowan. Cowan propone un método, donde el cálculo del coeficiente de rugosidad, puede estimarse mediante la siguiente relación:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \times n_5$$

Donde:

n0: Rugosidad base para un canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea.

n1: Rugosidad adicional debida a irregularidades superficiales del perímetro mojado a lo largo del tramo en estudio.

n2: Rugosidad adicional equivalente debida a variación de forma y de dimensiones de las secciones a lo largo del tramo en estudio.

n3: Rugosidad equivalente debida a obstrucciones existentes en el cauce.

n4: Rugosidad adicional equivalente debida a la presencia de vegetación.

n5: Factor de corrección para incorporar efecto de sinuosidad del cauce o presencia de meandros.

Tabla 22

Coefficientes de Cowan para determinar la influencia de diversos factores.

CONDICIONES DEL CAUCE	VALORES		
Material Involucrado	Tierra		0.02
	Corte en Roca	n0	0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave		0
	Menor	n1	0.005
	Moderado		0.01
	Severo		0.02
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual		0
	Ocasionalmente Alternante	n2	0.005
	Frecuentemente Alternante		0.010 – 0.015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Insignificante		0
	Menor	n3	0.010 – 0.015
	Apreciable		0.020 – 0.030
	Severo		0.040 – 0.060
Vegetación	Baja		0.005 – 0.010
	Media	n4	0.010 – 0.025
	Alta		0.025 – 0.050
	Muy Alta		0.050 – 0.100
Grado de los Efectos por Meandro	Menor	n5	1

Apreciable	1.15
Severo	1.3

Fuente. (MTC, 2008)

Por la metodología de Cowan se obtiene un coeficiente de rugosidad de 0.04, además se puede ver en la siguiente figura la cobertura del cauce, en el que se aprecia alta concentración de grava con forma redondeada y abundante en el cauce, por lo que se considera que la metodología de Cowan nos da un valor coherente respecto a la rugosidad del cauce.

Figura 8

Lecho de cauce, Rio Zaña.



4.4 Modelamiento Hidráulico en la Situación Actual

Para definir el tramo del cauce que requiere protección de ribera ante los problemas de inundación, nos apoyamos de un modelo hidrodinámico bidimensional el cual resuelve las

ecuaciones de Saint Venant en dos direcciones y nos ayuda a determinar la extensión inundable en la planicie de inundación y las zonas afectadas por este problema.

La aplicación de un modelo bidimensional es indispensable debido a que representa de una mejor forma las zonas inundables y los parámetros hidráulicos en dichos puntos, representa un modelo robusto para este tipo de casos en comparación con modelos unidimensionales los cuales resuelven las ecuaciones en una sola dirección y no refleja el escurrimiento en planicie donde el flujo tiende a ir en diferentes direcciones.

4.4.1 Consideraciones para el modelamiento hidráulico.

Los parámetros de ingreso y procesamiento de la superficie para el modelamiento de ríos en IBER 2D son las siguientes:

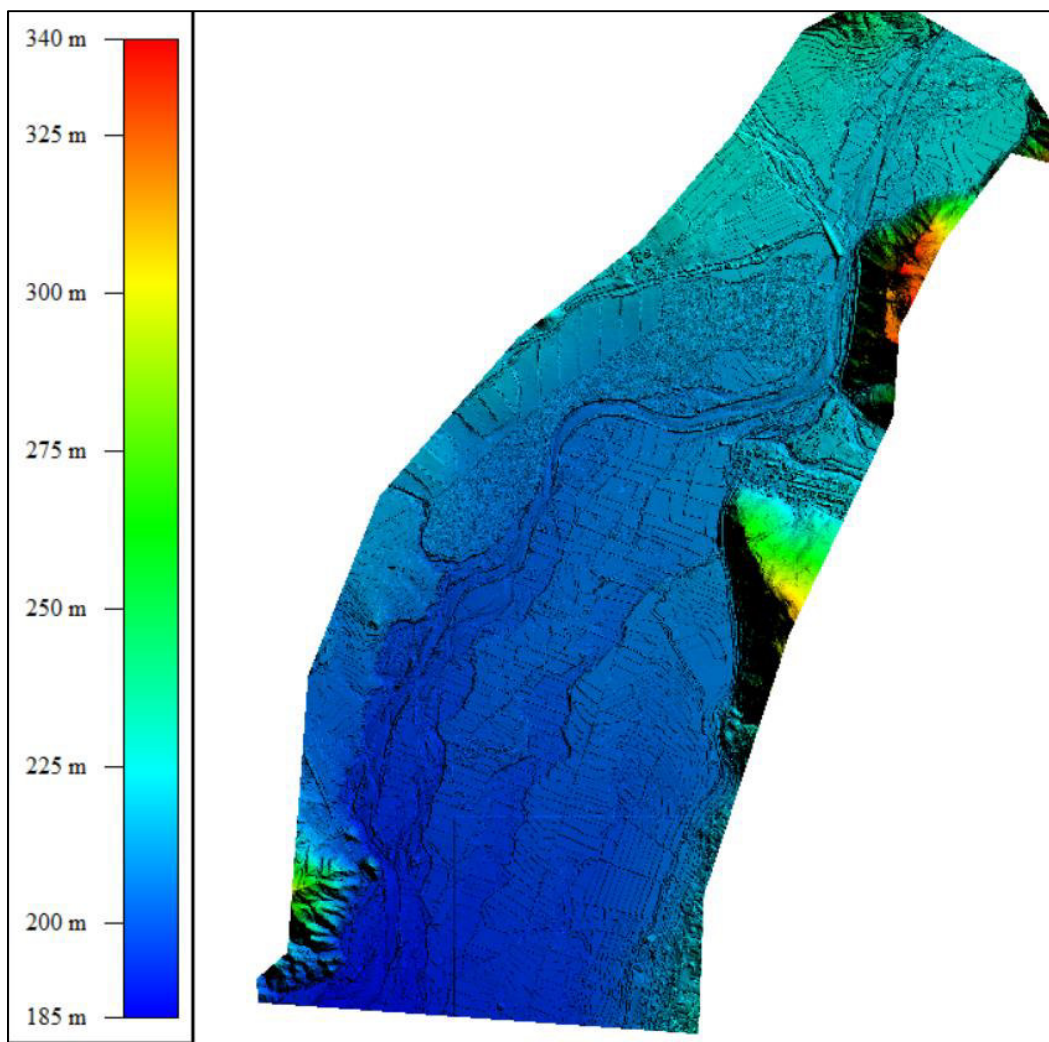
- Caudales de diseño.
- Topografía.
- Extensión de modelo hidráulico.
- Coeficiente de rugosidad de Manning.
- Mallado de la superficie.

4.4.1.1 Caudales de diseño. Los caudales que son objeto de análisis es para un periodo de retorno de 140 y 500 años los cuales corresponden a 311.16 y 466.11 m³/s respectivamente. El modelamiento hidráulico se realiza en régimen permanente.

4.4.1.2 Topografía. Se empleó DTM con una resolución de 0.25m, el cual cuenta con la batimetría de cauce.

Figura 9

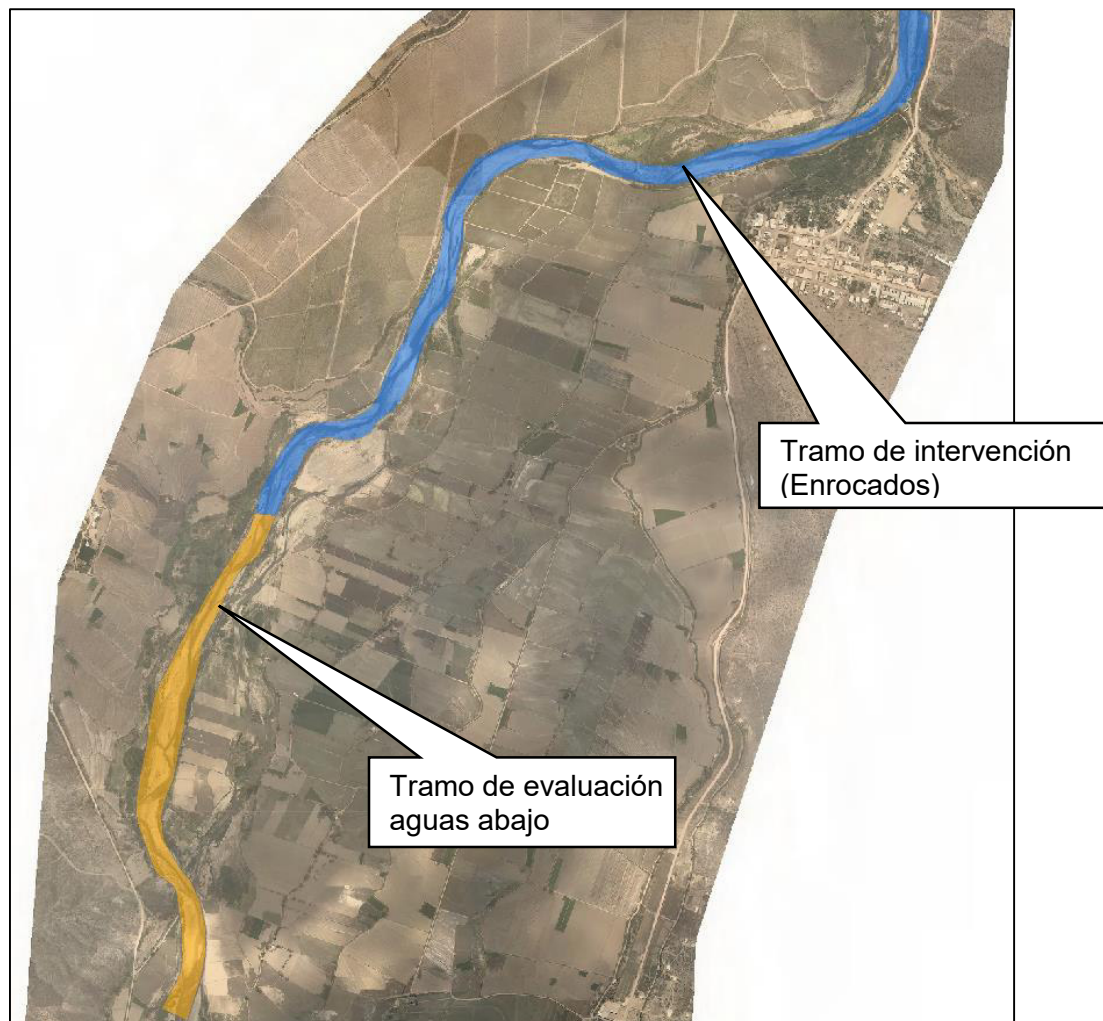
Topografía, DTM 0.25m x 0.25m.



4.4.1.3 Extensión del Modelo Hidráulico. La extensión para la modelización hidráulica abarca una longitud de 4100m del rio Zaña, el cual representa el dominio computacional para la determinación de los parámetros hidráulicos. En la siguiente imagen se muestra el tramo azul, el cual representa el tramo de intervención para el planteamiento de los enrocados de protección en el margen izquierdo del rio, mientras que el tramo naranja corresponde a un tramo de 1500m aguas abajo para realizar la evaluación de la alteración de los parámetros hidráulicos en la situación con proyecto con la incorporación de los enrocados.

Figura 10

Tramos de análisis.



Fuente. Elaboración propia.

4.4.1.4 Coeficiente de rugosidad de Manning. El coeficiente de rugosidad de manning estima la resistencia al escurrimiento en un cauce, determinando las perdidas en el tránsito de la trayectoria del rio. En el ítem 4.3.3 se determina el coeficiente de rugosidad para el lecho del cauce. Teniendo en cuenta que el flujo se expandirá por la llanura inundable abarcando zonas fuera del lecho, se realiza una zonificación de la cobertura del suelo en el sector de modelamiento con el fin de definir los coeficiente de rugosidad para cada uno de ellos.

Dentro del área de modelamiento se identificó zonas de cobertura vegetal, suelos desnudos como trochas de afirmado, enrocado de protección y el lecho de cauce, los cuales son caracterizados con los coeficientes de rugosidad siguientes:

Tabla 23

Coefficientes de rugosidad adoptados.

Tipo de cobertura Vegetal	Coeficiente de Manning
Cobertura Vegetal	0.04
Lecho de cauce	0.04
Enrocado	0.035
Suelo desnudo	0.025

Fuente. Elaboración propia.

Figura 11

Valor de coeficiente de rugosidad para suelo desnudo $n = 0.025$



Fuente. Elaboración propia.

Figura 12

Valor de coeficiente de rugosidad para enrocado $n = 0.035$.



Fuente. *Elaboración propia.*

Figura 13

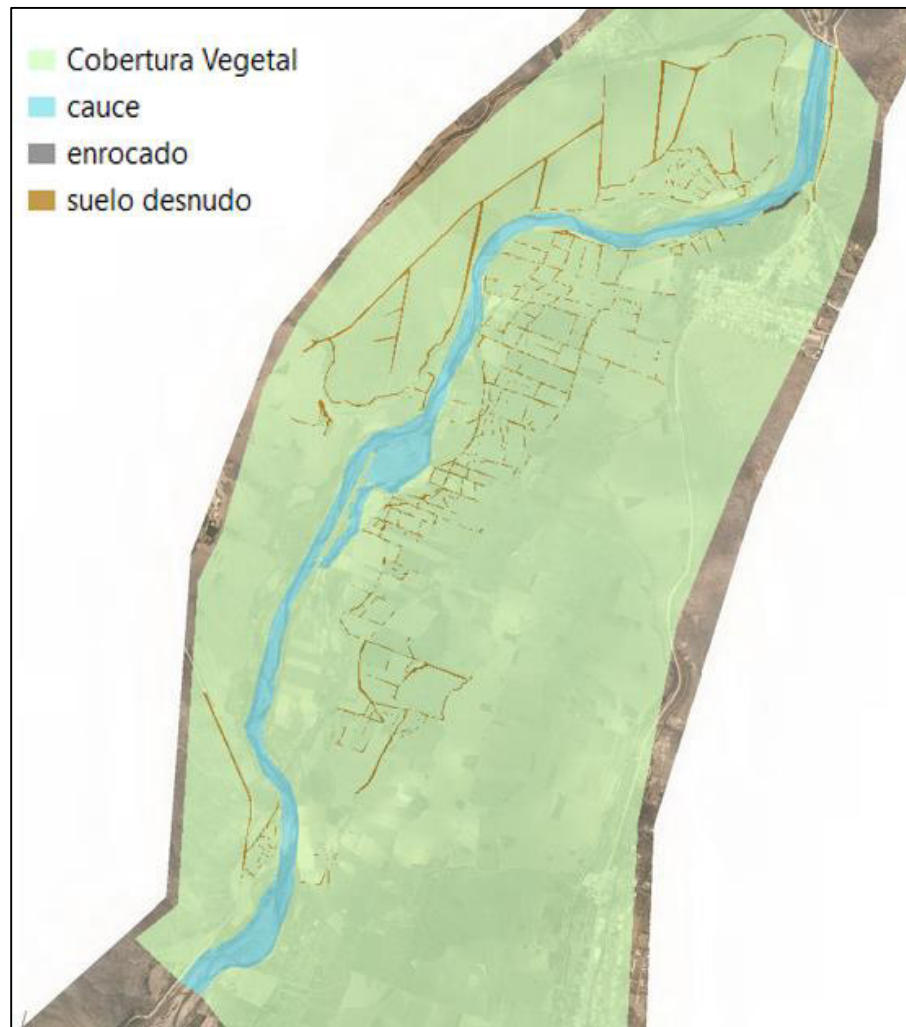
Valor de coeficiente de rugosidad para cobertura vegetal 0.04.



Fuente. *Elaboración propia.*

Figura 14

Zonificación del tipo de cobertura.

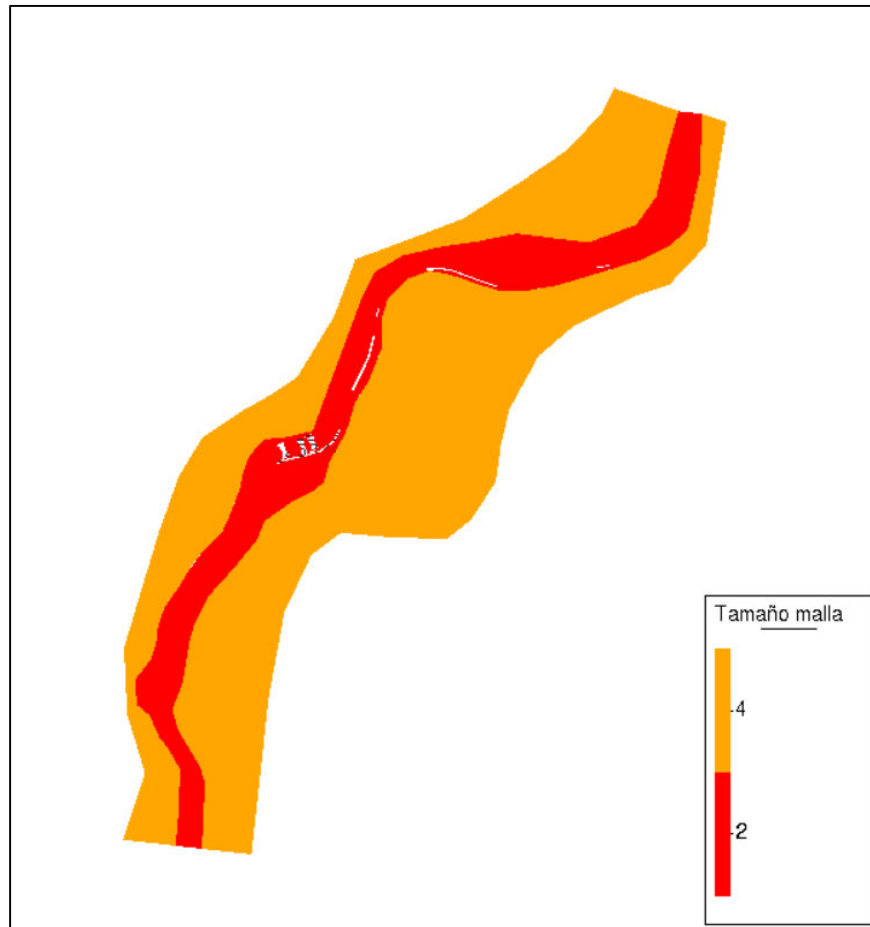


Fuente. Elaboración propia.

4.4.1.5 Mallado de la superficie. El modelo iber 2D resuelve las ecuaciones hidrodinámica por método de volúmenes finitos, por lo que se discretiza el dominio computación en celdas de tamaño relativamente pequeño (malla de cálculo), con mallas no estructuradas formadas por elementos que pueden tener de 3 a 4 lados. Para el tramo de modelamiento se consideró tamaños de malla en el lecho de cauce de 2m y en la planicie de inundación un tamaño de malla de 4m.

Figura 15

Tamaño de malla, modelo Iber 2D.



Fuente. Elaboración propia.

4.4.2 Resultados del modelamiento hidráulico.

Para la situación actual se realizó modelamiento hidráulico para un periodo de retorno de 140 años con el fin de determinar las zonas inundables que son afectadas por la onda de crecida, esto nos permitirá definir el trazo de las defensas ribereñas que se plantean en el tramo de evaluación.

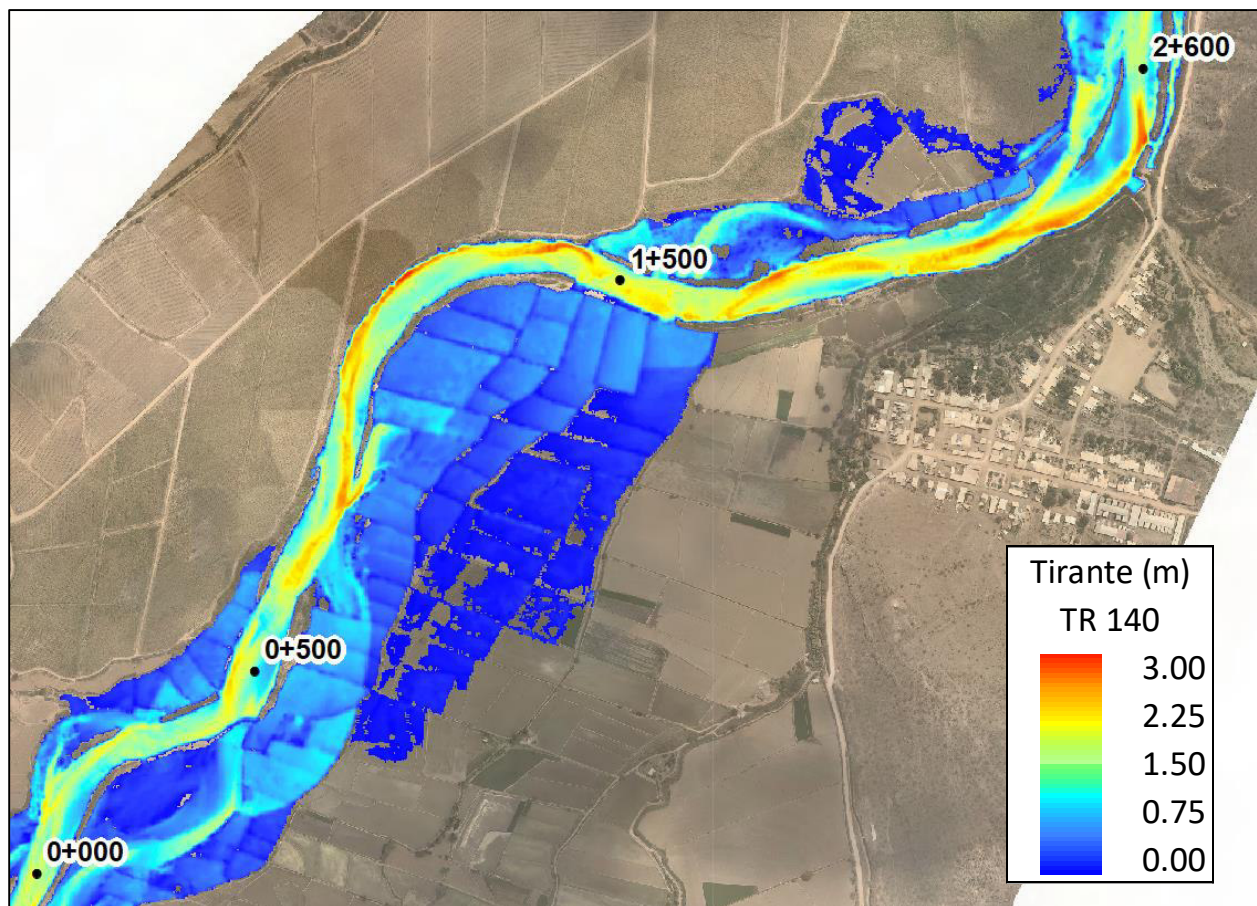
En la siguiente imagen se muestra los resultados de tirantes en el tramo comprendido entre las progresivas 0+000 – 2+600, el cual corresponde al tramo donde se plantea la proyección de los enrocados en el margen izquierdo del río. Se observa que existe inundación

entre las progresivas 0+000 a al 1+500, donde se llega afectar los campos de cultivos y las trochas de afirmado que conectan dichas áreas.

Los tirantes alcanzado en el cauce se encuentran en el orden de 2.5-2.7 m como máximos, mientras que en las llanuras de inundación del margen izquierdo se encuentra en el orden de 0.90 m como máximo.

Figura 16

Resultados de Tirantes - TR 140 Años.

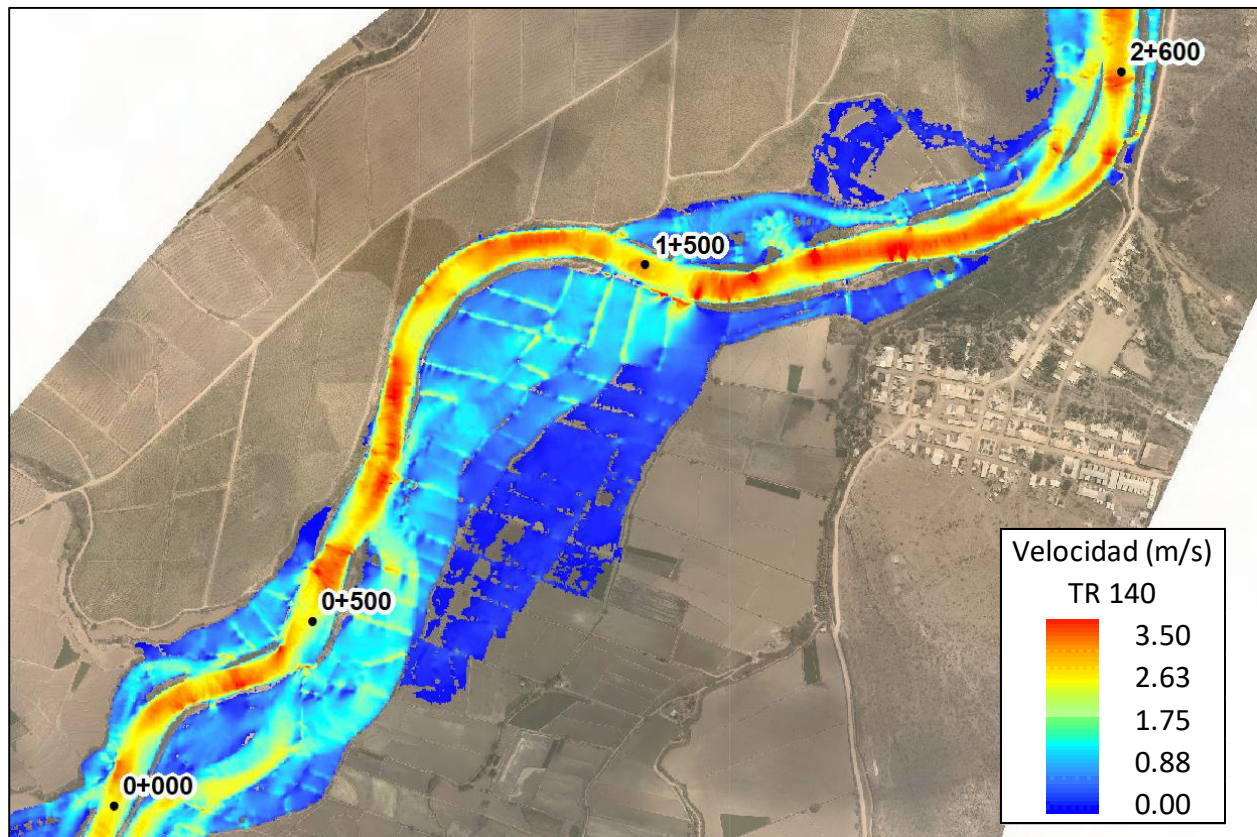


Fuente. *Elaboración propia.*

Las velocidades alcanzadas el lecho del cauce se encuentra en el orden de 3.3m/s como máximo, mientras que en las llanuras de inundación del margen izquierdo se encuentran en el orden de 2.2m/s.

Figura 17

Resultados de Velocidades - TR 140 Años.



Fuente. Elaboración propia.

4.4.3 Zonas Inundables.

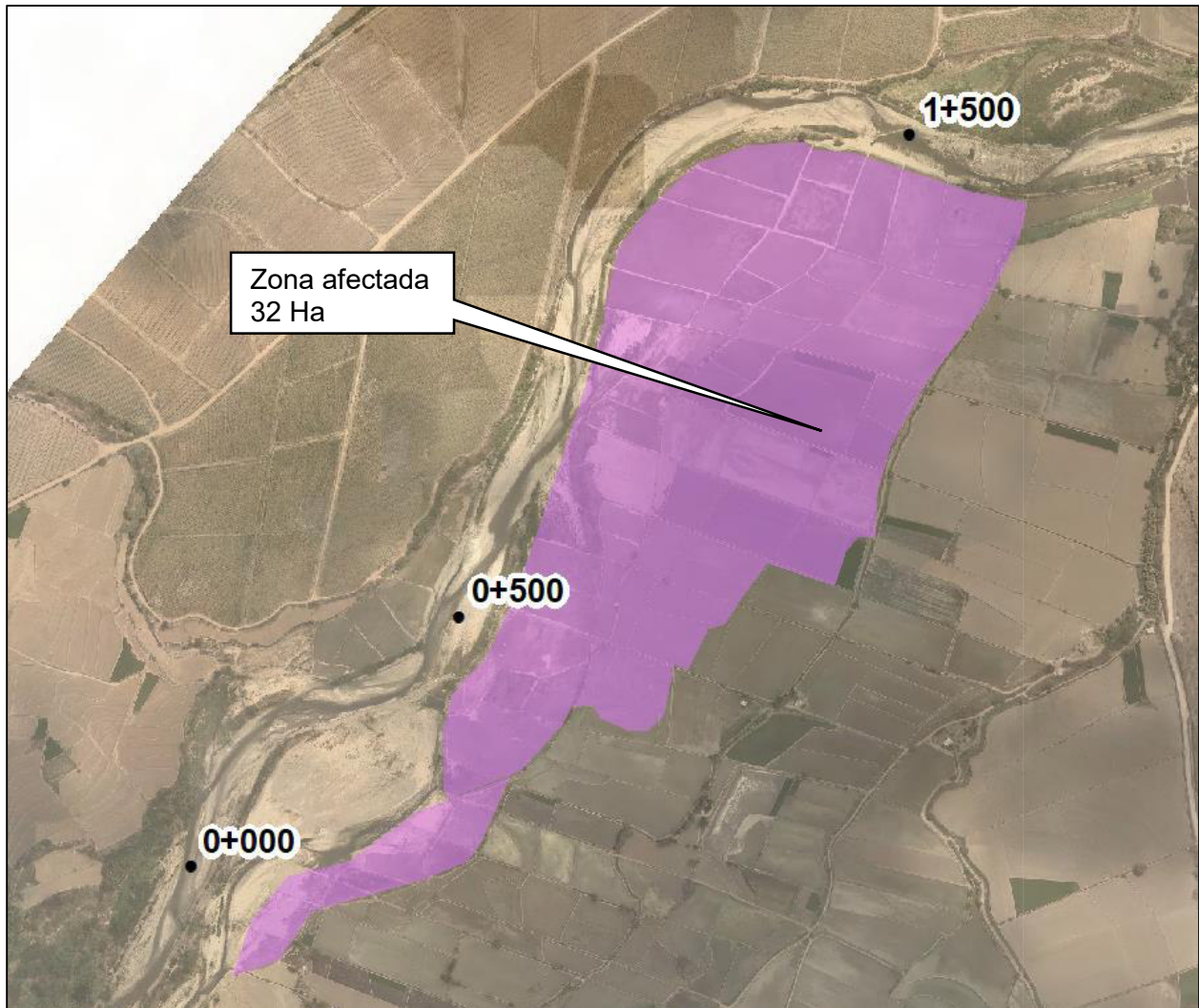
Se verifico que existen zonas que se encuentran vulnerables a los peligros por inundación, de acuerdo a la modelización hidráulica. Se encontró que la inundación alcanzada para un periodo de retorno de 140 años se extiende sobre la llanura con tirantes máximos de 0.90m y velocidades en el orden de 2.2m/s, lo cual llega afectar los campos de cultivos, estructuras de riego y trochas existentes.

Resulta indispensable darle solución a esta problemática por inundaciones con la propuesta de enrocados de protección en el margen izquierdo.

Las zonas de cultivos afectadas por la inundación presenta una extensión de 32 Ha.

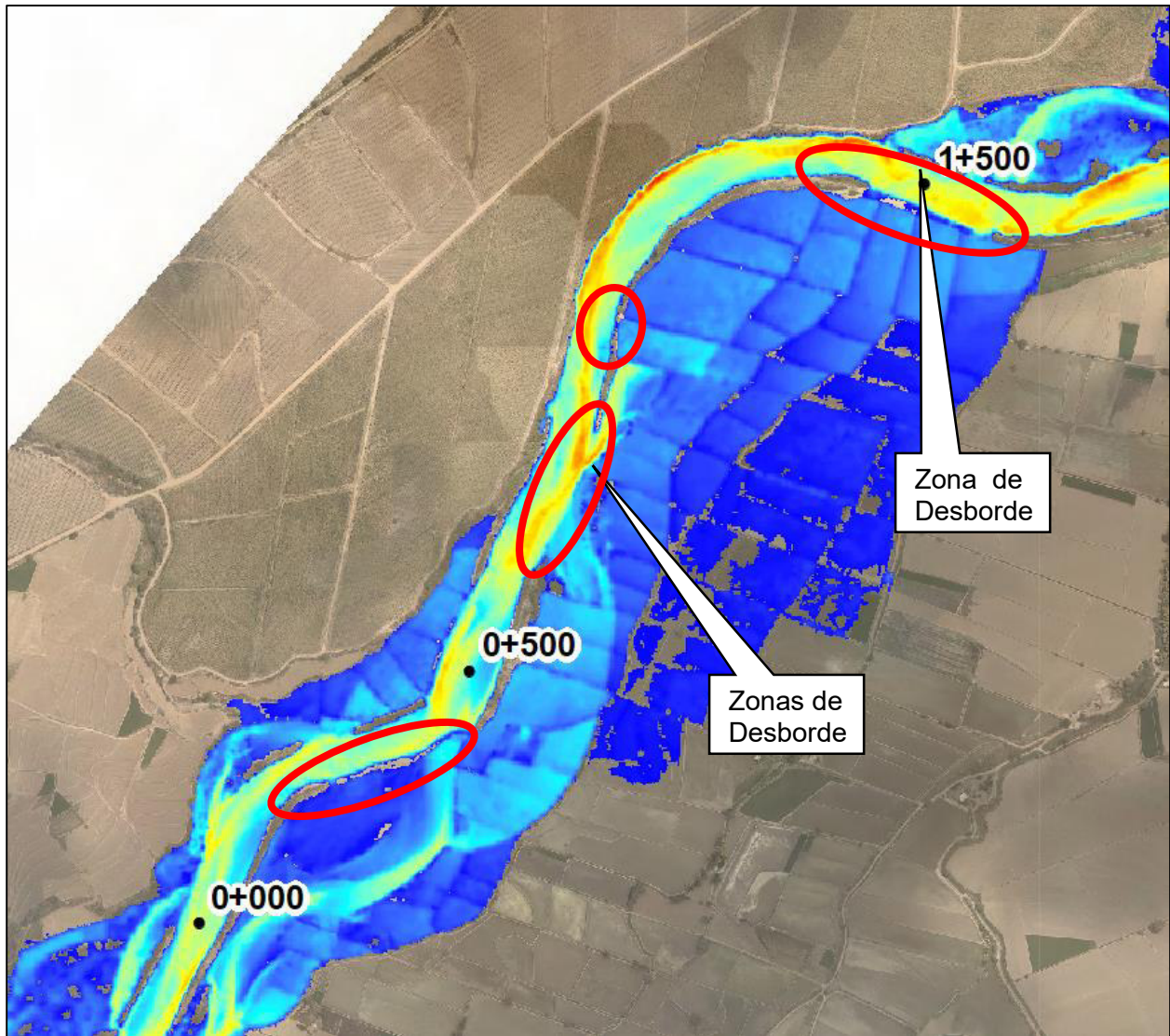
Figura 18

Zonas afectadas.



Fuente. *Elaboración propia.*

En los resultados de modelamiento hidráulico se identificó zonas de desborde que provocan los daños por inundación, los cuales son puntos y tramos que son protegidos con los enrocados en la presente monografía. En la siguiente imagen se muestra las zonas de desborde que provoca inundaciones.

Figura 19*Zonas de desborde.*

Fuente. *Elaboración propia.*

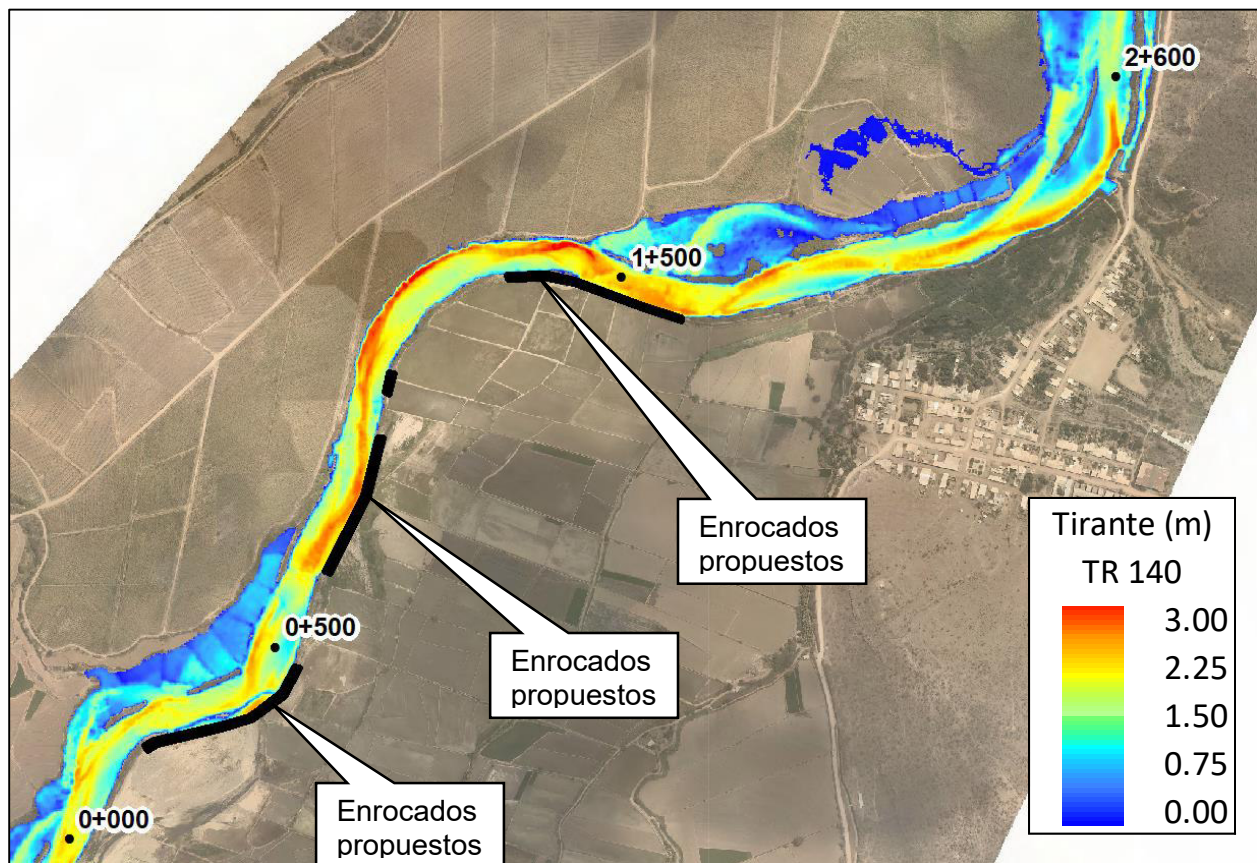
4.5 Modelamiento Hidráulico en la Situación Con Proyecto

Una vez identificado las zonas de inundación y los puntos de desborde que lo provocan, se realizó una modelización hidráulica que contemple los cierres de dichas zonas que provocan estos desbordes. Esto con el fin de transitar el flujo en su totalidad por el cauce y así definir los parámetros hidráulicos con los que se realizara el dimensionamiento del enrocado de protección.

Los tirantes alcanzados en el cauce se encuentran en el orden de 2.7-3.0 m como máximos, mientras que las velocidades se encuentran en el orden de 3.8m/s como máximo. Presenta un incremento en los parámetros hidráulicos en el cauce respecto a la situación actual, esto es debido a que en la situación con proyecto no existen desbordes y el caudal de diseño transita en su totalidad por el lecho del cauce.

Figura 20

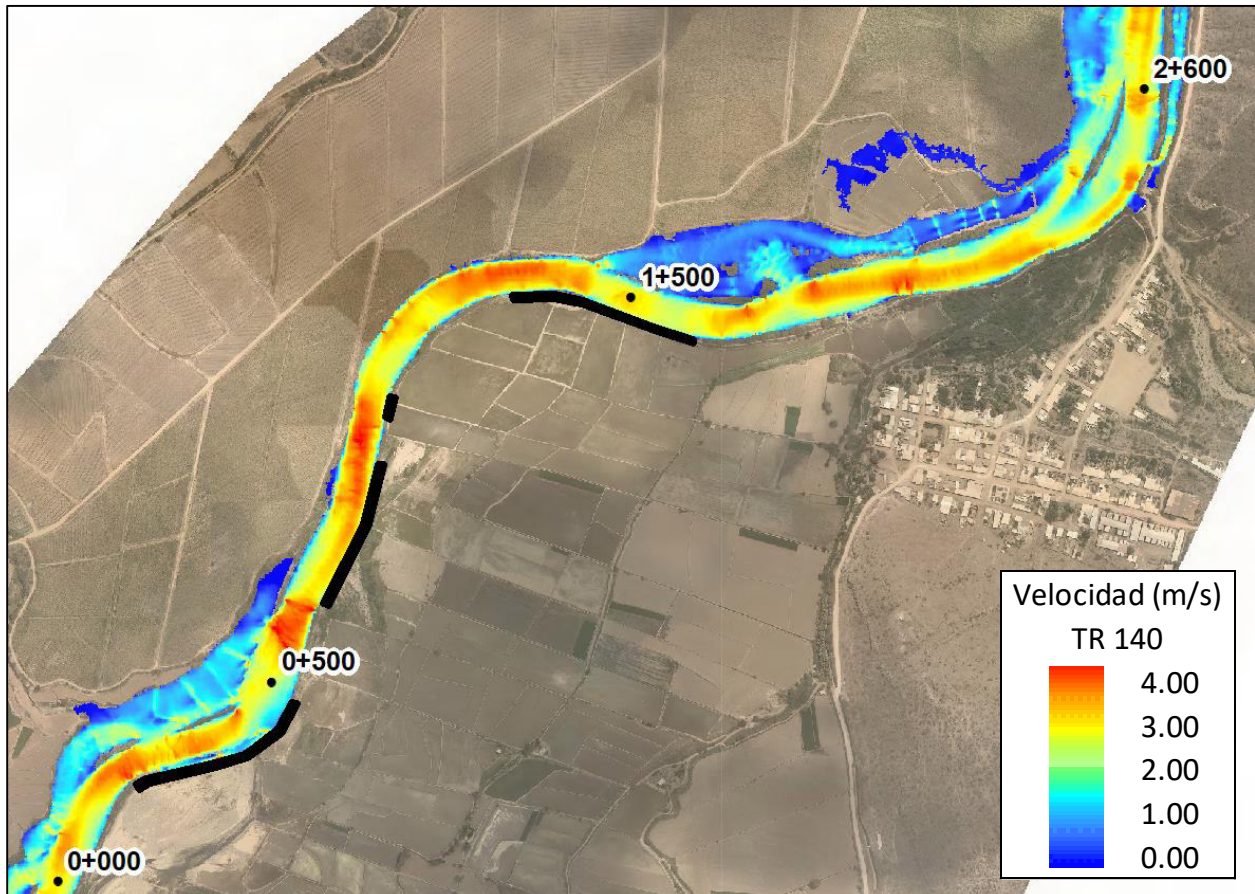
Resultados de Tirantes - TR 140 Años – Con Proyecto.



Fuente. Elaboración propia.

Figura 21

Resultados de Velocidades - TR 140 Años – Con Proyecto.



Fuente. Elaboración propia.

4.6 Determinación del Ancho Estable del Río

En este apartado se evaluará la sección estable en base a formulaciones empíricas, modelamiento hidráulico e imágenes históricas que son una fuente importante para conocer el comportamiento del río y las oscilaciones que presenta a lo largo del tiempo debido a los fenómenos de erosión y sedimentación.

4.6.1 Análisis de formulaciones empíricas.

Respecto a las formulaciones empíricas, si bien es cierto existen innumerables fórmulas para determinar el ancho estable del río, que se basan en diferentes teorías y rangos de aplicabilidad las cuales deben ser usadas adecuadamente. Como sabemos las formulas empíricas son desarrolladas en base a ciertos parámetros establecidos en su teoría, por lo que su aplicación deberá ser evaluada en rangos de aplicación dentro de las características que tiene el río.

Como se menciona en el ítem 2.2.2 se emplean 3 formulaciones empíricas para la determinación del ancho estable, de las cuales la metodología de Blench es aplicable para ríos caracterizados por su composición de finos y arenas, además esta formulación es aplicada para caudales inferiores a 283 m³/s, por lo que dicha formulación no sería aplicable a las condiciones del tramo del cauce de evaluación. Las formulaciones de Simons - Henderson y Manning Strickler, tiene aplicabilidad a ríos de diferentes características de suelo, desde suelos cohesivos hasta gravas por lo que se considera ambas metodologías para la determinación del ancho estable. Se considera un promedio de las metodologías de Simons y Manning.

Tabla 24

Resultados de ancho estable.

Caudal Q(m ³ /s)	Pendiente S (m/m)	Manning n	Simons y Henderson		Blench			Manning - Strickler		Valor Adoptado (m)	
			Coef. Rio K1	B (m)	Fb	Fs	B (m)	Tipo de material del cauce k	Coef. Cauce m		B(m)
316.11	0.0065	0.04	2.9	51.56	1.2	0.2	78.83	10	0.5	68.22	59.89

Fuente. Elaboración propia.

4.6.2 *Análisis de imágenes históricas.*

Respecto a las imágenes históricas, estas son de utilidad debido a que se puede observar el cambio morfo dinámico del cauce a lo largo del tiempo, identificar el ancho en el que río ha ido oscilando en planta debido a los fenómenos de erosión y sedimentación.

La evaluó las imágenes históricas de los años 2003, 2013, 2018 y 2021, en las que se puede observar que a lo largo del tiempo el río no ha sufrido grandes cambios morfodinámicos, sin embargo los pobladores han ido asentando sus campos de cultivo cerca a las riberas del cauce, por lo que se evalúa cada 200m los anchos de cada uno de los años para realizar las comparaciones respectivas y entender como el río ha ido alterando el ancho de su cauce.

En la siguiente tabla se observa que en el 2003 los anchos eran superiores a los 60m a lo largo del tramo, mientras que en los años 2013, 2018, 2021 el cauce se redujo por los asentamientos de los campos de cultivo que la población viene ocupando. Sin embargo desde el año 2013 el cauce presenta un ancho en promedio de 55m.

Tabla 25

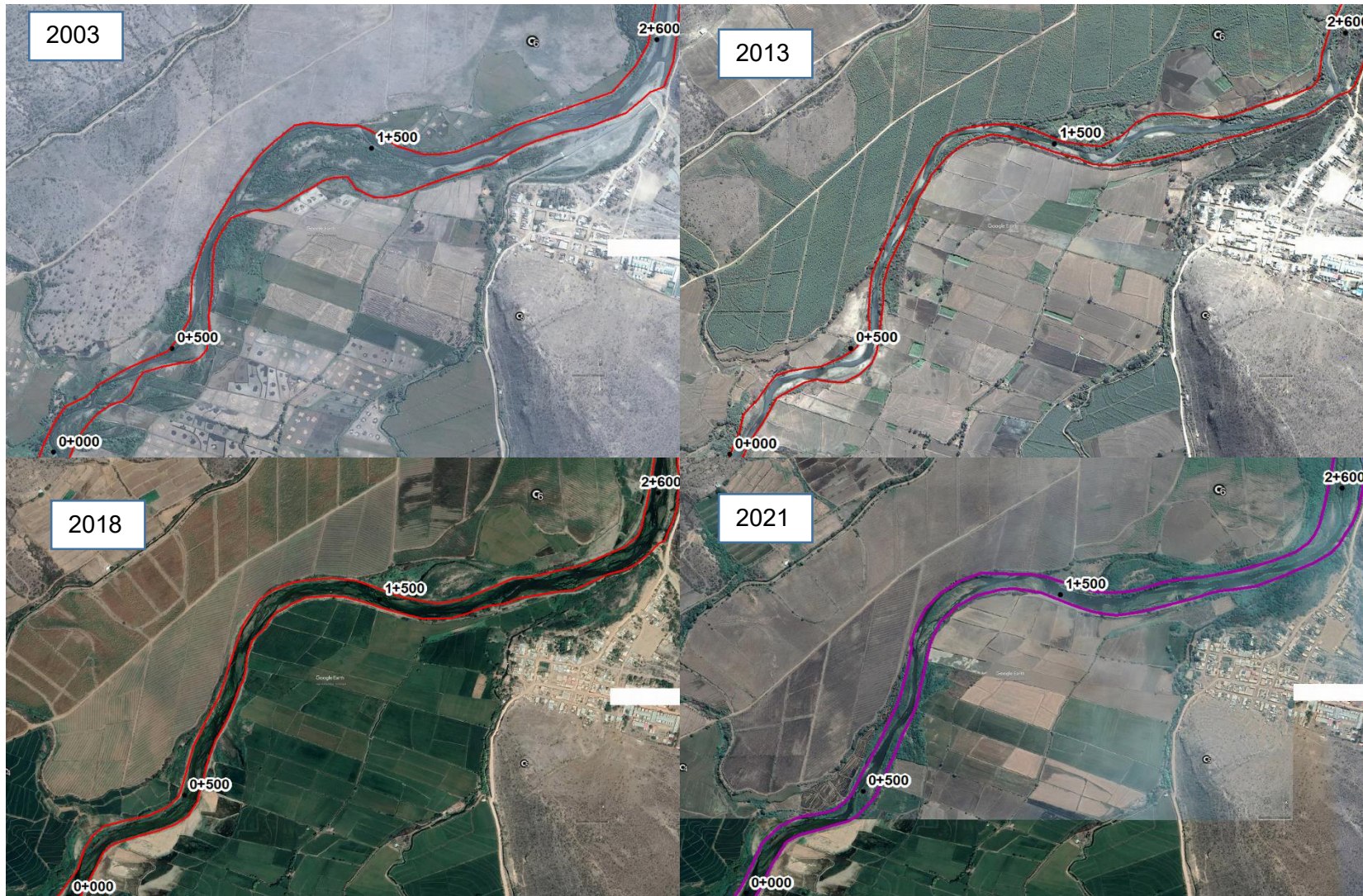
Anchos históricos del cauce.

Anchos históricos de cauce				
Progresiva	2021	2018	2013	2003
0+000	51.07	57.77	35.52	84.81
0+200	51.10	58.46	48.75	61.95
0+400	50.88	57.01	56.46	33.60
0+600	59.33	54.06	35.27	62.93
0+800	54.40	50.45	36.56	40.35
1+000	53.61	41.70	28.78	140.89
1+200	62.90	63.21	49.33	172.25
1+400	52.32	54.93	41.40	172.77
1+600	63.57	51.95	50.60	150.40
1+800	72.40	46.51	127.59	69.36
2+000	54.77	62.42	65.37	64.58
2+200	53.86	58.96	69.13	75.45
Promedio	56.68	54.79	53.73	94.11

Fuente. Elaboración propia.

Figura 22

Anchos históricos del Tramo de evaluación



Fuente. Elaboración propia.

4.6.3 *Análisis de modelamiento hidráulico.*

Según el modelamiento hidráulico realizado de la situación actual, se realizó una medición del espejo de agua que presenta a lo largo del tramo con el fin de verificar si los anchos estables obtenidos mediante los métodos anteriores presentan un rango aceptable respecto a la modelización hidráulica para un periodo de retorno de 140 años. Se observa que el valor promedio del ancho de espejo de agua se encuentra en promedio con un valor de 64m a lo largo del tramo.

Tabla 26

Anchos de cauce - Modelamiento hidráulico

Progresiva	Modelamiento Hidráulico
0+000	64.97
0+200	52.19
0+400	69.74
0+600	63.56
0+800	61.57
1+000	59.37
1+200	62.02
1+400	58.00
1+600	61.45
1+800	71.27
2+000	66.61
2+200	79.52
Promedio	64.19

Fuente. Elaboración propia.

4.6.4 *Conclusión*

Del análisis realizado según las 3 metodologías para estimar el valor del ancho estable se obtiene que por formulas empíricas nos da un valor de 60m, mientras que por imágenes históricas nos da un valor de 55m y por modelización hidráulica un valor de 64m, lo que nos indica que según todas las metodologías planteadas en promedio el ancho estable del rio se encuentra en el orden de 60m y además el ancho actual del rio evaluado mediante imágenes

históricas no ha sufrido grandes variación en su morfo dinámica. Se concluye que el ancho estable del rio se encuentra dentro del ancho natural del cauce, por lo que el planteamiento de los enrocados se realiza sobre la ribera actual del rio sin la necesidad de algún ensanchamiento de cauce.

4.7 Diseño hidráulico del enrocado de protección.

El dimensionamiento del enrocado de protección se determina en base a los ejes de diques han sido evaluados para evitar la inundación de la ribera del margen izquierdo, además se considera la modelización hidráulica con la inclusión de la defensas para la extracción de los parámetros hidráulico que definen el dimensionamiento del enrocado en los tramos de proyección.

A continuación se muestra en la siguiente figura 4 tramos donde se proyecta enrocado los cuales son dimensionados en el presente apartado.

Tabla 27

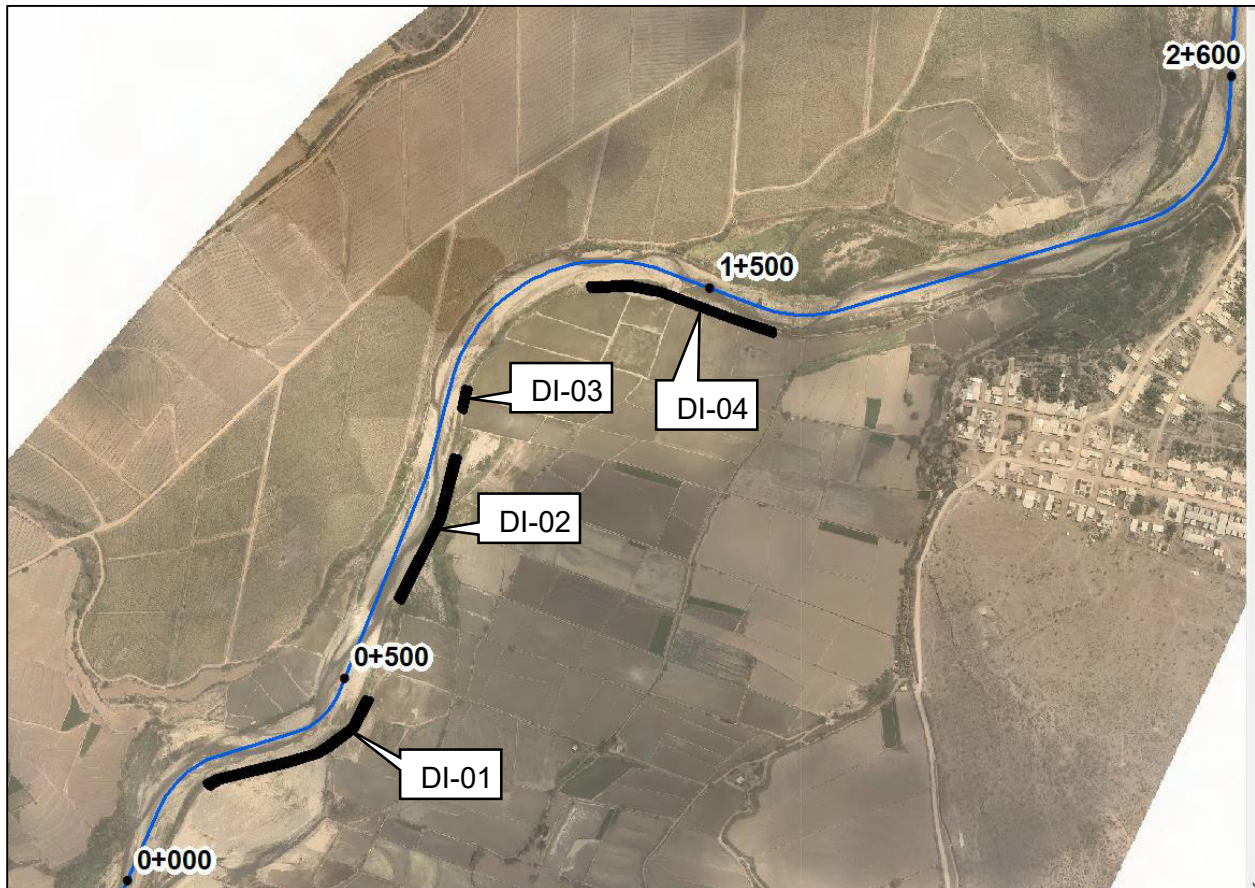
Longitud de enrocados proyectados.

Enrocado	Longitud (m)
DI-01	298
DI-02	241
DI-03	33
DI-04	300

Fuente. Elaboración propia.

Figura 23

Enrocados propuestos.



Fuente. Elaboración propia.

4.7.1 Determinación Borde Libre y Altura de enrocado.

En el siguiente cuadro se muestra la determinación del borde libre y la altura de socavación en base a los parámetros hidráulicos obtenidos de la modelización con proyecto.

Tabla 28*Determinación de la altura de enrocado.*

DETERMINACIÓN DE ALTURA DE DIQUE									
Dique Propuesto	Progresiva Rio (Km)	Cota Terreno (msnm)	Cota de agua - Tr 140 (msnm)	Velocidad (m/s)	Determinación de borde Libre		Determinación Altura dique		
					Borde Libre Teórico (m)	Borde Libre adoptado (m)	Cota Corona Dique (m)	Altura de dique (m)	Altura de dique adoptado (m)
DI-01	0+270	199.89	201.72	2.99	0.50		202.72	2.84	
	0+280	199.95	201.80	2.98	0.50		202.80	2.85	
	0+290	200.02	201.86	3.16	0.56		202.86	2.85	
	0+300	200.05	201.87	3.41	0.65		202.87	2.82	
	0+310	200.16	201.91	3.20	0.57		202.91	2.75	
	0+320	200.09	201.92	3.44	0.66		202.92	2.83	
	0+330	200.15	201.93	3.44	0.66		202.93	2.78	
	0+340	200.23	202.08	3.36	0.63		203.08	2.84	
	0+350	200.20	202.18	3.34	0.63		203.18	2.98	
	0+360	200.38	202.25	3.76	0.79	1	203.25	2.87	3
	0+370	200.46	202.40	3.10	0.54		203.40	2.94	
	0+380	200.35	202.53	3.02	0.51		203.53	3.18	
	0+390	200.49	202.60	3.06	0.53		203.60	3.11	
	0+400	200.70	202.67	3.22	0.58		203.67	2.97	
	0+410	200.77	202.78	3.51	0.69		203.78	3.01	
	0+420	201.00	202.88	3.93	0.87		203.88	2.88	
	0+430	201.25	202.93	2.89	0.47		203.93	2.68	
0+440	201.14	203.01	2.54	0.36		204.01	2.87		
DI-02	0+660	202.63	204.53	2.77	0.43		205.53	2.90	
	0+670	202.58	204.54	2.81	0.44		205.54	2.96	
	0+680	202.55	204.54	3.16	0.56	1	205.54	2.99	3
	0+690	202.42	204.58	2.90	0.47		205.58	3.16	

DETERMINACIÓN DE ALTURA DE DIQUE									
Dique Propuesto	Progresiva Rio (Km)	Cota Terreno (msnm)	Cota de agua - Tr 140 (msnm)	Velocidad (m/s)	Determinación de borde Libre		Determinación Altura dique		
					Borde Libre Teórico (m)	Borde Libre adoptado (m)	Cota Corona Dique (m)	Altura de dique (m)	Altura de dique adoptado (m)
	0+700	202.58	204.63	2.90	0.47		205.63	3.05	
	0+710	202.59	204.66	2.94	0.49		205.66	3.07	
	0+720	202.64	204.67	2.99	0.50		205.67	3.03	
	0+730	202.62	204.73	3.03	0.51		205.73	3.11	
	0+740	202.58	204.77	3.10	0.54		205.77	3.19	
	0+750	202.40	204.81	3.18	0.57		205.81	3.41	
	0+760	202.28	204.83	3.24	0.59		205.83	3.55	3.5
	0+770	202.37	204.87	3.29	0.61		205.87	3.50	
	0+780	202.93	204.95	3.34	0.63		205.95	3.02	
	0+790	203.28	205.05	3.22	0.58		206.05	2.77	
	0+800	202.60	205.13	3.24	0.59		206.13	3.53	
	0+810	202.87	205.10	3.46	0.67		206.10	3.23	3
	0+820	202.95	205.10	3.54	0.70		206.10	3.15	
	0+830	203.01	205.15	3.73	0.78		206.15	3.15	
	0+840	203.08	205.16	3.62	0.73		206.16	3.08	
DI-03	0+970	204.70	206.26	3.74	0.79		207.26	2.55	
	0+980	204.79	206.34	3.34	0.63	1	207.34	2.55	2.5
DI-04	1+440	207.19	209.48	2.67	0.40		210.48	3.28	
	1+450	207.31	209.47	2.52	0.36		210.47	3.16	
	1+460	207.42	209.47	2.56	0.37		210.47	3.05	
	1+470	207.56	209.47	2.67	0.40		210.47	2.90	
	1+480	207.58	209.48	2.96	0.49	1	210.48	2.91	3
	1+490	207.55	209.53	2.93	0.48		210.53	2.97	
	1+500	207.59	209.55	2.93	0.48		210.55	2.96	
	1+510	207.77	209.61	2.82	0.45		210.61	2.84	

DETERMINACIÓN DE ALTURA DE DIQUE									
Dique Propuesto	Progresiva Rio (Km)	Cota Terreno (msnm)	Cota de agua - Tr 140 (msnm)	Velocidad (m/s)	Determinación de borde Libre		Determinación Altura dique		
					Borde Libre Teórico (m)	Borde Libre adoptado (m)	Cota Corona Dique (m)	Altura de dique (m)	Altura de dique adoptado (m)
	1+520	207.60	209.70	2.70	0.41		210.70	3.10	
	1+530	207.51	209.74	2.67	0.40		210.74	3.23	
	1+540	207.62	209.83	2.54	0.36		210.83	3.21	
	1+550	207.59	209.88	2.42	0.33		210.88	3.29	
	1+560	207.48	209.93	2.41	0.33		210.93	3.45	
	1+570	207.45	209.96	2.31	0.30		210.96	3.51	
	1+580	207.60	210.00	2.28	0.29		211.00	3.40	3.5
	1+590	207.78	210.02	2.40	0.32		211.02	3.24	
	1+600	207.72	210.02	2.55	0.36		211.02	3.29	

Fuente. Elaboración propia.

4.7.2 Ancho de corona.

Según la recomendación presentada en la tabla 11, para caudales menores a 500 m³/s se establece un ancho de corona de 3m

4.7.3 Socavación y profundidad de uña.

Para determinar la profundidad de uña se realiza en base a las socavaciones máximas encontradas en el tramo de evaluación para cada uno de los enrocados proyectados, por lo que se requiere la caracterización del material del lecho para los cálculos de socavación

4.7.3.1 Granulometría del lecho del cauce. Para establecer la caracterización del lecho del cauce, se realizó una calicata en el lecho en la progresiva 1+500 la cual presenta una caracterización de suelo SUCS de tipo GP la cual es característica de los suelos granulares con grava pobremente graduada con arena.

A continuación se presenta curva granulométrica y los diámetros característicos que son empleados para la determinación de los niveles de socavación.

Tabla 29

Granulometría del lecho del cauce

CALICATA				
CLASES D(i-1) - Di		Di (mm)	MASA ACUMULADA (Gran. Global) (%)	Di *M%
76.200	76.2	76.2	100.00	0.00
63.500	76.2	69.9	100.00	0.00
50.800	63.5	57.2	100.00	0.00
38.100	50.8	44.5	90.80	408.94
25.400	38.1	31.8	85.03	183.20
19.050	25.4	22.2	74.41	236.03
12.700	19.1	15.9	59.26	240.51
6.350	12.7	9.5	51.67	72.29
4.760	6.4	5.6	41.96	53.94
2.000	4.8	3.4	35.54	21.70
0.840	2.0	1.4	29.74	8.24
0.425	0.8	0.6	17.67	7.63
0.300	0.4	0.4	5.89	4.27
0.150	0.3	0.2	0.85	1.13

CALICATA				
CLASES D(i-1) - Di		Di (mm)	MASA ACUMULADA (Gran. Global) (%)	Di *M%
0.072	0.2	0.1	0.10	0.08

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 30

Diámetros característicos del lecho del cauce

Diámetros (mm)	
D50	8.82
D90	37.00
Dm	12.38

Fuente. Elaboración propia.

4.7.3.2 Estimación de Socavación. Para determinar la socavación se empleó la metodología de Lischtván Lebediev presentada en el ítem 2.2.3. El cálculo se realizó para un periodo de retorno de 500 años.

Tabla 31

Calculo de socavación – TR 500 años.

CALCULO DE SOCAVACIÓN - PERIODO DE RETORNO 500 AÑOS												
Progresiva Rio Km	Dique	Cota Fondo Cauce (msnm)	Tirante Max h (m)	Tirante Prom h _m (m)	Espejo de agua B _e (m)	Caudal Q _d (m ³ /s)	Dm (mm)	α	β	z	H _s	Altura de socavación adoptada (m)
0+270		199.46	2.65	1.61	136.33	466.11	12.3	1.55	1.06	0.39	3.36	
0+280		199.47	2.58	1.56	137.24	466.11	12.3	1.62	1.06	0.39	3.36	
0+290		199.51	2.67	1.52	138.95	466.11	12.3	1.68	1.06	0.39	3.59	
0+300		199.69	2.50	1.45	139.02	466.11	12.3	1.81	1.06	0.39	3.50	
0+310		199.60	2.54	1.47	138.42	466.11	12.3	1.77	1.06	0.39	3.51	
0+320		199.92	2.39	1.38	139.39	466.11	12.3	1.96	1.06	0.39	3.53	
0+330		199.96	2.31	1.36	137.37	466.11	12.3	2.03	1.06	0.39	3.46	
0+340		200.13	2.26	1.40	141.28	466.11	12.3	1.88	1.06	0.39	3.20	
0+350	DI-01	200.16	2.28	1.33	139.97	466.11	12.3	2.07	1.06	0.39	3.46	1.46
0+360		200.13	2.33	1.25	142.35	466.11	12.3	2.27	1.06	0.39	3.79	
0+370		200.22	2.49	1.27	148.28	466.11	12.3	2.10	1.06	0.39	3.88	
0+380		200.32	2.52	1.40	153.61	466.11	12.3	1.73	1.06	0.39	3.43	
0+390		200.49	2.45	1.45	159.67	466.11	12.3	1.57	1.06	0.39	3.09	
0+400		200.53	2.71	1.62	155.15	466.11	12.3	1.35	1.06	0.39	3.13	
0+410		200.46	2.78	1.65	151.30	466.11	12.3	1.33	1.06	0.39	3.20	
0+420		200.47	2.77	1.62	156.87	466.11	12.3	1.33	1.06	0.39	3.16	
0+430		200.51	2.60	1.68	157.99	466.11	12.3	1.24	1.06	0.39	2.81	
0+440		200.55	2.71	1.60	160.46	466.11	12.3	1.32	1.06	0.39	3.08	
0+660		201.90	3.10	1.94	95.46	466.11	12.3	1.62	1.06	0.39	4.18	
0+670		201.86	3.12	2.02	90.99	466.11	12.3	1.59	1.06	0.39	4.15	
0+680		201.91	3.16	2.13	83.30	466.11	12.3	1.58	1.06	0.39	4.20	
0+690	DI-02	201.93	3.14	2.05	80.68	466.11	12.3	1.74	1.06	0.39	4.49	2.25
0+700		201.96	3.17	2.28	71.23	466.11	12.3	1.66	1.06	0.39	4.37	
0+710		201.99	3.19	2.19	75.81	466.11	12.3	1.67	1.06	0.39	4.43	
0+720		201.86	3.30	2.35	68.05	466.11	12.3	1.65	1.06	0.39	4.58	

CALCULO DE SOCAVACIÓN - PERIODO DE RETORNO 500 AÑOS												
Progresiva Rio Km	Dique	Cota Fondo Cauce (msnm)	Tirante Max h (m)	Tirante Prom h _m (m)	Espejo de agua B _e (m)	Caudal Q _d (m ³ /s)	Dm (mm)	α	β	z	H _s	Altura de socavación adoptada (m)
0+730		202.13	3.10	2.20	72.33	466.11	12.3	1.73	1.06	0.39	4.39	
0+740		202.24	3.03	2.36	64.31	466.11	12.3	1.73	1.06	0.39	4.28	
0+750		202.23	3.10	2.37	63.75	466.11	12.3	1.74	1.06	0.39	4.41	
0+760		202.23	3.10	2.15	68.73	466.11	12.3	1.89	1.06	0.39	4.68	
0+770		202.29	3.10	2.11	70.45	466.11	12.3	1.91	1.06	0.39	4.71	
0+780		202.26	3.20	2.07	72.29	466.11	12.3	1.92	1.06	0.39	4.93	
0+790		202.29	3.26	1.97	73.93	466.11	12.3	2.03	1.06	0.39	5.23	
0+800		202.29	3.30	2.16	69.61	466.11	12.3	1.86	1.06	0.39	4.99	
0+810		202.48	3.12	1.89	70.87	466.11	12.3	2.27	1.06	0.39	5.37	
0+820		202.39	3.21	1.96	73.44	466.11	12.3	2.07	1.06	0.39	5.22	
0+830		202.49	3.10	1.94	74.03	466.11	12.3	2.09	1.06	0.39	5.02	
0+840		202.73	2.87	2.20	68.17	466.11	12.3	1.84	1.06	0.39	4.18	
0+970	DI-03	203.53	3.14	2.29	54.04	466.11	12.3	2.16	1.06	0.39	5.24	2.10
0+980		203.51	3.29	2.38	56.34	466.11	12.3	1.95	1.06	0.39	5.14	
1+440		206.29	3.65	2.40	88.54	466.11	12.3	1.22	1.06	0.39	4.16	
1+450		206.61	3.44	2.33	94.66	466.11	12.3	1.20	1.06	0.39	3.83	
1+460		206.89	3.22	2.31	98.77	466.11	12.3	1.17	1.06	0.39	3.47	
1+470		206.88	3.30	2.19	96.47	466.11	12.3	1.31	1.06	0.39	3.87	
1+480		207.02	3.13	2.11	95.62	466.11	12.3	1.40	1.06	0.39	3.83	
1+490		207.20	2.95	1.98	103.10	466.11	12.3	1.45	1.06	0.39	3.64	
1+500	DI-04	207.29	2.91	1.77	105.68	466.11	12.3	1.70	1.06	0.39	4.03	2.07
1+510		207.17	3.07	1.58	108.43	466.11	12.3	2.00	1.06	0.39	4.80	
1+520		207.16	3.15	1.50	110.90	466.11	12.3	2.14	1.06	0.39	5.22	
1+530		207.37	2.97	1.52	104.42	466.11	12.3	2.23	1.06	0.39	5.02	
1+540		207.30	3.00	1.50	106.31	466.11	12.3	2.23	1.06	0.39	5.06	
1+550		207.34	3.07	1.69	110.15	466.11	12.3	1.76	1.06	0.39	4.39	
1+560		207.34	3.08	1.82	111.05	466.11	12.3	1.54	1.06	0.39	4.01	
1+570		207.45	3.09	1.97	102.25	466.11	12.3	1.48	1.06	0.39	3.90	

CALCULO DE SOCAVACIÓN - PERIODO DE RETORNO 500 AÑOS												
Progresiva Rio Km	Dique	Cota Fondo Cauce (msnm)	Tirante Max h (m)	Tirante Prom h _m (m)	Espejo de agua B _e (m)	Caudal Q _d (m ³ /s)	Dm (mm)	α	β	z	H _s	Altura de socavación adoptada (m)
1+580		207.43	3.14	1.85	108.55	466.11	12.3	1.54	1.06	0.39	4.10	
1+590		207.46	3.14	2.06	103.39	466.11	12.3	1.35	1.06	0.39	3.73	
1+600		207.53	3.08	2.04	89.56	466.11	12.3	1.58	1.06	0.39	4.09	

Fuente. Elaboración propia.

Posteriormente se define la profundidad de uña en función a las alturas de socavación estimadas, por lo que para el enrocado DI-01

se tiene una altura de uña de 2.5m, para DI-02, DI-03 y DI-04 una altura de 3.0m

4.7.4 Ancho de la base de la uña

Según la ecuación 2.36 se define el ancho de la base como 1.5 veces la altura de socavación, por lo que el ancho de la base de la uña para cada uno del enrocado es:

Tabla 32

Ancho de la base de enrocado.

Dique	Socavación Max(m)	Long. Uña (m)
DI-01	1.46	2.5
DI-02	2.24	3.5
DI-03	2.09	3.5
DI-04	2.07	3.5

Fuente. Elaboración propia.

4.7.5 Diámetro de roca de enrocado

En el apartado 2.2.4.7 se presente las 4 metodologías adoptadas para la determinación de los diámetros del enrocado y se presentan a continuación.

Tabla 33

Diámetro de enrocado

DIAMETRO DE ENROCADO													
Dique Propuesto	Progresiva Rio (Km)	Cota Fondo Cauce (msnm)	Tirante Max. (m)	Velocidad Max. (m)	METODO DE MAYNORD		METODO U. S. Department of Transportation		CALIFORNIA		METODO DE FACTOR DE SEGURIDAD		D50 Adoptado (m)
					D50 (m)	D50 Diseño (m)	D50 (m)	D50 Diseño (m)	D50 (m)	D50 Diseño (m)	SF>1.2	D50 Diseño (m)	
DI-01	0+270	199.46	2.23	3.00	0.655		0.20		0.22		1.37		
	0+280	199.47	2.16	3.01	0.777		0.21		0.22		1.39		
	0+290	199.51	2.25	3.16	0.858		0.24		0.24		1.38		
	0+300	199.69	2.08	3.43	0.889		0.31		0.29		1.40		
	0+310	199.60	2.12	3.17	0.795		0.25		0.25		1.40		
	0+320	199.92	1.98	3.44	0.938		0.34		0.29		1.44		
	0+330	199.96	1.91	3.42	1.118		0.33		0.29		1.43		
	0+340	200.13	1.93	3.37	1.109		0.31		0.28		1.43		
	0+350	200.16	1.98	3.34	1.050	0.80	0.31	0.5	0.27	0.5	1.44	0.5	0.8
	0+360	200.13	2.04	3.76	1.249		0.45		0.35		1.45		
	0+370	200.22	2.15	3.10	0.965		0.25		0.24		1.43		
	0+380	200.32	2.16	3.01	0.651		0.22		0.22		1.43		
	0+390	200.49	2.04	3.05	0.543		0.23		0.23		1.42		
	0+400	200.53	2.37	3.22	0.530		0.26		0.25		1.40		
	0+410	200.46	2.44	3.51	0.636		0.32		0.30		1.38		
	0+420	200.47	2.41	3.93	0.690		0.45		0.38		1.38		
0+430	200.51	2.27	3.04	0.601		0.21		0.23		1.39			
0+440	200.55	2.38	2.54	0.386		0.12		0.16		1.39			
DI-02	0+660	201.90	2.54	2.77	0.630		0.14		0.19		1.33		
	0+670	201.86	2.55	2.81	0.668	0.90	0.15	0.5	0.19	0.5	1.33	0.5	0.9
	0+680	201.91	2.60	3.16	0.665		0.22		0.24		1.34		
	0+690	201.93	2.59	2.90	0.774		0.17		0.21		1.36		

DIAMETRO DE ENROCADO													
Dique Propuesto	Progresiva Rio (Km)	Cota Fondo Cauce (msnm)	Tirante Max. (m)	Velocidad Max. (m)	METODO DE MAYNORD		METODO U. S. Department of Transportation		CALIFORNIA		METODO DE FACTOR DE SEGURIDAD		D50 Adoptado (m)
					D50 (m)	D50 Diseño (m)	D50 (m)	D50 Diseño (m)	D50 (m)	D50 Diseño (m)	SF>1.2	D50 Diseño (m)	
	0+700	201.96	2.62	2.90	0.759		0.17		0.21		1.35		
	0+710	201.99	2.65	2.94	0.667		0.18		0.21		1.35		
	0+720	201.86	2.76	2.99	0.723		0.19		0.22		1.35		
	0+730	202.13	2.56	3.03	0.745		0.19		0.22		1.35		
	0+740	202.24	2.50	3.10	0.840		0.21		0.23		1.36		
	0+750	202.23	2.57	3.18	0.870		0.23		0.25		1.36		
	0+760	202.23	2.57	3.24	1.004		0.24		0.26		1.35		
	0+770	202.29	2.57	3.29	1.040		0.25		0.27		1.36		
	0+780	202.26	2.66	3.34	1.056		0.27		0.27		1.37		
	0+790	202.29	2.73	3.22	1.158		0.24		0.25		1.36		
	0+800	202.29	2.78	3.24	0.930		0.25		0.26		1.36		
	0+810	202.48	2.60	3.46	1.361		0.31		0.29		1.38		
	0+820	202.39	2.70	3.53	1.052		0.33		0.31		1.39		
	0+830	202.49	2.59	3.73	1.118		0.40		0.34		1.40		
	0+840	202.73	2.38	3.62	1.010		0.35		0.32		1.38		
DI-03	0+970	203.53	2.65	3.74	1.328		0.38		0.34		1.37		
	0+980	203.51	2.77	3.34	1.195	1	0.26	0.5	0.27	0.5	1.35	0.5	1
	1+440	206.29	3.02	2.69	0.464		0.13		0.18	0.5	1.31		
	1+450	206.61	2.80	2.53	0.449		0.11		0.16	0.5	1.33		
	1+460	206.89	2.57	2.56	0.449		0.12		0.16	0.5	1.34		
	1+470	206.88	2.64	2.63	0.662		0.12		0.17	0.5	1.34		
DI-04	1+480	207.02	2.47	2.96	0.782	0.60	0.18	0.5	0.21	0.5	1.35	0.5	0.6
	1+490	207.20	2.29	2.93	0.868		0.18		0.21	0.5	1.37		
	1+500	207.29	2.25	2.93	0.927		0.18		0.21	0.5	1.36		
	1+510	207.17	2.42	2.83	0.990		0.16		0.20	0.5	1.36		
	1+520	207.16	2.53	2.72	0.848		0.14		0.18	0.5	1.34		

DIAMETRO DE ENROCADO														
Dique Propuesto	Progresiva Rio (Km)	Cota Fondo Cauce (msnm)	Tirante Max. (m)	Velocidad Max. (m)	METODO DE MAYNORD		METODO U. S. Department of Transportation		CALIFORNIA		METODO DE FACTOR DE SEGURIDAD		D50 Adoptado (m)	
					D50 (m)	D50 Diseño (m)	D50 (m)	D50 Diseño (m)	D50 (m)	D50 Diseño (m)	SF>1.2	D50 Diseño (m)		
	1+530	207.37	2.35	2.68	0.792		0.13		0.18	0.5	1.34			
	1+540	207.30	2.39	2.54	0.697		0.11		0.16	0.5	1.34			
	1+550	207.34	2.47	2.43	0.466		0.10		0.14	0.5	1.32			
	1+560	207.34	2.48	2.41	0.435		0.09		0.14	0.5	1.32			
	1+570	207.45	2.49	2.31	0.400		0.08		0.13	0.5	1.33			
	1+580	207.43	2.55	2.26	0.353		0.08		0.13	0.5	1.33			
	1+590	207.46	2.55	2.42	0.381		0.10		0.14	0.5	1.35			
	1+600	207.53	2.48	2.53	0.499		0.11		0.16	0.5	1.35			

Fuente. Elaboración propia.

4.7.6 *Espesor Mínimo de Enrocado.*

Según los criterios definidos en el apartado 2.2.4.6, se define el espesor del enrocado como 1.7 veces el D50 de la roca, considerando como tamaño máximo de roca $D_{100}=1.7D_{50}$ según la gradación de enrocado presentada en la tabla 14.

Tabla 34

Espesor de enrocado de enrocado

Dique	D50(m)	Espesor (m) T
DI-01	0.80	1.40
DI-02	0.90	1.50
DI-03	1.00	1.70
DI-04	0.60	1.00

Fuente. Elaboración propia.

4.7.7 *Granulometría de enrocado.*

A continuación se presente la gradación del enrocado para cada uno de ellos según la tabla 14.

Tabla 35

Gradación de enrocado DI-01

Gradación de roca DI-01			
Rango de tamaño	Tamaño mínimo (m)	Tamaño Máximo (m)	Porcentaje de graduación menor que
1.5 D50 a 1.7 D50	1.20	1.36	100
1.2 D50 a 1.4 D50	0.96	1.12	85
1.0 D50 a 1.15 D50	0.80	0.92	50
0.4 D50 a 0.6 D50	0.32	0.48	15

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 36*Gradación de enrocado DI-02*

Gradación de roca DI-02			
Rango de tamaño	Tamaño mínimo (m)	Tamaño Máximo (m)	Porcentaje de graduación menor que
1.5 D50 a 1.7 D50	1.35	1.53	100
1.2 D50 a 1.4 D50	1.08	1.26	85
1.0 D50 a 1.15 D50	1.00	1.035	50
0.4 D50 a 0.6 D50	0.24	0.54	15

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 37*Gradación de enrocado DI-03*

Gradación de roca DI-03			
Rango de tamaño	Tamaño mínimo (m)	Tamaño Máximo (m)	Porcentaje de graduación menor que
1.5 D50 a 1.7 D50	1.50	1.7	100
1.2 D50 a 1.4 D50	1.20	1.26	85
1.0 D50 a 1.15 D50	1.00	1.15	50
0.4 D50 a 0.6 D50	0.40	0.36	15

Fuente. Elaboración propia.

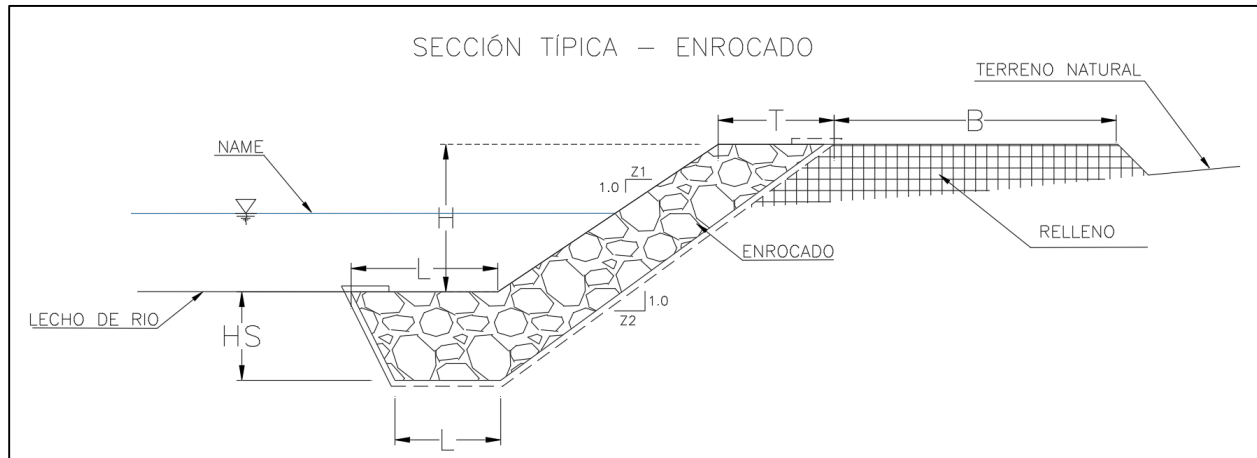
Tabla 38*Gradación de enrocado DI-04*

Gradación de roca DI-04			
Rango de tamaño	Tamaño mínimo (m)	Tamaño Máximo (m)	Porcentaje de graduación menor que
1.5 D50 a 1.7 D50	0.90	1.02	100
1.2 D50 a 1.4 D50	0.72	0.84	85
1.0 D50 a 1.15 D50	0.60	0.69	50
0.4 D50 a 0.6 D50	0.24	0.36	15

Fuente. Elaboración propia.

4.7.8 Dimensiones del enrocado

Luego de establecer el dimensionamiento del enrocado se presenta a continuación las longitudes según el esquema siguiente.

Figura 24**Sección Típica de enrocado**

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 39**Dimensiones de enrocado**

Dimensiones de Enrocado										
Dique	Prog. Rio	Altura (m) H	Ancho Corona (m) B	D50(m)	Espesor (m) T	Socavación Max(m)	Prof. Uña Hs	Long. Uña (m) L	Talud Enro. Z1	Talud. Dique Z2
DI-01	0+270 - 0+440	3.00	3.00	0.80	1.40	1.46	2.50	2.50	2.00	1.50
	0+660 - 0+740	3.00	3.00	0.90	1.50	2.24	3.00	3.50	2.00	1.50
DI-02	0+740 - 0+770	3.50	3.00	0.90	1.50	2.24	3.00	3.50	2.00	1.50
	0+770 - 0+840	3.00	3.00	0.90	1.50	2.24	3.00	3.50	2.00	1.50
DI-03	0+970 - 0+990	2.50	3.00	1.00	1.70	2.09	3.00	3.50	2.00	1.50
DI-04	1+440 - 1+540	3.00	3.00	0.60	1.00	2.07	3.00	3.50	2.00	1.50
	1+540 - 1+600	3.50	3.00	0.60	1.00	2.07	3.00	3.50	2.00	1.50

Fuente. Elaboración propia.

5 CONCLUSIONES

- Mediante modelización hidráulica se determinó las áreas inundables que son afectadas por inundación en el tramo de evaluación, así mismo se identificó que existe una extensión de 32Ha de campos de cultivos que son afectados por la onda de crecida de la avenida de diseño. También se identificó 4 tramos de desborde de flujo que son objeto de análisis para la proyección del enrocado.
- Para determinar el ancho estable del río, se empleó metodologías empíricas, análisis de imágenes históricas y resultados del modelamiento hidráulico para un periodo de retorno de 140 años. Del análisis realizado se obtuvo que el ancho estable del río es de 60m, además el cauce actual cumple con dicho ancho, por lo que el planteamiento de los enrocados respeta las riberas actuales del río sin la necesidad de ensanchamiento del cauce.
- Los parámetros hidráulicos obtenidos de la modelización hidráulica nos indican valores de tirantes máximos en el orden de 2.7-3.0m en el lecho del cauce, mientras que las velocidades máximas se encuentran en el orden de 3.8 m/s, Los cuales fueron determinantes para el dimensionamiento del enrocado en los tramos de intervención.
- Los cálculos de socavación mediante la formulación de Lischtván Lebediev, nos da como resultados valores máximos de socavación para el dique DI-01 de 1.5m, para DI-02 un valor de 2.3 y para DI-03 y DI-04 valor de 2.1m
- El dimensionamiento de los enrocados de protección están basados en los resultados del modelamiento hidráulico y los cálculos de socavación, cuyas dimensiones se muestra a continuación.

Dimensiones de Enrocado										
Dique	Prog. Río	Altura (m) H	Ancho Corona (m) B	D50(m)	Espesor (m) T	Socavación Max(m)	Prof. Uña Hs	Long. Uña (m) L	Talud Enro. Z1	Talud. Dique Z2
DI-01	0+270 - 0+440	3.00	3.00	0.80	1.40	1.46	2.50	2.50	2.00	1.50

Dimensiones de Enrocado										
Dique	Prog. Rio	Altura (m) H	Ancho Corona (m) B	D50(m)	Espesor (m) T	Socavación Max(m)	Prof. Uña Hs	Long. Uña (m) L	Talud Enro. Z1	Talud. Dique Z2
	0+660 - 0+740	3.00	3.00	0.90	1.50	2.24	3.00	3.50	2.00	1.50
DI-02	0+740 - 0+770	3.50	3.00	0.90	1.50	2.24	3.00	3.50	2.00	1.50
	0+770 - 0+840	3.00	3.00	0.90	1.50	2.24	3.00	3.50	2.00	1.50
DI-03	0+970 - 0+990	2.50	3.00	1.00	1.70	2.09	3.00	3.50	2.00	1.50
DI-04	1+440 - 1+540	3.00	3.00	0.60	1.00	2.07	3.00	3.50	2.00	1.50
	1+540 - 1+600	3.50	3.00	0.60	1.00	2.07	3.00	3.50	2.00	1.50

Fuente. Elaboración propia.

6 RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar un mayor número de calicatas para la caracterización del lecho del cauce y de esa forma realizar un análisis de socavación con mayor precisión a lo largo del tramo de evaluación.
- Se recomienda realizar evaluaciones de campo para analizar el caudal sólido ya que la presente monografía no contempla el transporte sólido del lecho del cauce.
- Se recomienda la ejecución en épocas de estiaje, es decir entre los meses de mayo a octubre.
- Se recomienda en el caso haya presencia de roca en la implantación de los enrocados, colocar la cimentación hasta dicho nivel.
- Es recomendable realizar trabajos de mantenimiento periódico para garantizar la vida útil del proyecto

7 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de hidrología en superficie*. LIMUSA S.A.

Chow, V. Te, Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología Aplicada*. McGRAW-HILL.

Hydraulic Engineering Circular N° 11. (1989). *Design of Riprap Revetment*.

MTC. (2008). *Manual de Hidrología, Hidraulica y Drenaje*.

Racin, J. A., & Hoover, T. P. (2000). *California Bank And Shore Rock Slope Protection Design*.
October.

Rocha Felices, A. (1998). *Introducción a la Hidraulica Fluvial*.

Rodríguez Diaz, H. A. (2010). *Hidraulica Fluvial, Fundamentos y Aplicaciones Socavacion*.
Escuela Colombiana de Ingeniería.

Teran Adriazola, R. (1998). *Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas*.