



UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ

**ESTUDIO DE SOCAVACIÓN EN EL PUENTE
UBICADO SOBRE EL RÍO CABRIALES, EN LA
AV. SESQUICENTENARIO, BOCA DE RÍO,
MUNICIPIO VALENCIA, EDO. CARABOBO.**

Autor: Pérez C. Miguel E.

Urb. Yuma II, calle N° 3. Municipio San Diego
Teléfono: (0241) 8714240 (master) – Fax: (0241) 8712394



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ESTUDIO DE SOCAVACIÓN EN EL PUENTE UBICADO SOBRE
EL RÍO CABRIALES, EN LA AV. SESQUICENTENARIO, BOCA
DE RÍO, MUNICIPIO VALENCIA, EDO. CARABOBO.**

Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de

INGENIERO CIVIL

Autor: Pérez C. Miguel E.

C.I: 18.865.927

Tutor: Ing. Medina Ángel

C.I.:15.299.274

San Diego, noviembre de 2020.



FI-L-021-2020-2CR (TG)

Valencia, 16 de octubre de 2020

Ciudadano:
Pérez C., Miguel E.
18.865.927
Presente-

Cumplo con informarle que la Comisión de Trabajo de Grado y Pasantías de la Facultad de Ingeniería en su reunión N° 05-2020 de fecha 27-07-2020 aprobó el proyecto de trabajo de grado titulado *ESTUDIO DE SOCAVACIÓN EN EL PUENTE UBICADO SOBRE EL RIO CABRIALES, EN LA AV. SESQUICENTENARIO, BOCA DE RIO, MUNICIPIO VALENCIA. ESTADO CARABOBO* presentado por usted (es) como requisito para optar al título de Ingeniero Civil.

Se ratifica la designación del Ing. Ángel Medina C.I: 15.299.274 como Tutor Académico que lo asesorara en el desarrollo de este proyecto.

Atentamente,

Dra. Zaida Ostro

Decana (E) de la Facultad de Ingeniería

c.c. Coordinación de Pasantías y Trabajo de Grado (1).

Zo/a.a.



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

ACEPTACIÓN DEL TUTOR

Quien suscribe, Ing. Ángel Medina, portador de la cédula de identidad N° 15.299.274 en mi carácter de tutor de trabajo de grado presentado por el ciudadano Miguel E. Pérez C, portador de la cédula de identidad N° 18.865.927, titulado **“ESTUDIO DE SOCAVACIÓN EN EL PUENTE UBICADO SOBRE EL RÍO CABRIALES, EN LA AV. SESQUICENTENARIO, BOCA DE RÍO, MUNICIPIO VALENCIA, EDO. CARABOBO”**, presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil, considero que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En San Diego, noviembre del año 2020.

Ing. Ángel Medina
C.I.: 15.299.274

AGRADECIMIENTOS

A mi tutor, Ing. Civil Ángel Medina.

A la Ing. Alicia de Pizella

Al Ing. Manuel Figueira

Al Ing. Valencia Federico

DEDICATORIAS

A mi madre, Omaira Campos

A mis hermanos, Pablo José y Ana Karina

A la familia Alarcón Leal

A mi amiga por su apoyo incondicional, Mayra Sánchez

ÍNDICE

CONTENIDO	Pp.
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
ÍNDICE DE CUADROS	xii
RESUMEN INFORMATIVO	xiii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO	
I EL PROBLEMA	3
1.1 Planteamiento del problema	3
1.2 Formulación del problema	4
1.3 Objetivo de la investigación	5
1.3.1 Objetivo General	5
1.3.2 Objetivos Específicos	5
1.4 Justificación de la investigación	5
1.5 Alcance y Delimitaciones de la Investigación	7
II MARCO TEORICO	8
2.1. Antecedentes de la investigación	8
2.2. Bases teóricas	10
2.2.1 Socavación general	12
2.2.2 Socavación general por contracción	13
2.2.3 Socavación local en estribos	22
2.2.4 Efecto del flujo en las sobrecargas sobre la socavación en estribos que se proyectan hasta el cauce principal	29
2.2.5 Efecto de estribos que llegan al borde del cauce principal	30
2.2.6 Comentarios sobre los métodos de cálculo de la profundidad de socavación local	31
2.2.7 Sistemas de protección contra socavación	32
2.2.7.1 Los gaviones	35

2.2.7.2	Especificaciones Maccaferri para gaviones	36
2.2.7.3	Muros en gaviones.	38
2.2.7.4	Tipos de muros	39
2.2.8	Modelos Hidrodinámicos	41
2.3	Bases Legales	50
2.4	Definición de Términos Básicos	52
	III MARCO METODOLÓGICO	54
3.1.	Tipo de investigación	54
3.2	Diseño de la Investigación	54
3.3	Nivel de la Investigación	55
3.4	Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos	56
3.5	Fases Metodológicas	56
	IV RESULTADOS	58
	Fase I: Diagnosticar información relevante respecto a los	
4.1	estudios asociados al fenómeno de socavación generados en las fundaciones del puente sobre el río Cabriales.	58
	Fase II: Estimar las variables que caracterizan al flujo del río	
4.2	mediante la aplicación de métodos empíricos relacionados con el concepto de mecánica de ríos.	77
	Fase III: Efectuar los análisis y cálculos de socavación	
4.3	general y local en puntos sensibles del puente, mediante distintos procesos y formulaciones.	103
	Fase IV: Proponer obras de protección, cuidando las áreas	
4.4	adyacentes al emplazamiento del puente.	110
	CONCLUSIONES	119
	RECOMENDACIONES	121
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	122
	ANEXOS	124

ÍNDICE DE FIGURAS

CONTENIDO	Pp.
FIGURA	
1 Estudio sobre el origen de las principales fallas en puentes.	6
2 Casos de socavación en puentes de México.	7
3 Los pilares y los estribos son elementos extraños dentro de la corriente.	11
4 Perfil de Socavación General.	12
5 Perfil después de la sedimentación de material.	13
6 Esquema de la contracción de un canal.	14
7 Factor de corrección por	

23	Las funciones de informe permiten la salida impresa de datos.	45
24	Interfaz de HEC-HMS.	46
25	Tipos de datos SIG.	48
26	Almacenamiento de información.	49
27	Forma de mapa de superficie.	50
28	Localización satelital nacional cuenca río Cabriales.	59
29	Localización satelital regional, Estado Carabobo.	60
30	Localización satelital local.	61
31	Modelo Digital de Elevación (MDE).	62
32	Características morfométricas de la cuenca del río Cabriales.	63
33	Sub-Cuencas río Cabriales.	64
34	Polígonos de Thiessen en la cuenca del río Cabriales.	65
35	Curva Intensidad Duración Frecuencia para la cuenca.	60
36	Periodos de retorno del gasto de proyecto.	66
37	Hidrograma para diferentes periodos de retorno.	68
38	Esquema de simulación hidrológico para la cuenca.	69
39	Fotografía del Puente de estudio.	70
40	Elevación y corte del Puente.	71
41	Velocidades medias de cada subsección $T_r = 100$ años	73
42	Ubicación satelital del área de estudio.	74
43	Perfil Probable del suelo.	74
44	Litología de la perforación.	75
45	Curvas de nivel.	76
46	Tipos de flujo.	78
47	Variación del caudal en una sección.	80
48	2).	82
49	Ábaco para hallar el coeficiente de remanso (K_b).	83

50	Ábaco de incremento por efecto de las pilas.	84
51	Ábaco para estimar el incremento pro excentricidad.	85
52	Ábaco para la estimación del incremento producto del esviaje.	86
53	Proyección del puente en esviaje, con respecto al flujo normal.	87
54	Ábaco para la estimación de las perdidas.	88
55	Creación de un nuevo proyecto.	90
56	Entorno ArcGis 10.8 y extensión Hec-GeoRAS.	91
57	Importar Geometría de formato GIS.	92
58	Vista de planta del río (sin interpolar)	93
59	Introducción del coeficiente de Manning.	93
60	Valores de coeficientes de Manning.	94
61	Ventana de interpolación	94
62	Introducción de datos para la interpolación.	95
63	Vista de planta del cauce con sus secciones.	95
64	Introducción de data hidráulica.	96
65	Introducción de condiciones de borde.	97
66	Selección del Plan.	98
67	Aprobación de resultados.	98
68	Vista en tercera dimensión del cauce $Tr = 100$ años.	99
69	Tabla de datos hidráulicos para $Tr = 100$ años.	100
70	Tabla de datos hidráulicos para $Tr = 50$ años.	100
71	Vista en tercera dimensión del cauce $Tr = 50$ años.	101
72	Sección transversal 147.7245 $Tr = 100$ años.	102
73	Sección transversal 147.7245 $Tr = 50$ años.	102
74	Tabla para el cálculo de	104
75		104

76	Gasto interceptado por los estribos.	106
77	Perfil de socavación del estribo	107
78		107
79	Coefficiente de corrección K_Q	107
80	Coefficiente de corrección K_m	107
81	Perfil Longitudinal, desbordamiento del cauce.	110
82	Áreas para cada sección.	111
83	Dimensiones muro de gavión	111
84	Vista de plata del cauce y secciones.	113
85	Sección transversal del canal.	114
86	Sección transversal de la sección del puente	116
87	Vista tridimensional de la canalización.	116

ÍNDICE DE CUADROS

CONTENIDO		Pp.
CUADRO		
1	Clasificación de los cauces de ríos, según Lischtván-Lebediev.	15
2	Parámetros hidráulicos aguas arriba del puente.	71
3	Parámetros hidráulicos aguas abajo del puente.	72
4	Cálculo del tipo de flujo.	88
5	Iteración para el cálculo del remanso	89
6	Profundidad de socavación.	105



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ESTUDIO DE SOCAVACIÓN EN EL PUENTE UBICADO SOBRE EL
RÍO CABRIALES, EN LA AV. SESQUICENTENARIO, BOCA DE RÍO,
MUNICIPIO VALENCIA, EDO. CARABOBO.**

Autor: Pérez C. Miguel E.

Tutor: Ing. Ángel Medina.

Fecha: noviembre, 2020

RESUMEN

El estudio tuvo como objeto determinar la influencia de los parámetros hidrológicos, geomorfológicos, hidráulicos, geotécnicos y la geometría del puente sobre un río, con el propósito de estimar la altura de socavación producida en puntos que afecten la estabilidad del puente. Se realizaron cálculos basados en distintos métodos y un modelo hidráulico en el software HEC RAS, los cuales recrearon las condiciones del río, donde se produce el fenómeno de la socavación. Para obtener los parámetros geotécnicos se siguieron los procedimientos especificados por la norma ASTM. Para determinar los parámetros geomorfológicos del río se implementó la aplicación del Sistema de Información Geográfica (SIG) y para obtener los datos geométricos del puente se procedió a la medición directa con equipo en campo, por último, los datos hidrológicos se tomaron de los registros de las estaciones de la cuenca del río Cabriales, procesados para periodos de retornos de 50 y 100 años, con modelación en HEC HMS. Por lo que se plantearon unas posibles soluciones con el fin de proteger la estabilidad del puente. Metodológicamente se definió la investigación bajo los lineamientos de un proyecto factible, para lograr cumplir los objetivos, ya que la misma representa una solución viable a la problemática observada, apoyada con un diseño de campo con nivel descriptivo.

Descriptor: Socavación, Método de Lischvan-Lebedie.

INTRODUCCIÓN

La socavación consiste en la profundización del nivel del fondo del cauce de una corriente, causada por el aumento del nivel de agua en las avenidas, modificaciones en la morfología del cauce o por la construcción de estructuras en el cauce como son los puentes.

La socavación comprende el levantamiento y transporte de los materiales del lecho del río en el momento de una avenida o creciente, o por la construcción de una obra dentro del cauce. Debe diferenciarse la socavación de la erosión no recuperable en el sentido de que después de que pase la avenida o se elimine la causa de la socavación en procesos posteriores, comúnmente se vuelven a depositar sedimentos en un proceso cíclico, y se puede recuperar el nivel del fondo del cauce. La socavación está controlada por las características hidráulicas del cauce, las propiedades de los sedimentos del fondo y la forma y localización de los elementos que la inducen.

Cuando se determina la profundidad de fundación de puentes, siempre existe incertidumbre respecto del valor obtenido al aplicar cualquiera de las relaciones existentes para tal efecto, toda vez que las observaciones de terreno que pudieran avalar esos resultados son escasas o casi inexistentes. La situación es hoy más complicada al proyectarse y construirse pilas de geometrías más complejas a las que han sido experimentadas más intensamente. Por lo tanto, si en algún evento es posible contar con el conocimiento de la magnitud de la socavación ocurrida, esa información puede ser de utilidad para adoptar alguna decisión en un estudio determinado.

La socavación se la relaciona con las fallas de las cimentaciones de puentes en todo el mundo, algunas de ellas catastróficas y con pérdidas de vidas humanas. Los puentes y otras estructuras representan una contracción del ancho del cauce y al presentarse un aumento en los caudales de la corriente, el aumento de la velocidad y la turbulencia de la concentración pueden generar niveles de socavación en varios metros.

La mayoría de las fallas de puentes en el mundo es debida a la socavación (Richardson, 1999). El problema es tan delicado que la FHWA (1998) recomienda diseñar los puentes contra socavación para una inundación con periodo de retorno de 500 años, y en los Estados Unidos se realiza la inspección de puentes contra socavación cada dos años.

Sin embargo, el estudio de la socavación es realmente nuevo y se inició con las investigaciones de E. M. Laursen en 1949, pero los procedimientos de diseños de estructuras contra socavación no se iniciaron hasta 1960 y fue hasta 1998 cuando se especificaron procedimientos unificados para el cálculo de socavación en los diseños de puentes por parte de la FHWA de los Estados Unidos.

Por eso, esta investigación está estructurada según las normas que indica el Manual Normas para la Elaboración y Presentación de los Anteproyectos, Proyectos y Trabajos de Grado de la Universidad José Antonio Páez vigente:

El Capítulo I, Se presenta el problema que se busca solucionar con la investigación, la justificación del por qué se realizó la misma, teniendo en cuenta la situación mostrada y los objetivos específicos que se plantean los cuales orientan a un objetivo general, considerando los parámetros de estudio, se muestra el alcance proyectado de acuerdo a las limitaciones presentes con esta investigación.

El capítulo II, Se señala los antecedentes de investigación que posee relevancia, debido a que las mismas poseen estrecha relación con el tema del trabajo de grado, así como se describe en la teoría, que concierne al tema de investigación para su posible realización y entendimiento.

El capítulo III, Describe el procedimiento práctico y metodológico que seguirá la investigación, así como los elementos utilizados y técnicas de análisis en su realización.

El Capítulo IV, Presenta de manera simplificada los recursos que serán de ayuda para la elaboración del presente trabajo de grado, como lo son los recursos humanos, recursos institucionales y los recursos materiales.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del problema

En vías vehiculares y ferroviarias los cruces de los ríos, especialmente en grandes corrientes, son los tramos más costosos y complejos desde el punto de vista ingenieril. En su construcción se debe considerar las características locales del río en todos sus aspectos. Estos factores determinan el tipo de puente, su ubicación, los costos de construcción y mantenimiento. El diseño del cruce del río debe considerar asegurar la estabilidad del puente contra los ataques del río, de lo cual depende el grado de contracción permitido con los accesos y, por lo tanto, la luz del puente, el tipo y la profundidad de las cimentaciones de los apoyos, el tipo de protección y las obras de regulación. En la construcción de un puente, se reduce el área hidráulica del cauce, lo que provoca un aumento de la velocidad de la corriente y una mayor capacidad de arrastre de los sólidos, en consecuencia, se produce un fenómeno de erosión o también llamado socavación en las pilas y estribos del puente, logrando comprometer la estabilidad del mismo.

Cada río es diferente de otros, los hay grandes y caudalosos, así como también pequeños y de escaso caudal; tratar de entenderlos mediante la representación matemática de los fenómenos que usualmente se realizan en ingeniería es una tarea ardua y que sólo puede lograrse parcialmente. Son tres las causas principales de esta limitación. La primera es que los ríos son esencialmente cambiantes y dinámicos. La segunda es que en un río es un flujo de dos fases, es decir, que lleva agua y sedimentos (sólidos). Y, por último, el flujo en un río es marcadamente tridimensional. Estas tres circunstancias, a las que podría añadirse otras más, plantean un enorme desafío para el ingeniero hidráulico (Rocha, 2010).

La construcción de obras viales suele significar una invasión de las áreas pertenecientes al río. Se denomina “Invasión vial” a “Cualquier ocupación del cauce y/o de sus áreas de inundación para construir obras viales”. Es necesario precisar que esta tiene repercusiones hidráulicas, fluviomorfológicas, económicas y ambientales, las que se originan en el hecho de que el río constituye una unidad inseparable, lo que se haga o deje hacer repercute en otros lugares del río. (Rocha, 2010).

Una invasión transversal es aquella que está en dicha posición con respecto al eje de río, éstas están asociada generalmente a puentes. Cuando se construye un puente en el cual los estribos y pilas están en contacto con río, sucede que debido a que el río transporta gran cantidad de cuerpos extraños, que a veces constituyen una gran cantidad de impactos, que al llegar a los pilares bloquea el espacio entre ellos y obstruye el paso del agua, por consiguiente, compromete la integridad estructural del puente. Así pues, el diseño de las estructuras de los puentes se debe considerar que la ocurrencia de fenómenos climatológicos significará un hidrograma de crecidas que tendrá que tomarse en cuenta para el cálculo de la socavación y de los encauzamientos.

Debido al avance tecnológico hoy en día disponemos de diversos softwares de modelización hidráulica que facilitan la entrada de datos y permiten visualizar gráficamente los resultados, incluso exportarlos en forma de tablas, los que no facilita su interpretación. Entre ellos destaca el HEC-RAS (Hydrological Engineering Center - River Analysis System), capaz de modelar la hidráulica de flujo de aguas de ríos naturales, así como capacidades de modelo de transferencia de sedimentos, constituyendo una gran ayuda a ingenieros hidráulicos en cálculos matemáticos. Se dará también uso a otro software como es el HEC-HMS para el análisis de la cuenca, por último, el programa ArcGis, el cual será de ayuda para obtener datos topográficos e hidráulicos, apoyado en un Sistema de Informaron Geográfica (SIG).

1.2 Formulación del problema

En correspondencia con lo anteriormente expuesto, se plantea la siguiente interrogante, ¿Cómo se puede pronosticar el comportamiento de las bases del puente ante la actuación de la hidrodinámica del flujo, ubicado sobre la Av. Sesquicentenario,

Municipio Valencia, Estado Carabobo, debido a la avenida, efectuando los cálculos y procesos pertinentes para evitar la falla del mismo?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo general

Elaborar un estudio de socavación asociado al Puente ubicado sobre el Río Cabriales, en la Av. Sesquicentenario, Municipio Valencia, Estado Carabobo.

1.3.2 Objetivos específicos

Diagnosticar información relevante respecto a los estudios asociados al fenómeno de socavación generados en las fundaciones del puente sobre el río Cabriales.

Estimar las variables que caracterizan al flujo del río mediante la aplicación de métodos empíricos relacionados con el concepto de mecánica de ríos.

Efectuar los análisis y cálculos de socavación general y local en puntos sensibles del puente, mediante distintos procesos y formulaciones.

Proponer obras de protección, cuidando las áreas adyacentes al emplazamiento del puente.

1.4 Justificación de la investigación

La respuesta a la interrogante como la que sigue ¿Por qué es tan importante el aspecto hidráulico en el diseño de puentes que salvan un curso de aguas? Se encuentra en las numerosas fallas ocurridas en estos. El estudio de fallas que se presentan en la estructura es una fuente importante de conocimiento. Para intentar responder a la pregunta de ¿por qué fallan los puentes? Las causas varían mucho según el tipo de puente y de río, entre las fallas más comunes están las del comportamiento fluvial (socavaciones y diversas manifestaciones de la dinámica fluvial), estas fallas pueden ocurrir simultáneas o aisladas.

En un estudio muy detallado titulado “Bridge failures” realizado por (D. W. Smith, 2015) sobre el número de fallas, de acuerdo a su origen, ocurridas en 143 puentes de todo el mundo, obtuvo los siguientes resultados mostrados en la Figura 1.

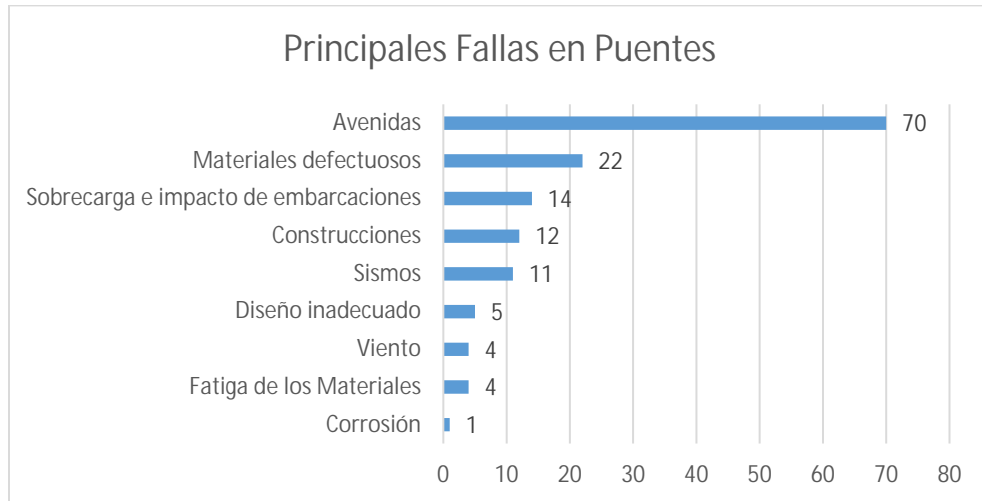


Figura 1: Estudio sobre el origen de las principales fallas en puentes.
Fuente: Smith, (2015)

Se observa que según la investigación de Smith prácticamente el 50% de las fallas (70) tuvo su origen en las grandes descargas presentadas. Cuando los fenómenos externos actuantes son lo suficiente grandes como para afectar la estabilidad de un puente se les llama “eventos externos” A ellos se refiere el National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) en su reporte 489 en el que da importantes criterios para su consideración. Naturalmente, que la probabilidad de que ocurran dos o más eventos con su máxima intensidad y en forma simultánea es remota, aunque no imposible. Su probabilidad de ocurrencia, aislada o conjunta, debe examinarse cuidadosamente para no exagerar los costos de la estructura.

Los puentes tienen una importancia tangible, pues su esencia es la de unir lo que está separado. Cuando el puente forma parte de una carretera o de un ferrocarril tiene que diseñarse para que cumpla los objetivos viales. Pero cuando el puente cruza un río es inevitable considerarlo, además, como una estructura hidráulica. Entre el puente y el río hay una profunda interacción en la que cada uno trata de influir sobre el otro. Para efecto del mejor conocimiento de los problemas antes señalados se entiende como estudio hidráulico los relativos al conocimiento y manejo del río y su interacción con el puente (Rocha, 2010). De esta manera, para asegurar la estabilidad de los puentes

que interactúan con los ríos es necesario realizar un debido estudio de socavación producido en pilas y estribos.

En la Figura 2 se presentan algunos casos de socavación en puentes de México.

Puente	Estado	Año del daño	Fenómeno presentado	Tipo de daño
Pijijiapan I	Chiapas	2010	Socavación local en pilas	Desplome que puede provocar un colapso parcial
Coatán	Chiapas	2005	Socavación local en pilas	Asentamiento
Tonalá	Veracruz y tabasco	2009	Socavación local en pilas	Asentamiento y derrumbe del estribo, colapso parcial
Nexpa	Morelos	2009	Socavación local pilas	Asentamiento

Figura 2: Casos de socavación en puentes de México.

Fuente: Aguado, A (2012) “Estimación de la socavación en puentes para uso en el cálculo de riesgo físico”.

1.5 Alcance y delimitaciones de la investigación

El presente trabajo de investigación tiene como fundamento el estudio de evaluación de los efectos de socavación para establecer las condiciones actuales del Puente sobre la Av. Sesquicentenario, Sector Boca de Río, Municipio Valencia, Estado Carabobo, y determinar si son necesarias las obras de protección correspondientes al río. Además, mediante la utilización de un software que permita realizar una modelización hidráulica y facilite visualizar gráficamente de los resultados. La limitante es no disponer de los planos de detalles del puente ya que fue construido en fecha anterior y se dificulta su obtención por parte de los entes gubernamentales a modelización hidráulica.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

El estudio de la socavación en puentes no es un tema nuevo, por lo que existen varios autores que se han dedicado a esta línea de investigación y por lo que existen diferentes expresiones que han servido como objeto de estudio para determinar las causas que provocan dicho fenómeno. En el ámbito internacional Amador, E. presenta la tesis de grado **“Modelo de socavación en la base del pilar del puente Mariscal Cáceres”** (2013) en la Universidad del Centro del Perú, ubicada en la Ciudad Huancayo, Perú; para obtener el título de Ingeniero Civil. Esta investigación pretende estudiar la socavación local en la base del pilar del puente Mariscal Cáceres, con el objeto de determinar la influencia de los parámetros geomorfológicos, hidráulicos, geotécnicos y la geometría del puente en la socavación local en la base del pilar del puente Mariscal Cáceres, con tal fin se realizó un modelo hidráulico en HEC RAS que recrea las condiciones en las que se produce la socavación.

Los métodos utilizados fueron los de reconocimiento, recolección, analítico y aplicativo. Para obtener los parámetros geotécnicos se siguió los procedimientos especificadas por la norma ASTM y NTP. Para determinar los parámetros geomorfológicos y geometría del puente se siguió los procedimientos de medición directa con equipo en campo. Los datos hidrológicos se tomaron de los registros de la estación meteorología Stuart y procesados para periodos de retorno de 50años, 100años y 500 años.

Finalmente se concluye que los parámetros geotécnicos específicamente el tamaño de las partículas de fondo es el parámetro de mayor incidencia en el cálculo de socavación. La presencia de partículas pequeñas en el lecho hace que exista mayor socavación, mientras que la presencia de material granular o bolones genera el acorazamiento del lecho haciendo que se reduzca considerablemente la profundidad de socavación.

En el mismo orden de ideas en el trabajo de grado presentado por Arenas, G. & Vega, D. **“Propuesta metodológica para la evaluación de la susceptibilidad y socavación de puentes apoyada en un Sistema de Información Geográfico (SIG)”** (2013) realizado en la Pontificia Universidad Javeriana, ubicada en la ciudad de Bogotá, Colombia; para obtener el título de Ingeniero Civil. Se realizaron investigaciones sobre el estado del conocimiento de la evaluación de la socavación de puentes a nivel nacional e internacional, encontrándose diversos tipos de metodologías para la evaluación de la socavación basados en: inspección visual, inspección espacial e inspección por monitoreo e instrumentación. La utilidad de estos métodos en el desarrollo de la investigación radica principalmente en que sirvieron o fueron base para la estructuración de una nueva metodología de priorización. Se implementó un aplicativo computacional para el desarrollo de la metodología propuesta, que consta de cuatro (4) fases, la cual fue concebido en Excel apoyada con el Sistema de Información Geográfica (SIG) dando uso al programa computacional ArcGis. Se pudo lograr el objetivo principal de la tesis con este aplicativo, que era la priorización de los puentes más críticos por el fenómeno de socavación. El aplicativo demostró ser de gran ayuda al momento de priorizar por orden de importancia.

Gracias a la gran versatilidad y poder del SIG se lograron generar mapas de amenaza y vulnerabilidad con el fin de poder evaluar el riesgo de los puentes ante el fenómeno de socavación. La implementación del programa ArcGis demostró ser una valiosa herramienta para el análisis de las diversas variables planteadas para analizar la socavación, adicionalmente permite tener un panorama más amplio y ver en detalle los puntos más críticos ya que debido a su esencia es una gran ayuda visual. En el caso como en la generación de algunos mapas como lo son el de erosión y el de precipitación.

Así como, Guadez, G. & Marvez, O., en su trabajo de grado **“Estudio de socavación y análisis de crecidas en puente ubicado en tramo Av. Alameda Central – Av. Sesquicentenario, Municipio Valencia, Estado Carabobo.”** (2017) realizado en la Universidad José Antonio Páez, Ubicada en el Municipio San Diego,

Venezuela; para obtener el título de Ingeniero Civil. Este trabajo de grado tuvo como finalidad desarrollar un análisis hidráulico de socavación y crecida del cauce de un puente, consiguiendo así asegurar y controlar el mismo, siguiendo los resultados obtenidos en este estudio. Para el desarrollo de este trabajo se usó el software HEC RAS, así como también el método para socavación en puentes conocido como Lischtván Levediev, el cual será aplicado y analizado para el puente ubicado en la Av. Paseo Valencia tramo Av. Alameda Central – Kayson – Av. Sesquicentenario, Municipio San José, Estado Carabobo, Venezuela. Permitiendo así con los resultados arrojados, hacer reflexiones y conclusiones para poder brindar y ofrecer seguridad. Todos los lineamientos teóricos para la creación del trabajo de grado fueron consignados como normas, leyes y demás que sean lo más acertadas posible con el fin de abarcar todos los puntos principales a analizar en un puente en cuanto a su análisis hidráulico e hidrológico de socavación. Se hizo uso de toda la data topográfica, hidrológica y de suelo, correspondiente al cauce que atraviesa dicho puente. Esta estructura es de cierta importancia para la vitalidad del estado Carabobo, dando como resultado, la aplicación de un correcto análisis hidráulico de socavación, donde se logra concientizar que es de suma importancia el correcto estudio del mismo, ya que la falla en puentes, principalmente viene asociada a problemas hidráulicos.

2.2 Bases teóricas

El cálculo de la profundidad de socavación en un puente ha inquietado a los diseñadores por mucho tiempo y ha atraído considerable interés por la investigación en este campo. El enfoque dado al cálculo de las máximas profundidades de socavación en la actualidad, parte de suponer que esta depende de variables que caracterizan el flujo, al material del lecho en el cauce y a la geometría del puente, para terminar con una ecuación empírica de tipo determinístico. Existen muchas ecuaciones algunas para calcular la profundidad de socavación en pilas, pero, solo hay algunas aplicables para el caso de estribos y la socavación general por contracción u otras causas. Sin embargo, no existe una obvia similitud entre las ecuaciones, ni en su apariencia ni en sus resultados y, además, se tiene poca verificación de su aplicabilidad con información de campo.

Hay mucha incertidumbre sobre el uso de las ecuaciones y sobre cual representa mejor las condiciones reales del río y del puente. Esto hace difícil establecer una sola ecuación que sea lo suficientemente precisa y segura para estimar las profundidades de socavación debido al alto grado de incertidumbre existentes y a las muchas variables involucradas en el problema como son: flujo no permanente, caudal de diseño, geometría de las estructuras, turbulencia, tamaño y distribución del sedimento, características hidráulicas durante crecientes, ángulo de ataque del flujo, presencia de basuras y tiempo de duración de la creciente.

El problema de determinar la socavación local en pila está más o menos resuelto, pero, todavía no existe una solución confiable y concisa para el caso de los estribos. Los métodos para evaluarla, superponen los efectos de la socavación por contracción tanto construido como por construir, dan solo un orden de magnitud para saber alrededor de que valor va a estar la profundidad máxima de socavación real. En la figura 3 se puede apreciar el sistema de vórtices que se generan en pilas y estribos.

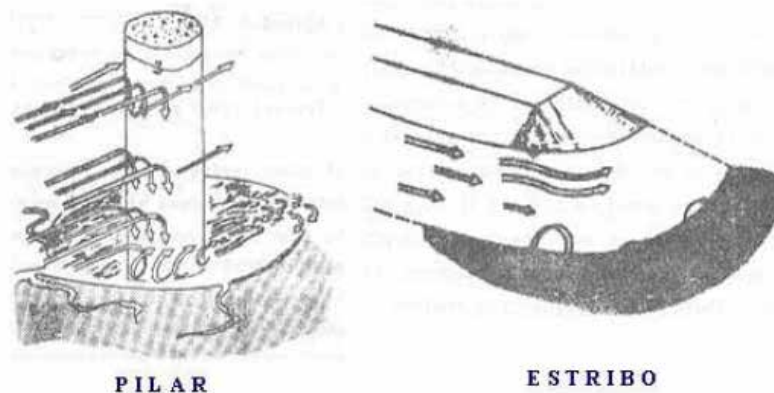


Figura 3: Los pilares y los estribos son elementos extraños dentro de la corriente.

Fuente. Rocha (2010).

En general, en un puente se distingue la superestructura, constituida por el tablero, y la infraestructura formada por los pilares, los estribos y la cimentación. Los pilares, conocidos en casi todas las partes con el nombre de pilas, se conocen como apoyos intermedios cuando el puente tiene más de un tramo. Los estribos se ubican en

los extremos y empalman con los terraplenes de aproximación al puente. Los cimientos transmiten al lecho fluvial el peso de la estructura. Los pilares y estribos, al igual que los espigones, son elementos extraños dentro de la corriente. El choque del flujo contra ellos produce corrientes vorticosas que causan la erosión local. (Rocha, 2010).

La decisión final sobre la cimentación de la estructura de un puente y/o sus medidas de protección, debe basarse no solo en los resultados que las ecuaciones arrojen, sino también, en el buen criterio, experiencia y conocimiento de las variables involucradas en el problema por parte del ingeniero evaluador. Los métodos para calcular las profundidades de socavación que verán en las secciones siguientes escritas en sistema métrico de unidades (SI), salvo aclaración en caso contrario.

2.2.1 Socavación general.

La socavación general es el descenso del fondo de un río cuando se presenta una avenida, debido a la mayor capacidad que tiene la corriente de transportar partículas en suspensión; partículas que toma del fondo del cauce (Maza, 1967). Según Maza al aumentar la velocidad de la corriente, aumenta su capacidad de transporte por lo que erosiona el fondo, al erosionar aumenta el área de la sección y disminuye la velocidad hasta que ya no es capaz de erosionar más.

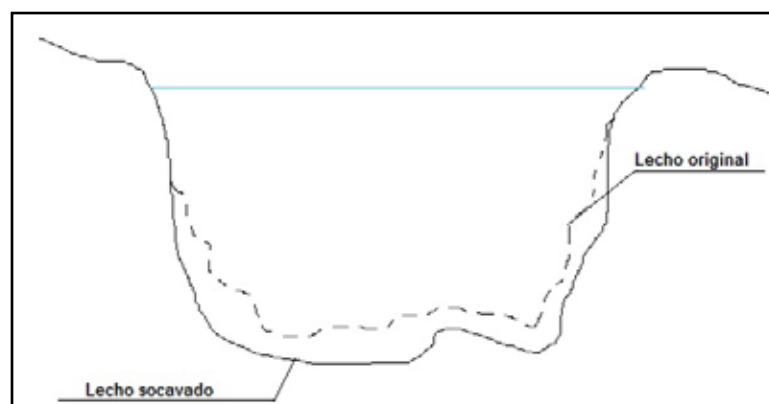


Figura 4: Perfil de Socavación General.

Fuente: Díaz (2012)

La erosión puede ocurrir a todo lo largo y ancho del cauce durante el paso de una avenida. Los niveles de socavación general varían de acuerdo a los caudales y la profundidad de socavación no es la misma en toda la sección. Generalmente la socavación es mayor en el sector más cercano al Thalweg. La erosión del fondo de un cauce definido por el cual discurre una corriente es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que pueda traer el agua de esa sección; en avenida, aumenta la velocidad del agua y, por lo tanto, la capacidad de arrastre. La posibilidad de arrastre de los materiales de fondo en cada punto se considera, a su vez, dependiente de la relación que existe entre la velocidad media del agua y la velocidad media requerida para arrastrar las partículas que constituyen el fondo en cuestión.

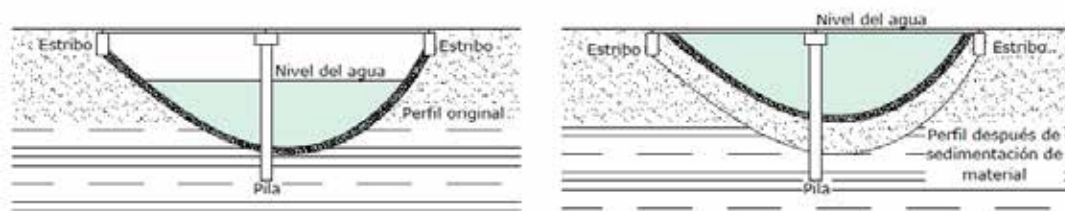


Figura 5: Perfil después de la sedimentación de material.

Fuente: Reconstruida de Melville y Coleman (2000)

2.2.2 Socavación general por contracción.

Este tipo de socavación es producido principalmente por la disminución del ancho del canal ya sea por razones antrópicas o naturales. En gran parte de los casos, este fenómeno es producto de la contracción del canal por la construcción de los terraplenes de acceso del puente y en menor medida por las pilas que interfieren en el flujo.

La contracción en la sección del río provoca un incremento en la velocidad del flujo lo que produce un aumento en la capacidad erosiva y de arrastre de partículas del río, esto produce un descenso en el nivel del lecho provocando nuevamente un incremento en la sección lo que lleva a que la velocidad del flujo disminuya y se alcance nuevamente el equilibrio, donde la cantidad de material removido es igual a la cantidad de material depositado.

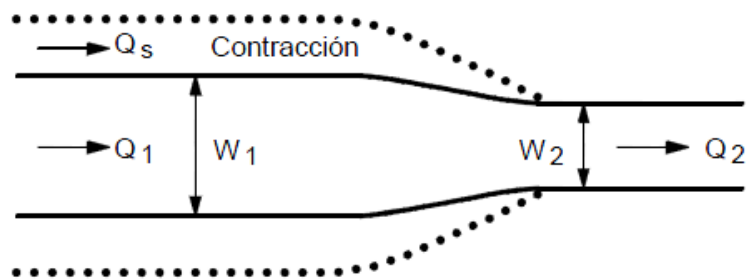


Figura 6: Esquema de la contracción de un canal.

Fuente: Guevara, M. (2016)

Algunos factores que pueden causar socavación general por contracción son:

Contracción natural de la corriente.

Terraplenes de acceso al puente que obstruye planicies de inundación.

Islas o sedimentos que puedan obstruir el cauce tanto, aguas arriba, como aguas abajo.

Acumulación de desechos, basuras o hielo.

Crecimiento de vegetación en las bancas o planicies de inundación del puente.

Flujo a presión en el puente.

Para el cálculo de la socavación general y socavación por contracción se puede aplicar el siguiente criterio:

Método de Lischtvan - Lebediev.

Este es un método que permite el cálculo de la socavación general del cauce durante crecientes, independiente de que existe o no un puente. Si el método aplica para la zona de un puente, quiere decir que se está considerando también el efecto de la contracción, y por lo tanto, este no debe adicionarse. La aplicación a datos de campo mostró el buen ajuste del método cuando se aplicó a grandes ríos, con un marcado transporte generalizado, como son los ríos Paraná (Argentina), Mississippi (Estados Unidos) y Magdalena (Colombia), cabe destacar que este método es el más usado en Colombia para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción. La explicación del buen ajuste del método a situaciones tan diversas se fundamenta en la forma de la ecuación propuesta para estimar la velocidad de

equilibrio. Esta ecuación aplicada a lechos de arena, brinda valores próximos a la condición crítica de iniciación del movimiento cuando se aplica a profundidades pequeñas ($h < 1$ m), asimismo, proporciona velocidades compatibles con estados de equilibrio de transporte de sedimentos cuando se aplica a profundidades importantes ($h > 10$ m). Las situaciones analizadas en lechos de grava mostraron que, para todo el rango de tirantes que habitualmente se presentan en ríos con este tipo de material de fondo, la fórmula resulta aplicable sólo en condiciones de agua clara, sin sedimentos aportados aguas arriba.

El criterio propuesto por Lischtvan – Lebediev, hace una serie de clasificaciones de los cauces de los ríos, como se indican:

Cuadro 1: Clasificación de los cauces de ríos, según Lischtvan – Lebediev

	Cauce	Material de Fondo	Distribución de materiales en el fondo
Socavación General	Definido	Cohesivo	Homogénea Heterogénea
		No cohesivo	Homogénea Heterogénea
	Indefinido	Cohesivo	Homogénea Heterogénea
		No cohesivo	Homogénea Heterogénea

Fuente: Guevara, M. (2016)

Proceso de Cálculo

El criterio propuesto por Lischtvan – Lebediev se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e). La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento generalizado de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión. La velocidad erosiva es función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. La velocidad

erosiva real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante o profundidad del agua. (Guevara, M. 2016)

La hipótesis fundamental sobre la cual se funda el método establece que la distribución transversal de caudales de una sección se mantiene invariable durante todo el desarrollo del proceso erosivo.

Fundamentalmente en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente y la velocidad erosiva, que es la velocidad que se requiere para levantar y arrastrar el material del fondo del cauce (velocidad media crítica).

La velocidad media de la corriente en función de la profundidad, para esta teoría a partir de la ecuación de Manning, del siguiente modo:

Velocidad Media Real (V_r)

$$Q_d = V_r A = (1.49 R^{2/3} S^{1/2}) A$$

$$V_r = \frac{Q_d}{A}$$

$$R = \frac{h}{P}$$

$$A = B_e(h)$$

$$P = B_e + 2h$$

$R = h$, asumiendo que el perímetro mojado es igual al ancho libre de la superficie del agua, lo cual es válido para causes muy anchos.

$$R = \frac{h}{B_e + 2h}$$

$$h = h_m = \frac{Q_d}{V_r B_e}$$

$$Q_d = (1.49) (B_e) (h_m)^{5/3} S^{1/2}$$

Considerando que el caudal permanece constante antes y después de ocurrida la socavación, se tiene:

$$Q_d = (1.49) (h)^{5/3} (B_e) S^{1/2} = (V_r) (H_s) (B_e) S^{1/2}$$

$$V_r = \frac{Q_d}{B_e H_s}$$

La condición de equilibrio se logra cuando la velocidad real y la velocidad erosiva son iguales.

donde:

Q_d = caudal de diseño (m^3/s).

V_r = velocidad real del flujo.

A = área hidráulica (m^2).

R = radio hidráulico (m).

S = pendiente hidráulica, o, pendiente media del río asumiendo flujo uniforme.

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

= coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas.

B_e = ancho superficial efectivo asociado con Q_d (m).

h_m = profundidad media de la sección antes de la erosión (m).

h = profundidad antes de la erosión en la vertical de la sección (m).

H_s = profundidad luego de la erosión en la vertical de la sección (m).

Velocidad erosiva.

a) Para suelos granulares

La velocidad erosiva es la que levanta y mantiene el material en movimiento.

$$V_e = 0.7929 + 0.0973 \text{Log} T_r$$

Coefficiente de correlación o de ajuste = 0.9910, (Higuera C. y Pérez G., 1989).

$$D_m = D_i P_i$$

$$= 0.394557 - 0.04136 \text{Log} D_m - 0.00891 \text{Log}^2 D_m$$

Coefficiente de correlación o de ajuste = 0.9983, (Higuera C. y Pérez G., 1989).

donde:

V_e = velocidad erosiva.

= coeficiente de frecuencia.

D_m = diámetro medio de las partículas del material granular. (mm)

= exponente variable en función del diámetro medio de la partícula.

T_r = tiempo de retorno.

b) Para suelos cohesivos.

La velocidad erosiva es la que es capaz de poner las partículas en suspensión.

$$V_e = x = 0.892619 - m + 0.136275$$

Coefficiente de correlación o de ajuste = 0.9985, (Higuera C. y Pérez G., 1989).
donde:

- m = peso específico de la muestra agua sedimento (t/m^3).
- x = exponente variable que depende del peso volumétrico del material cohesivo seco.

Determinación de la profundidad de socavación en suelos homogéneos.

La profundidad de socavación en cualquier punto de la sección transversal se obtiene cuando la velocidad media de cauce iguala a la velocidad erosiva ($V_r = V_e$). Conocido el perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, se escogen algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer la profundidad de socavación. Uniendo estos puntos se obtiene el perfil de socavación. Considerando que la hipótesis del método es que el gasto en cada franja del cauce permanece constante durante el proceso erosivo, la profundidad de socavación será igual a 0 en las orillas, por lo que no se permite estimar ninguna erosión lateral de las márgenes.

Las siguientes expresiones asumen que los suelos son homogéneos y que la rugosidad del cauce es constante.

a) Para suelos granulares.

Igualando las ecuaciones de V_r y V_e se tiene:

$$H_s = \frac{\dots}{\dots}$$

La anterior expresión no considera el efecto de la contracción del flujo debida a estribos y pilas, ni el peso específico del agua durante la creciente, por lo que debe corregirse mediante unos factores de ajuste cuando se trata de evaluar un puente

de la profundidad de socavación.

V (m/s)	Luz libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
< 1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	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
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
>4.0	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

Figura 7:

Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., (1992)

donde:

V= velocidad media en sección transversal
1.0 si no hay obstáculos.

Para puentes de una sola luz, la luz libre es la distancia entre estribos. Para puentes de varias luces, la luz es la mínima distancia entre dos pilas consecutivas, o entre pila y estribo más próximos.

Adicionalmente, el efecto del peso específico del agua durante la creciente se considera en otro factor de corrección que es mayor o igual que la unidad y su efecto es reducir la profundidad de socavaron.

$$m = 1.0 \text{ t/m}^3 \text{ (agua clara)}$$

$$- \quad m = m > 1.0 \text{ t/m}^3 \text{ (lecho móvil)}$$

Coefficiente de correlación o de ajuste = 0.9983, (Higuera C. y Pérez G., 1989).

La ecuación final para el cálculo de la socavación considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua, es la siguiente:

$$H_s = \frac{\quad}{\quad}$$

donde:

$$H_s \text{ y } h = (\text{m}).$$

$$D_m = (\text{mm}).$$

coeficiente de frecuencia.

factor de corrección por contracción del cauce.

factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

b) Suelos cohesivos

Igualando las ecuaciones V_r y V_e y considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua durante crecientes, se tiene:

$$H_s = \frac{V_r}{V_e} \frac{C_c}{C_s} \frac{C_f}{C_m}$$

donde:

$$H_s \text{ y } h = (\text{m}).$$

$$s = \text{peso específico del sedimento del lecho (t/m}^3\text{)}$$

coeficiente de frecuencia.

factor de corrección por contracción del cauce.

factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

Determinación de la profundidad de socavación en suelos no homogéneos.

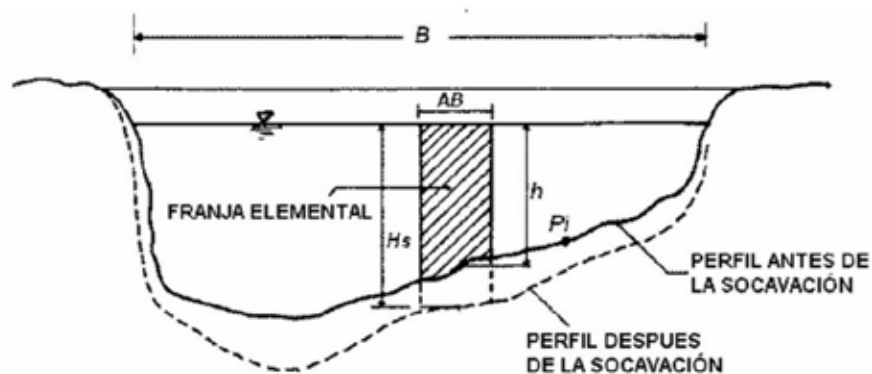


Figura 8: Sección transversal del cauce.

Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1992).

En el caso de los suelos estratificados, la profundidad de equilibrio arriba de la cual los sedimentos son arrastrados físicamente por el agua, se puede obtener analíticamente por tanteos. Escogido un punto P_i (Figura 8), para el cual se desea calcular la posible socavación y conocida la estratigrafía bajo la sección, se procede por estratos a aplicar las ecuaciones de H_s según sea el material de que estén formados. El cálculo se inicia para el estrato superior y se continúa hacia las capas más profundas. Se suspenden los tanteos cuando se llega a un estrato en donde se cumpla que la profundidad H_s calculada cae dentro del él. Esto mismo debe repetirse para varios puntos de la sección que al unirlos darán el perfil teórico del fondo socavado.

Comentarios al método.

La hipótesis de partida del método de Lischtvan-Lebediev relacionada con la conservación del gasto durante el proceso erosivo, presenta el inconveniente de las diferencias en este proceso cuando en el fondo del cauce existe una zona con un material más resistente que en el resto de la sección. Esto hace que haya mayor concentración del flujo de las zonas del cauce que se van erosionando y que sea menor en las resistentes.

El método no tiene en cuenta el tiempo necesario para que cada material se erosione.

Las erosiones teóricas calculadas se presentan en un tiempo corto en materiales sueltos, pero se requiere cierto tiempo para que el material cohesivo se socave, tiempo que puede ser mayor que el tiempo de duración de la avenida.

El método considera el efecto de la curvatura ya que permite el cálculo de socavación en cada vertical de la sección transversal. El tirante de agua correspondiente a la parte externa de la curva es mayor y por tanto la socavación también lo es.

Otros métodos de cálculo de socavación general por contracción

Método de Straub

Permite calcular la socavación transversal a partir de las características hidráulicas de una sección inalterada, localizada aguas arriba de donde se presenta la contracción.

—

B_1 = ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción (m).

B_2 = ancho de la superficie libre del cauce en la contracción (m).

h_1 = tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción (m).

Método de Komura

La contracción de los cauces ocurre en zonas donde se construyen puentes, espigones o estructuras de contención de la orilla. La socavación puede calcularse mediante la siguiente expresión (Komura, 1971).

—

Donde:

= Socavación

y = Altura del cauce inicial

W = Ancho inicial

W_1 = Ancho contraído

Fr = Numero de Froude

2.2.3 Socavación Local en Estribos.

Los estribos son, igual que los pilares, elementos extraños dentro de la corriente e implican generalmente una reducción del ancho del río. Esta circunstancia debe ser tomada en cuenta cuidadosamente. Durante las grandes avenidas los ríos aluviales tratan de adquirir el ancho que les corresponda y entonces pueden ocurrir graves fallas en los puentes. En la figura 9 se aprecia el sistema de vórtices alrededor del estribo.

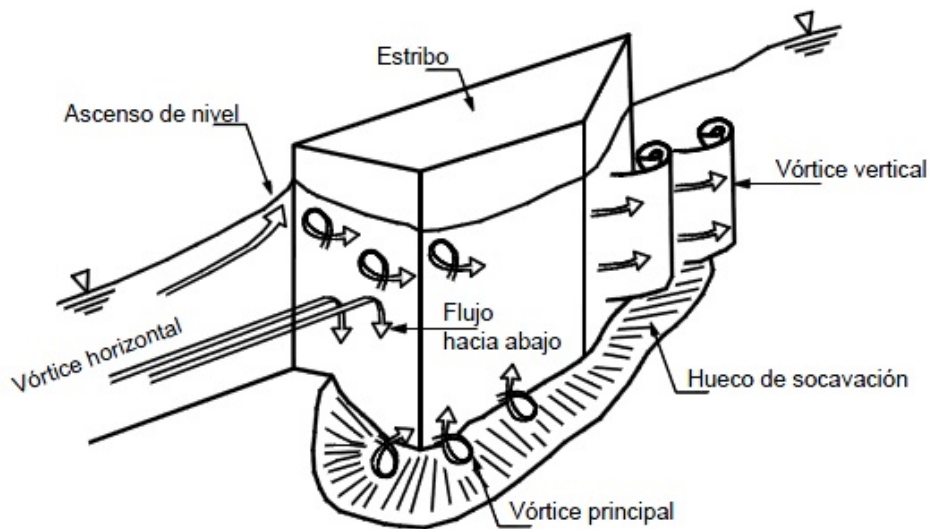


Figura 9: Sistema de vórtices durante la socavación en un estribo.

Fuente: Suárez, (2001)

Los estribos de los puentes representan generalmente puntos de cambio brusco de la sección del río generándose turbulencias, las cuales a su vez producen socavación.

La socavación local en el estribo de un puente ocurre en dos sitios del estribo. Puede ocurrir una gran fosa de socavación en el pie del estribo, causado por un remolino horizontal y otra fosa aguas abajo del estribo causado por un remolino vertical. La fosa formada por el remolino horizontal se forma generalmente en la punta aguas arriba del estribo. El resultado es una socavación de hasta 2.6 veces la socavación debida a la contracción, si el cambio de sección es brusco y de hasta 1.5 veces para cambios de sección gradual (utilizando diques guía).

La mayoría de las fórmulas desarrolladas para calcular la socavación en el estribo se refieren a la estimación de la fosa, producida por el remolino horizontal. La totalidad de estas ecuaciones se basan en experimentos de laboratorio y no han sido verificadas en campo (Richardson y Lagasse, 1999), por lo tanto, se requiere criterios de ingeniería para diseñar las cimentaciones de los estribos,

Para la protección contra la socavación causada por el remolino vertical se puede utilizar riprap o en su defecto un muro o dique para guiar la corriente aguas abajo del

estribo. Estas estructuras también deben protegerse con revestimientos para evitar la erosión.

Cálculo de socavación local en estribos.

Algunos métodos existen para la determinación de la socavación local en estribos: Liu, Chang y Skinner, Laursen, Artamonov, Froehlich, HIRE y Melville. Sin embargo, la incertidumbre existente con relación a la aplicabilidad y a los resultados de las ecuaciones es mayor que para las pilas.

Todas las ecuaciones existentes tienen limitaciones de tipo práctico. Por ejemplo, las ecuaciones han sido desarrolladas para cauces de lecho arenoso y no tienen en cuenta la posibilidad de acorazamiento. Las ecuaciones para el cálculo de la socavación en estribos se basan en información de laboratorio y muy poca información de campo existe para su verificación. Casi todas las ecuaciones dan valores muy conservadores de socavación debido a que consideran que el estribo está en el cauce principal formado por lechos aluviales y a que asumen que el caudal de agua obstruido es proporcional a la longitud del estribo, lo que es raro que ocurra en la realidad. El ingeniero diseñador debe determinar la ecuación que se ajusta mejor a las condiciones de un puente dado. La socavación en los estribos depende de la forma del estribo, las características del sedimento, la forma de la sección transversal, profundidad del flujo en el cauce principal y en las laderas del estribo, el caudal que es interceptado por el estribo y retorna al cauce principal, el alineamiento del cauce, el tiempo de duración de la creciente, etc., factores que no se reflejan debidamente en las ecuaciones existentes.

La socavación en estribos puede ser en agua clara o en lecho móvil (vivo), dependiendo en muchos casos de si el estribo está en las laderas o sobrecargas o si está metido en el cauce principal.

En muchos casos, los estribos pueden diseñarse a criterio del ingeniero con profundidades de cimentación menores que las dadas por las ecuaciones si van a estar protegidos con enrocado colocado hasta el lecho, o si se construyen diques encauzadores aguas arriba del estribo, u otro tipo de protección. Factores económicos

deben considerarse para tomar la decisión final sobre la profundidad de socavación en estribos y su forma de protección.

La socavación local en estribos depende de la interacción del flujo obstruido por el estribo y el aproche de la vía y el flujo en el cauce principal. El caudal que retorna al cauce principal no es una función simple de la longitud de la estructura y es precisamente la longitud del estribo que se opone al paso del agua el parámetro más importante que interviene en el cálculo de la profundidad de socavación local. Socavación más severa ocurre cuando la mayor parte del flujo de las laderas es obstruido y obligado a pasar abruptamente por la abertura del puente. Menos socavación ocurre si el flujo obstruido en las laderas regresa gradualmente al cauce principal en el puente.

Un método simplístico para determinar la longitud del estribo que se opone al paso del agua es superponer la estructura del puente a la del cauce aguas arriba y ver qué tanto cada estribo obstruye el paso del agua. Esto resulta válido para puentes por construir, pero no es así cuando el puente ya está construido y el cauce natural está afectado por los terraplenes de acceso. En este caso, se recurre a comparar una sección de aguas arriba con la sección en el puente, las que pueden ser diferentes en el ancho del cauce principal y estar afectadas por los terraplenes de aproximación, por lo que en vez de superponerlas mecánicamente, es mejor analizar el comportamiento real del flujo y determinar a criterio lo que de verdad el estribo está obstaculizándolo. Para ello, hay que definir en el campo cuales son los extremos del cauce principal, o sea el que lleva agua durante crecientes de cierta frecuencia. Esto se determina por observación directa de cambios de pendiente en la sección transversal, cambios de color en el suelo o en la vegetación o cualquier otro indicio que lleve a diferenciar el cauce principal del cauce de inundaciones. (Guevara, M. 2016)

En las figuras 10 y 11 se ilustra algunos de los casos que se pueden presentar dependiendo de la ubicación del estribo y los niveles de inundación tanto en la zona del puente como en la sección transversal aguas arriba.

L_1 = longitud entre el borde del cauce principal y la pared del estribo (izquierdo o derecho).

L_2 = longitud entre el borde del cauce principal y el punto de intercepción del agua con la ladera.

L_3 = longitud del estribo que se opone al paso del agua.

Las longitudes se consideran positivas cuando se miden desde el borde del cauce principal hacia el exterior y negativas si se miden desde aquel hacia el interior del cauce.

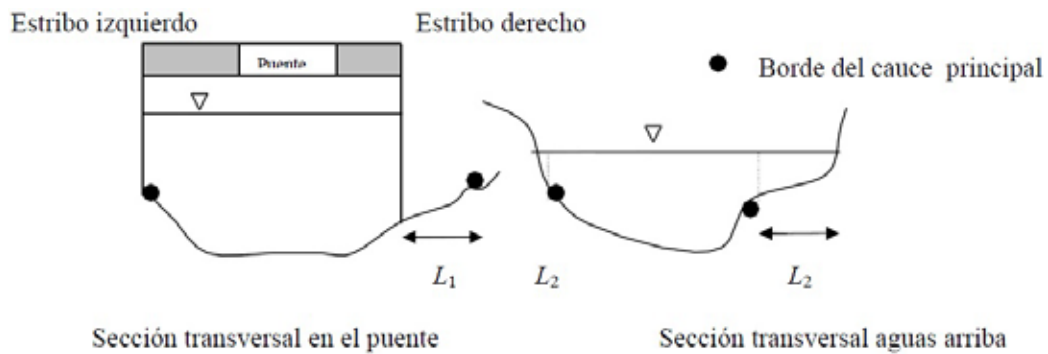


Figura 10: Casos 1 y 2. Estribos alejados del cauce principal.

Fuente: Guevara, M. (2016).

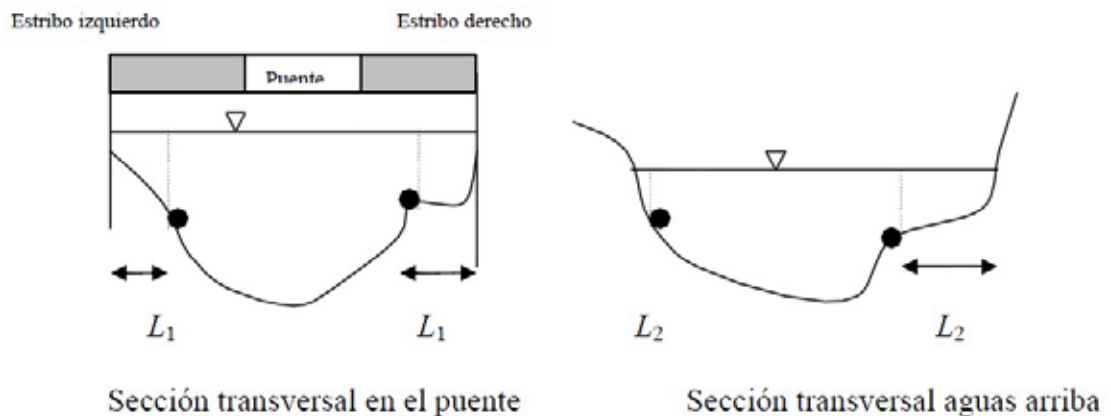


Figura 11: Casos 3 y 4. Estribos al borde o en el cauce principal.

Fuente: Guevara, M. (2016).

Caso 1. Estribo izquierdo, $L_1 > L_2$

$L = L_2 - L_1$; $L =$ negativo y por lo tanto el estribo no obstruye el paso del agua

$$L = 0$$

Caso 2. Estribo derecho, $L_2 > L_1$

$$L = L_2 - L_1;$$

Caso 3. Estribo izquierdo, $L_1 = \text{negativo}$

$$L = L_2 - L_1;$$

$$L = L_2$$

Caso 4. Estribo derecho, $L_1 = \text{negativo}$

$$L = L_2 - (-L_1)$$

$$L = L_2 + L_1$$

Método de Liu, Chang y Skinner.

El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional realizado en 1961.

Socavación en lecho móvil

Estribos que se proyectan dentro del cauce principal.

No existe flujo sobre las bancas del cauce de inundación.

El largo del estribo es menos que 25 veces la profundidad media del agua ($L/h < 25$).

Flujo subcrítico.

Lecho del cauce arenoso.

Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección Ke para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo.

Los valores de las profundidades de socavación deben ser incrementados en un 30% cuando se presentan dunas en el cauce de aproximación al estribo.

Si existe lecho plano o lecho con antidunas, las ecuaciones deben aplicarse tal como se exponen a menos que la antidunas ocurran en el estribo, caso para el cual la profundidad de socavación debe incrementar en un 20%.

Método de Artamonov

Este método permite determinar no solamente la profundidad de socavación al pie de estribos sino al pie de espigones. Depende de los siguientes factores:

Porción del caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente Q_1 O Q_2 .

Talud que tiene los lados del estribo ($mH: 1.0V$).

Ángulo entre el eje longitudinal de la obra y la corriente ().

Método de Laursen

Laursen en la década de los ochenta sugirió dos ecuaciones basándose en el razonamiento sobre el cambio en las relaciones de transporte debido a la aceleración del flujo causada por el estribo, una para socavación en lecho móvil y otra para socavación en agua clara aplicables para las siguientes condiciones (HEC-18, 1993):

Estribos que se proyectan dentro del cauce principal.

Estribos con pared vertical.

No existe flujo sobre las bancas del cauce de inundación.

El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ($L/h < 25$).

Las ecuaciones dan profundidades de socavación máximas e incluyen el efecto de la socavación por contracción, por lo que para estas ecuaciones no se debe incluir el efecto de la contracción del cauce para obtener la socavación total.

Se recomienda que las ecuaciones se apliquen para valores máximos de ds/h igual a 4.0.

Las ecuaciones dadas por Laursen deben resolverse por tanteos.

Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección K para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo.

2.2.4 Efecto del flujo en las sobrecargas sobre la socavación en estribos que se proyectan hasta el cauce principal.

Esta situación considera el caso de que hay flujo de agua, pero no hay transporte de sedimentos en las sobrecargas y que además la longitud proyectada del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del flujo.

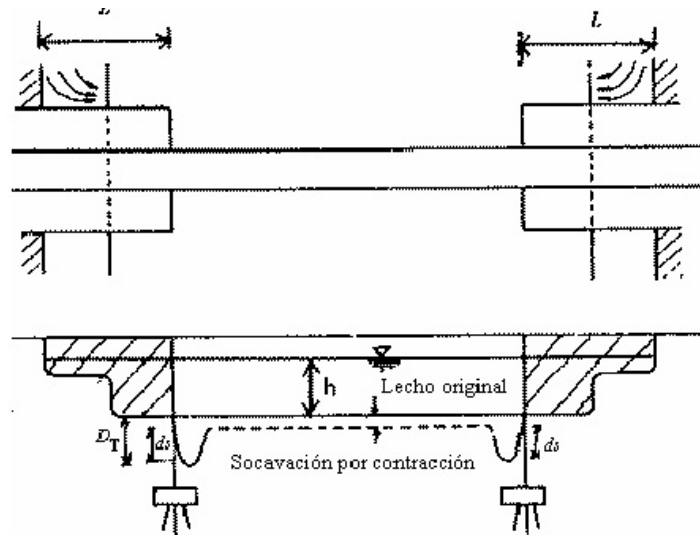


Figura 12: Estribo localizado en el cauce principal con influencia de flujo en las sobrecargas. HEC-18, 1993.

Fuente: Guevara, M. (2016).

Una opción es usar las ecuaciones propuestas por Laursen, calculando la longitud del estribo con la siguiente ecuación.

donde:

L = longitud del estribo (m).

Q_e = caudal obstruido por el estribo y el acceso al puente (m^3/s).

V = velocidad del flujo en el cauce principal (m/s).

h = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal. (m)

Otras opciones son usar la ecuación propuesta por Froehlich o la siguiente ecuación propuesta por Laursen aplicable para socavación en lecho móvil y agua clara:

$$\text{-----}$$

donde:

Q_e = caudal obstruido por el estribo y el acceso al puente.

Q_c = caudal en el cauce principal.

b = ancho del cauce principal.

h_e = profundidad media del flujo aguas arriba en la sobrebanca obstruida.

Esta ecuación no da socavación apreciable cuando no existe flujo sobre la zona de inundación.

2.2.5 Efecto de estribos que llegan al borde del cauce principal

La profundidad de socavación en estribos de pared vertical situados justo al borde del cauce principal se puede calcular con la ecuación dada por Laursen, si no hay apreciable transporte de sedimentos en las sobrebanca. Si el flujo en las sobrebanca es despreciable también lo será la profundidad de socavación correspondiente. Froehlich propuso una ecuación, que como se dijo anteriormente, HEC-18 (1993) recomienda usar para cualquier caso.

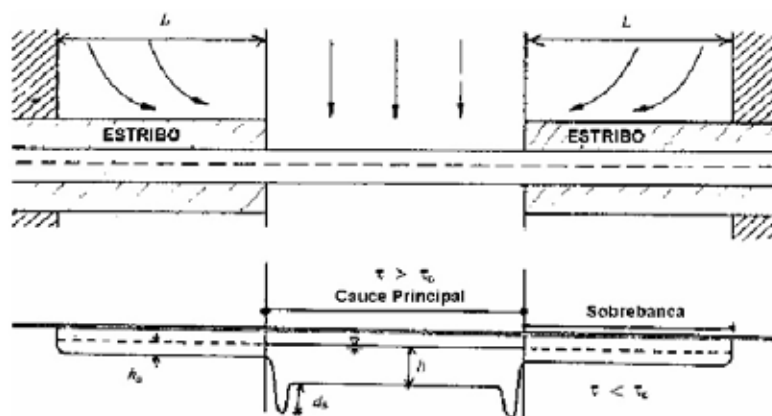


Figura 13: Estribos situados al borde del cauce principal. HEC-18, 1993.

Fuente: Guevara, M. (2016).

2.2.6 Comentarios sobre los métodos de cálculo de la profundidad de socavación local.

Los métodos de cálculo de la profundidad de socavación estribos anteriormente expuestos no son los únicos existentes por lo que para más detalles y otras consideraciones sobre factores que afectan la profundidad de socavación se recomienda consultar C. H. Higuera y G. Pérez (1989) y M. E. Guevara A., 1998.

Las ecuaciones fueron en su mayoría deducidas de modelación física en laboratorio con muy poca verificación en el campo, y por lo tanto, no se tiene certeza sobre su representatividad al usarlas con prototipos.

La mayoría de los métodos empíricos para calcular la socavación local se basan en determinar la máxima profundidad de socavación bajo condiciones de flujo permanente en cauces aluviales, o son ecuaciones derivadas de curvas envolventes de los datos obtenidos en campo y en laboratorio. Los métodos de cálculo contemplan generalmente condiciones medias del flujo y dan valores de profundidad de socavación conservadores.

Para algunos métodos no se sabe con certeza si deben usarse valores medios o puntuales de parámetros como velocidad y profundidad del agua. Una de las causas de incertidumbre respecto a la confiabilidad del cálculo de la profundidad de socavación por los diferentes métodos, radica en que los parámetros de entrada se obtienen puntualmente y corresponden a valores representativos en el momento en que se hacen las mediciones de campo, pero no representan las variaciones que puedan ocurrir en un río a lo largo del tiempo.

Los métodos no tienen en cuenta el tiempo de duración de la avenida y el tiempo necesario para degradar el suelo, el cual es mayor en los suelos cohesivos. En este último caso, se podría adoptar un caudal de diseño con un período de retorno menor, de forma que la ocurrencia de la creciente tenga mayor

frecuencia y se den las condiciones para que se presente la máxima profundidad de socavación.

2.2.7 Sistemas de protección contra la socavación

Las medidas de protección contra la socavación en pilares y estribos, corresponden tanto a la fase de planeamiento y diseño del puente como a la de su operación y mantenimiento. Dado que los estudios, como se ha visto, es difícil prever con exactitud la socavación que se producirá como consecuencia de la profunda interacción entre las estructuras y el río, es necesario considerar los indispensables coeficientes de seguridad. A lo anterior debe añadirse que como consecuencia de la gran movilidad fluvial las condiciones de diseño pueden cambiar, por lo que se hace indispensable las inspecciones y medidas de control periódicas y eventuales, luego de eventos hidrometeorológicos extraordinarios. Todo ello es de vital importancia para la vía del puente y se aplica a la estructura y al río.

Conceptualmente, y en general, hay varios tipos de medidas de protección que pueden considerarse contra la socavación. Una de ellas podría ser impedir o disminuir el desarrollo de vórtices, que son la causa de la erosión local. Para ello se puede recurrir al tratamiento de aspectos hidrodinámicos, puesto que en la medida en la que el pilar tenga una sección transversal más adecuada y una menor dimensión transversal a la corriente, la socavación será menor. Se debe disminuir la presencia de todo aquello que cause vórtices o corrientes secundarias. En algunos proyectos también se ha intentado disminuir la erosión mediante la colocación de barreras aguas arriba del pilar.

Para proteger las márgenes de los ríos, desde tiempos antiguos se han utilizado las obras denominadas muros o diques las que, genéricamente y atendiendo a su posición con relación al cauce, se denominan obras longitudinales. Son muros o revestimientos, suficientemente resistentes a las fuerzas desarrolladas por el agua. En algunos casos también deben diseñarse como muros de contención. Pueden fallar por mala cimentación, volcamiento y deslizamiento, sobre todo las obras que mayor número de fallas ha presentado son aquellas que se construyen con material rígido, como concreto, mampostería y tablestacados, por lo que actualmente es más frecuente

encontrar muros y diques longitudinales contruidos por medio de elementos flexibles como los gaviones.

La socavación puede controlarse de varias formas así:

Construcción de estructuras para manejar el flujo disminuir la profundidad de socavación, tales como estructuras de caída para proteger el fondo aguas abajo de la estructura o revestimientos de la zona expuesta a socavación. Unas de las estructuras más populares son las estructuras guía para la protección de estribos de puentes.

Recubrimiento del cauce El enrocado es el método más común y mejor documentado para el control de socavación en pilas de puentes. Las alternativas de enrocado varían en cuanto al tamaño, forma y masa, como también en su flexibilidad del diseño. La profundidad de socavación puede reducirse colocando enrocado alrededor de la pila, en un ancho de ocho veces el ancho de la pila (Ruff y Nickelson, 1993). Otros sistemas alternativos incluyen los tetrápodos, hexápodos, gaviones, bolsacreto, adoquines unidos por cables y estructuras ancladas

Construcción de cimentaciones profundas muy por debajo del nivel de socavación esperada. La mayoría de los estudios realizados sobre los métodos para el control de la socavación se refieren a la protección de los puentes, sin embargo, los mismos sistemas se han utilizado para la protección de cruces de oleoductos y similares.

Construcción de estructuras flexibles que se adapten a la socavación. Un ejemplo son las estructuras en gaviones o en enrocado.

La Federal Highway administration (FHWA) recomienda la utilización de diques laterales para conducir las aguas al acceso de un puente y disminuir en esta forma la socavación por la contracción junto a los estribos del puente (Figura 14). Este sistema fue presentado en forma detallada por Lagasse y otros (1999).

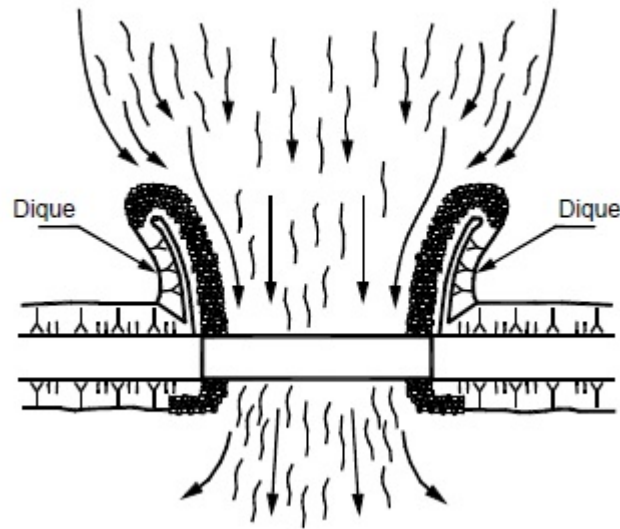


Figura 14: Sistema de diques guía.

Fuente: Suárez, J. (2001)

Al construirse un puente generalmente ocurre una contracción del flujo. El ancho de la corriente es menor en el sitio del puente. Esta contracción genera una socavación local concentrada junto a los estribos. La obstrucción genera un remolino horizontal junto al estribo aguas arriba y un remolino vertical aguas abajo. Entre más marcada y fuerte es la contracción, los remolinos son más fuertes y se produce una socavación mayor.

La construcción de diques que faciliten el flujo y hagan más suave la contracción ayudan a disminuir la socavación y la alejan del estribo, mejorando su estabilidad. Los niveles de turbulencia son menores cuando se construyen diques guía para el flujo. Los diques guía pueden construirse en enrocado, concreto, gaviones, bolsacreto, tierra revestida o cualquier otro material utilizado para la construcción de muros o diques.

Los diques guía se inician junto al estribo y se van separando del centro de la corriente hacia aguas arriba. Los mejores resultados se obtienen con una en planta del

cuarto de una elipse, con una relación entre el eje mayor L_s y el eje menor de 2.5: 1 (Lagasse y otros, 1999). En esta forma se logra un cambio gradual del flujo. El final del dique debe tener una forma redondeada y una pendiente suave (2H: 1 V o menor). Debe tenerse en cuenta que se trata de presentar una socavación importante al final del dique.

2.2.7.1 Los Gaviones

El gavión consiste en un recipiente, por lo general paralelepípedo, de malla de alambre galvanizado lleno de cantos de roca. Aunque es una estructura muy antigua, empleada por los antiguos faraones utilizando fibras vegetales, su uso solamente se popularizó a principios siglo XX en Europa, extendiéndose posteriormente al resto del mundo. En América los gaviones se emplean extensivamente desde hace cerca de cincuenta años.



Figura 15: Sistema de muro de gaviones.

Fuente: Pérez, B. & Rodríguez, J. (2008).

En varios países de América se producen alambres dulces, galvanizados y se fabrican gaviones de excelente calidad; sin embargo, existen en el mercado mallas utilizadas para gaviones de fabricación deficiente o con alambres de mala calidad. La

calidad del alambre y de la malla son factores determinantes en el correcto comportamiento de las obras en gaviones. Los gaviones recubiertos en PVC y los gaviones manufacturados con fibras plásticas se utilizan cuando los gaviones metálicos no son eficientes, por su susceptibilidad a la corrosión.

En ríos de caudal y pendiente estables se depositan sedimentos del río dentro de los poros del gavión y en algunos casos se forman plantas de crecimiento espontáneo que originan la formación de un bloque sólido que aumenta en forma importante la vida útil de los gaviones.

2.2.7.2 Especificaciones Maccaferri para gaviones

De acuerdo a la firma Maccaferri, los gaviones deben cumplir con las siguientes especificaciones:

Descripción general.

El gavión de tipo estándar deberá ser de fuerte galvanización en los tipos y en las medidas indicadas. Será fabricado con refuerzos de los bordes y malla del tipo de las medidas especificadas en los siguientes párrafos. El gavión puede ser dividido mediante diafragmas en celdas cuyo largo no deberá ser superior a una vez y media el ancho del gavión.

Malla.

Las mallas deberán ser del tipo hexagonal a doble torsión y las torsiones serán obtenidas entrecruzando dos hilos tres medios giros. Las medidas de las mallas deberán ser de 8 x 10 centímetros.

Alambre.

Todo el alambre empleado en la fabricación de los gaviones y en las operaciones de amarre en el ensamblaje tendrá que ser conforme con las normas B.S.S. 1052/1942 «Mild Steel Wire» o bien el alambre deberá tener carga de ruptura media de 38-50 kg/mm², este dato es referido al alambre antes de la fabricación de la red. El diámetro del alambre empleado en la fabricación de la red tendrá que ser de 2.7 ó 3.0 mm. (Escoger uno).

Estiramiento del alambre.

La prueba sobre el alambre tiene que ser efectuada antes de la fabricación de la red sobre una muestra de 30 cms de largo. El estiramiento no deberá ser inferior al 12%.

Galvanización.

Todo el alambre usado en la fabricación de los gaviones y en las operaciones de amarre, deberá ser galvanizado conforme con las normas B.S.S. 443/1969 «Galvanized Coating On Wire»

La adherencia del Zinc al alambre deberá ser tal que después de haber envuelto el hilo seis veces alrededor de un mandril que tenga diámetro cuatro veces el del alambre, el revestimiento de Zinc no tendrá que escamarse o rajarse de manera que pueda ser quitado rascando con las uñas.

Refuerzos de los bordes

Todos los bordes de los gaviones, incluidos los paneles laterales y los diafragmas, deberán ser reforzados mecánicamente de manera que puedan impedir que se deshile la red y poseer la misma resistencia de la malla. El alambre usado para reforzar los bordes deberá ser de diámetro mayor que el de la misma red, es decir:

- Para la malla tipo 8 x 10 con alambre de 3.0 mm de diámetro, el refuerzo de los bordes tendrá que ser de diámetro igual o superior a los 3.9 mm.
- Para la malla tipo 8 x 10 con alambre de 2.7 mm de diámetro, el refuerzo de los bordes tendrá que ser de diámetro igual o superior a los 3.4 mm.
- Para la malla tipo 8 x 10 con alambre de 2.4 mm de diámetro, el refuerzo de los bordes tendrá que ser de diámetro igual o superior a los 3.0 mm.

Dimensiones de los gaviones

Se tendrá que proveer junto a los gaviones, una cantidad de alambre de amarre que permita efectuar todas las operaciones de amarre durante la construcción de la obra. La cantidad de hilo de amarre es aproximadamente el 5% del peso de los gaviones.

El diámetro del alambre de amarre será de:

- 2.4 mm para los gaviones con alambre de 3.0 mm de diámetro.
- 2.2 mm para los gaviones con alambre de 2.7 mm de diámetro.
- 2.2 mm para los gaviones con alambre de 2.4 mm de diámetro.

Diafragmas.

Si solicitado, los gaviones podrán ser divididos en el interior mediante la inserción de los diafragmas que formarán celdas de largo superior a una vez y media el ancho del gavión.

Tolerancias.

- Alambre

Se admite una tolerancia de $\pm 2.5\%$ sobre el diámetro de los alambres arriba citados (BSS 1052-42); de consecuencia el peso del gavión está sujeto a una tolerancia de $\pm 5\%$ (que corresponde a una tolerancia menor del 2.5% referido al diámetro de los alambres).

- Gaviones

Se admite una tolerancia de $\pm 5\%$ sobre el ancho y alto de gaviones y una tolerancia de $\pm 3\%$ sobre el largo.

2.2.7.3 Muros en gaviones.

Los muros en gaviones son estructuras de gravedad y su diseño sigue la práctica standard de la Ingeniería civil. Debe tenerse en cuenta de manera muy especial el amarre entre unidades de gaviones para evitar el movimiento de unidades aisladas y poder garantizar un muro monolítico. Por su flexibilidad el muro de gaviones puede deformarse fácilmente al ser sometido a presiones, diferenciándose un poco su comportamiento de los muros convencionales. El muro puede flectarse sin necesidad de que ocurra su volcamiento o deslizamiento y es común encontrar deflexiones hasta el 5% de la altura.

La diversidad de empleo de diversas mallas permite escoger un rango de rigidez o flexibilidad en el muro así:

Si se desea un muro rígido debe emplearse malla electrosoldada, rellenar el gavión con cantos grandes angulosos y colocar una buena cantidad de tirantes de rigidez.

La malla de triple o doble torsión permite una mayor flexibilidad que la malla electrosoldada. Igualmente, la utilización de cantos redondeados permite una mayor deformación de la estructura del muro.

Las mallas eslabonadas simples no se deben utilizar cuando se requiere que el muro no sufra deformaciones importantes.

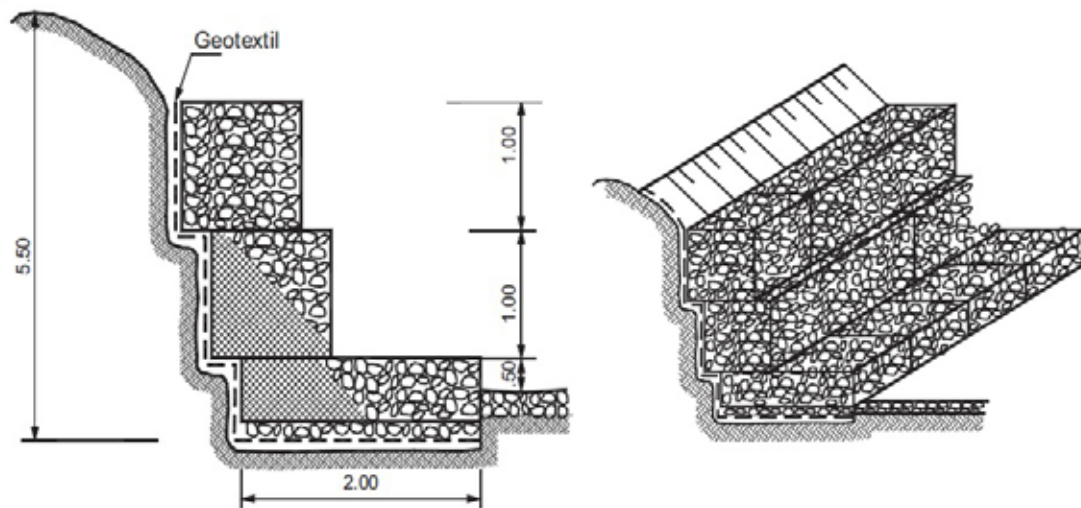


Figura 16: Muros en gaviones.

Fuente: Suárez, J. (2001)

2.2.7.4 Tipos de muro

Los muros en gaviones funcionan como muros de gravedad y se diseñan de acuerdo a los criterios de la mecánica de suelos para muros.

Para efectos de diseño de los muros se tendrán en cuenta tres tipos de muro:

Muro integral en gaviones.

En este caso la única fuerza de gravedad resistente es la del volumen de los gaviones.

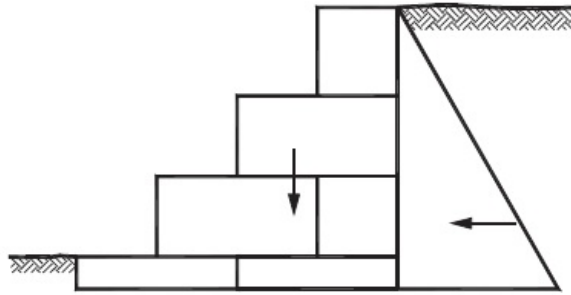


Figura 17: Muro integral.

Fuente: Suárez, J. (2001)

Muro inclinado.

En los muros inclinados el momento de la fuerza de gravedad es mayor en contra del sentido de rotación del movimiento, lo cual representa un aporte adicional a la estabilidad.

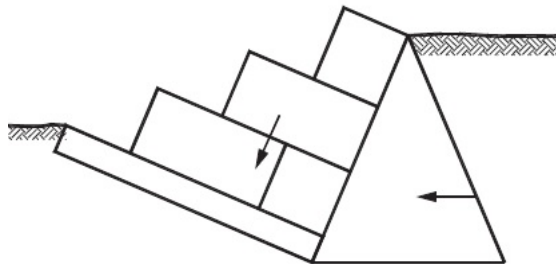


Figura 18: Muro Inclinado

Fuente: Suárez, J. (2001)

Muro con tierra de relleno.

En este tipo de muro aparece una fuerza adicional debida al peso del relleno sobre él.

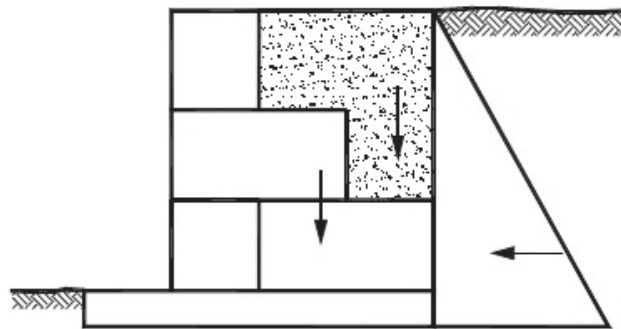


Figura 19: Muro con tierra de relleno.

Fuente: Suárez, J. (2001)

Muro de recubrimiento.

Los gaviones actúan como elemento de confinamiento y la contención es realizada por el peso combinado de los gaviones y el suelo. Este tipo de muro requiere que el talud sea totalmente estable sin el muro.

Para todos los casos enumerados anteriormente se sigue el sistema tradicional de diseño, de acuerdo a la mecánica de suelos. Se recomienda consultar el libro Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales (Suárez, 1998)

Muro de tierra reforzada (tipo Terramesh).

En este muro se construye una pantalla superficial en gaviones rellenos de piedra y el relleno detrás del muro se refuerza utilizando malla similar a la utilizada para la elaboración de los gaviones. El sistema Terramesh es una marca registrada de la firma Maccaferri.

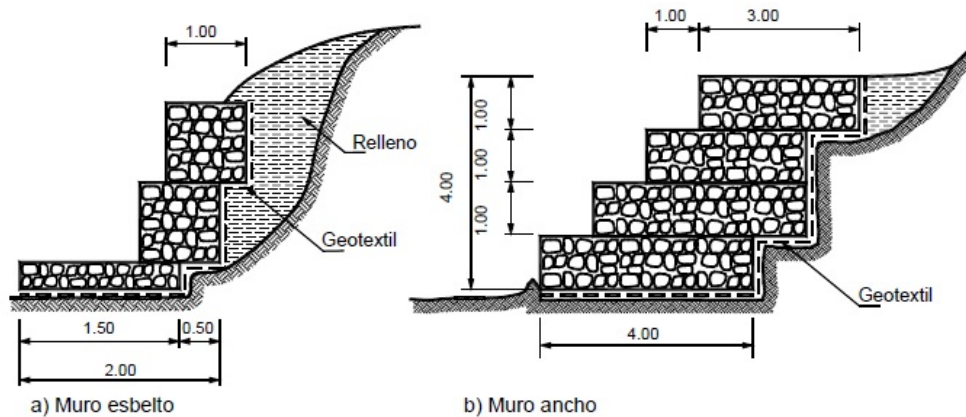


Figura 20: Diseño típico de muros de gaviones.

Fuente: Suárez, J. (2001)

2.2.8 Modelos Hidrodinámicos.

El flujo libre se presenta cuando los líquidos fluyen por la acción de la gravedad y solo están parcialmente confinados por un contorno sólido. En la predicción de las variables de flujo para diferentes condiciones tiene gran importancia el desarrollo de modelos y simulaciones numéricas hidrodinámicas con precisión adecuada que permiten la correcta planificación de obras. Se ha estudiado el uso de modelos analíticos en la solución de fenómenos de mecánica de los fluidos, que están basados

en las leyes de conservación de masa, momento y energía. Según sea el grado de simplificación al que se pueda llegar, manteniendo el nivel de precisión y verificando un buen comportamiento de lo modelado respecto a la naturaleza, se tienen los esquemas hidrodinámicos unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales. Las confluencias son ambientes complejos ya que la convergencia de flujos produce complicados patrones de movimiento de fluidos

Para el presente trabajo, se seleccionaron programas computarizados para el modelamiento y análisis de datos, tales programas son HEC RAS, HEC HMS y ArcGis 10.5 para la extracción información morfológica del río.

HEC RAS

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System) es un modelo hidrodinámico desarrollado por U.S. Army Corps of Engineers, está diseñado para realizar cálculos hidráulicos de una y dos dimensiones para una red completa de canales naturales y construidos. La siguiente es una descripción de las principales capacidades de HEC-RAS.



Figura 21: Mapa de inundación.

Fuente: www.hec.usace.army.mil

Componentes de análisis hidráulico.

Almacenamiento y gestión de datos

Gráficos e informes

Ras Mapper

Componentes del análisis hidráulico

El sistema HEC-RAS contiene varios componentes de análisis de ríos: (1) cálculos de perfil de superficie de agua de flujo constante; (2) simulación de flujo inestable unidimensional y bidimensional; (3) cálculos de transporte de sedimentos límite móvil; y (4) análisis de calidad del agua. Un elemento clave es que los cuatro componentes usan una representación de datos geométricos comunes y rutinas de cálculo geométrico e hidráulico comunes. Además de estos componentes de análisis de ríos, el sistema varias características de diseño que pueden invocarse una vez que se calculen los perfiles básicos de la superficie del agua.

Perfiles de superficie de agua de flujo constante

Simulación de flujo inestable unidimensional y bidimensional

Transporte de sedimentos / cálculo de límites móviles

Análisis de calidad de agua

Perfiles de superficie de agua de flujo constante.

Este componente del sistema de modelado está destinado a calcular los perfiles de la superficie del agua para un flujo constante gradualmente variado. El sistema puede manejar una red completa de canales, un sistema dendrítico o un alcance de un solo río. El componente de flujo constante es capaz de modelar los perfiles de la superficie del agua en regímenes de flujo subcrítico, supercrítico y mixto.

El procedimiento computacional básico se basa en la solución de la ecuación de energía unidimensional. Las pérdidas de energía se evalúan por fricción (ecuación de Manning) y contracción / expansión (coeficiente multiplicado por el cambio en la altura de la velocidad). La ecuación de impulso puede usarse en situaciones en las que el perfil de la superficie del agua varía rápidamente. Estas situaciones incluyen cálculos de régimen de flujo mixto (es decir, saltos hidráulicos), sistemas hidráulicos de puentes y evaluación de perfiles en confluencias de ríos (cruces de corrientes).

El potencial de transporte de sedimentos se calcula por fracción de tamaño de grano, lo que permite la simulación de la clasificación y el blindaje hidráulico. Las características principales influyen la capacidad de moldear una red completa de corrientes, dragado de canales, diversas alternativas de invasión de diques, y el uso de varias ecuaciones diferentes para el cálculo del transporte de sedimentos.

El modelo está diseñado para simular tendencias al largo plazo de socavación y deposición de un canal de corriente que podría resultar de modificar la frecuencia y duración de la descarga de agua y la etapa, o modificar la geometría del canal. Este sistema se puede utilizar para evaluar la deposición en depósitos, diseñar las contracciones de los canales necesarios para mantener las profundidades de navegación, predecir la influencia del dragado en la tasa de deposición, estimar la máxima posible durante inundaciones y evaluar la sedimentación en canales fijos.

Gráficos e informes

Los gráficos incluyen diagramas X-Y del esquema del sistema fluvial, secciones transversales, perfiles, curvas de calificación, hidrogramas y mapeo de inundaciones. También se proporciona una gráfica tridimensional de múltiples secciones transversales. El mapeo de inundación se realiza en la parte del software HEC-RAS Mapper. Los mapas de inundación también se pueden animar y contienen múltiples capas de fondo (terreno, fotografía aérea, etc.).

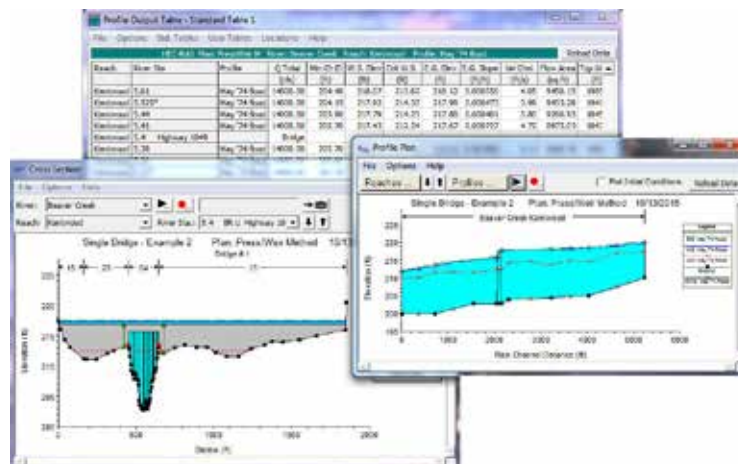


Figura 23: Las funciones de informe permiten la salida impresa de datos.

Fuente: www.hec.usace.army.mil

HEC HMS

La representación física de una cuenca se logra con un modelo de cuenca. Los elementos hidrológicos están conectados en una red dendrítica para simular procesos de escorrentía. Los elementos disponibles son: subcuenca, alcance, unión, depósito, desvío, fuente y sumidero. La computación procede de elementos aguas arriba en una dirección aguas abajo.

Una variedad de diferentes métodos está disponible en este software para simular pérdidas de infiltración. Las opciones para el modelado de eventos incluyen constante inicial, número de curva SCS, exponencial, Green Ampt y Smith Parlange. El método de constante de déficit de una capa se puede utilizar para el modelado continuo simple. El método de contabilidad de humedad del suelo de tres capas se puede utilizar para el modelado continuo de ambientes complejos de infiltración y evapo-transpiración. Los métodos cuadriculados están disponibles para la constante de déficit, Green Ampt, número de curva SCS y métodos de contabilidad de humedad del suelo. Se puede agregar un componente de dosel para representar la interceptación y la transpiración. Se puede agregar un componente de superficie para representar el almacenamiento de depresión.

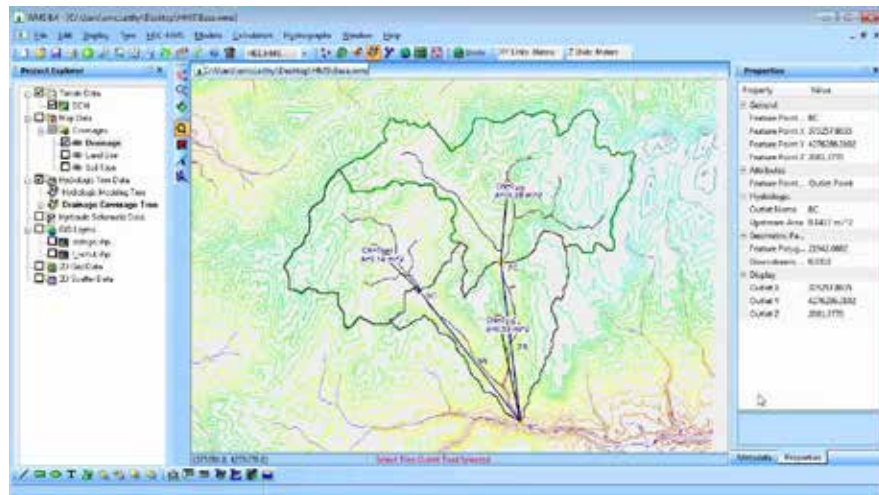


Figura 24: Interfaz de HEC-HMS

Fuente: <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/>

Contiene siete métodos para transformar el exceso de precipitación en escorrentía superficial. Los métodos de hidrografía unitaria incluyen las técnicas Clark, Snyder y SCS. También se puede utilizar el hidrograma unitario especificado por el usuario o las ordenadas en s-graph. El método Clark modificado (ModClark) es un método lineal de hidrografía unitaria casi distribuida que se puede utilizar con datos meteorológicos cuadrículados. También incluye una implementación del método de onda cinemática con múltiples planos y canales.

Contiene cinco métodos para representar las contribuciones del flujo base al flujo de salida de la subcuenca. El método de recesión proporciona un flujo de base exponencialmente decreciente de un solo evento o múltiples eventos secuenciales. El método mensual constante puede funcionar bien para la simulación continua. El método de depósito lineal conserva la masa al enrutar la precipitación infiltrada al canal. El método no lineal de Boussinesq proporciona una respuesta similar al método de recesión, pero los parámetros pueden estimarse a partir de las cualidades medibles de la cuenca.

Sistema de Información Geográfica (SIG) y ArcGis

El SIG es cualquier sistema de información capaz de integrar, almacenar, editar, analizar, compartir y mostrar la información geográficamente referenciada. En un sentido más genérico, los SIG son herramientas que permiten a los usuarios crear consultas interactivas, analizar la información espacial, editar datos, mapas y presentar los resultados de todas estas operaciones. La razón fundamental para utilizar un SIG es la gestión de información espacial.

El sistema permite separar la información en diferentes CAPAS (Layers) temáticas y las almacena independientemente, permitiendo trabajar con ellas de manera rápida y sencilla, y facilitando al profesional la posibilidad de relacionar la información existente a través de la topología de los objetos, con el fin de generar otra nueva que no podríamos obtener de otra forma.

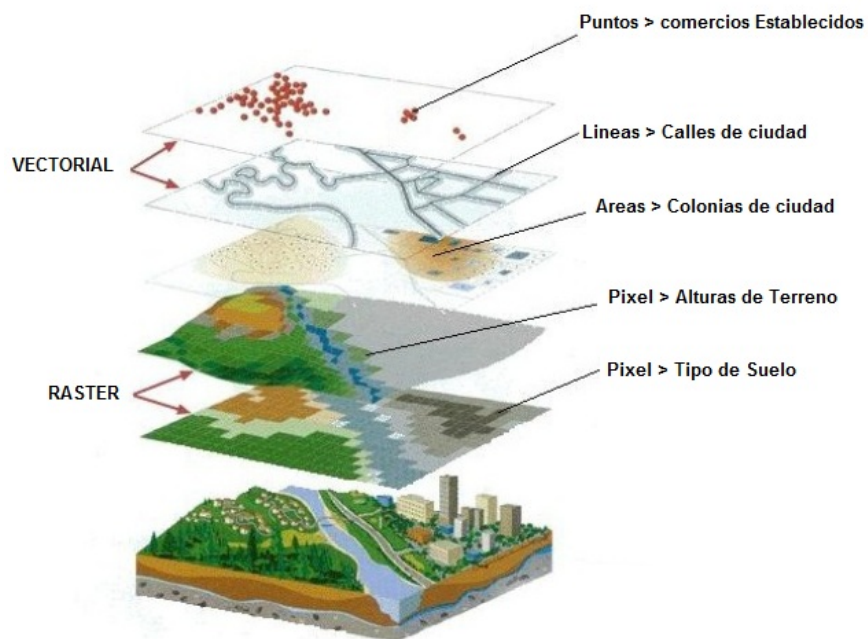


Figura 25: Tipos de datos SIG.

Fuente: <http://www.aulati.net/?tag=bases-de-datos-geograficas>.

Los geodatos son información acerca de ubicaciones geográficas almacenadas en un formato que se puede usar con un sistema de información geográfica (SIG). Los geodatos se pueden almacenar en una base de datos, geodatabase, shapefile, cobertura, imagen de ráster o incluso en una tabla dbf u hoja de cálculo.

En su forma más simple, un ráster consta de una matriz de celdas (o píxeles) organizadas en filas y columnas (o una cuadrícula) en la que cada celda contiene un valor que representa información, como la temperatura. Los rásteres son fotografías aéreas digitales, imágenes de satélite, imágenes digitales o incluso mapas escaneados.

Los datos almacenados en formato ráster representan fenómenos del mundo real:

Los datos temáticos (también conocidos como discretos) representan entidades como datos de la tierra o de uso de la tierra.

Los datos continuos representan fenómenos como la temperatura, la elevación o datos espectrales, entre ellos imágenes satelitales y fotografías aéreas.

Las imágenes incluyen mapas escaneados o dibujos y fotografías de edificios.

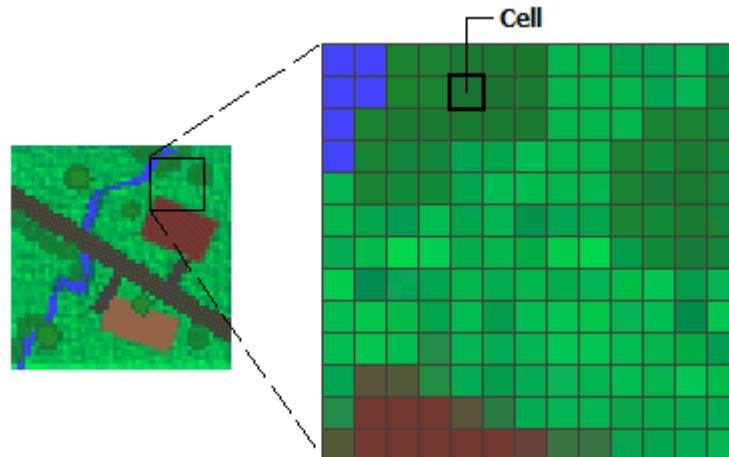


Figura 26: Almacenamiento de información.

Fuente: www.desktop.arcgis.com

Los rásteres temáticos y continuos se pueden visualizar en el mapa en forma de capas de datos junto con otros datos geográficos, pero a menudo se utilizan como datos de origen para el análisis espacial con la extensión de Extensión ArcGIS Spatial Analyst. Los rásteres de imágenes suelen utilizarse como atributos en tablas: pueden visualizarse con datos geográficos y se utilizan para transmitir información adicional acerca de las entidades geográficas de mapas.

Los rásteres son apropiados para representar datos que cambian continuamente en un entorno (superficie). Ofrecen un método efectivo para almacenar la continuidad en forma de superficie. También proporcionan una representación de superficies con espacios regulares. Los valores de elevación que se miden desde la superficie de la Tierra son la aplicación más común de los mapas de superficie, pero otros valores, como las precipitaciones, la temperatura, la concentración y la densidad de población, también pueden definir superficies que se pueden analizar espacialmente. En el siguiente ráster se visualiza la elevación: se utiliza el color verde para mostrar una elevación menor y celdas de color rojo, rosa y blanco para mostrar elevaciones mayores.

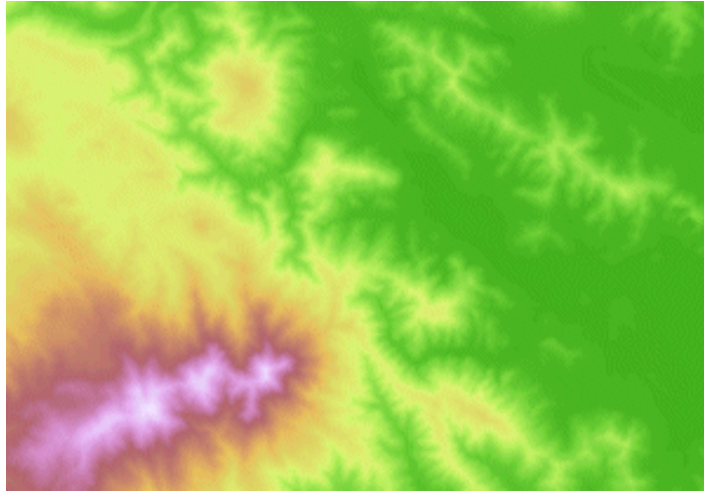


Figura 27: Forma de mapa de superficie.

Fuente: www.desktop.arcgis.com

En los datasets ráster, cada celda (también conocida como píxel) posee un valor. Los valores de celda representan el fenómeno descrito por el dataset ráster, como, por ejemplo, una categoría, magnitud, altura o valor espectral. La categoría podría ser una clase de uso del suelo como, por ejemplo, una pradera, bosque o carretera. Una magnitud podría representar la gravedad, contaminación acústica o porcentaje de precipitaciones. La altura (distancia) podría representar una elevación de superficie por encima del nivel medio del mar, que se utilizaría para obtener propiedades de pendiente, orientación y cuenca hidrográfica. Los valores espectrales se utilizan en las imágenes de satélite y en las fotografías aéreas para representar la reflectancia de la luz y el color.

2.3 Bases Legales

Medio Ambiente (2006)

La Ley Orgánica del Ambiente señala en su artículo 3 las definiciones de varios conceptos entre los que destaca el de ambiente, al respecto establece lo siguiente, cito:

“Conjunto o sistema de elementos de naturaleza física, química, biológica o socio cultural, en constante dinámica por la acción humana o natural, que rige y condiciona la existencia de los seres humanos y demás organismos vivos, que interactúan permanentemente en un espacio y tiempo determinado.”

En relación con la definición anterior, se llama medio ambiente al conjunto de recursos naturales, sociales y culturales que existen en un lugar determinado. Estos recursos están constituidos por bienes tangibles.

Ley de Desarrollo Sostenible (2000)

De acuerdo con la legislación venezolana, la protección del medio ambiente como un deber ciudadano, lo contempla la Constitución de la República Bolivariana de Venezuela, publicada en Gaceta Oficial N.º 5.453 de fecha 24 de marzo de 2000. La norma incluye un capítulo completo sobre los Derechos Ambientales, fundamentado en el desarrollo sustentable y los principios contenidos en los tratados internacionales. En el Título III que lleva por nombre: De los Derechos Humanos y Garantías, y de los Deberes, Capítulo IX De los Derechos Ambientales.

Ley de aguas, Gaceta Oficial de la República Bolivariana de Venezuela N° 35.595.

Esta ley tiene por objeto establecer las disposiciones que rigen la gestión integral de las aguas, como elemento indispensable para la vida, el bienestar humano y el desarrollo sustentable del país, y es de carácter estratégico e interés de Estado.

Ley Orgánica del Ambiente (2006)

Esta ley tiene por objeto establecer las disposiciones y desarrollar los principios rectores para conservación del ambiente en el marco del desarrollo sustentable como derecho y deber fundamental del Estado y de la Sociedad, para logro del bienestar social, contribuyendo al sostenimiento del planeta, en interés de la humanidad.

Plan de Desarrollo Urbano Local.

Es un instrumento de planificación para organizar el entorno urbano, propiciando un desarrollo articulado, coherente y concentrado, que refleje el equilibrio entre la localización de actividades y los servicios requeridos. Su objetivo principal es plantear un “*mapa de ruta*” que oriente el desarrollo del Municipio para las generaciones futuras, de acuerdo a lineamientos estratégicos enfocados en elevar la calidad de vida de la comunidad. Al elaborar un PDUL, es posible diseñar un crecimiento armónico del municipio, integrando en la planificación el desarrollo de los servicios de redes,

vialidad y equipamientos urbanos, considerando las necesidades de la población y su proyección con el futuro.

Ley orgánica de ordenación urbanística, Gaceta Oficial de La Republicad Bolivariana de Venezuela n° 38.868.

La presente ley tiene por objeto la ordenación del desarrollo urbanístico en todo el territorio nacional con el fin de procurar el crecimiento armónico de los centros poblados. El desarrollo urbanístico salvaguarda los recursos ambientales y la calidad de vida en los centros urbanos, la misma comprende el conjunto de acciones y regulaciones tendentes a la planificación, desarrollo, conservación y renovación de los centros poblados.

Ley orgánica para la ordenación del territorio, Gaceta Oficial de La República Bolivariana de Venezuela N° 3.238 Extraordinario.

La presente ley tiene por objeto establecer las disposiciones que regirán el proceso de ordenación del territorio en concordancia con la estrategia de Desarrollo Económico y Social a largo plazo de la Nación. Se entenderá por ordenación del territorio de regulación y promoción de la localización de los asentamientos humanos, de las actividades económicas y sociales de la población, así como el desarrollo físico espacial, con el fin de lograr una armonía entre el mayor bienestar de la población, la optimización de la explotación y uso de los recursos naturales y la protección y valorización del medio ambiente, como objetivos fundamentales de desarrollo integral.

2.4 Definición de Términos Básicos.

Precipitación: Resultado de la condensación del vapor de agua atmosférico, el cual se deposita en la superficie de la tierra.

Cuenca: es un territorio vaciado por un único sistema de drenaje natural, es decir, que sus aguas dan al mar a través de un único río, o que vierte sus aguas a un único lago endorreico

Avenidas: Elevación del nivel de un flujo de agua notoriamente mayor que el caudal medio del mismo. También conocida como crecidas.

Cauce: Lugar físico por donde mana el agua en su curso de un arroyo o río, es decir, a la depresión del terreno que contiene el agua.

Erosión: Proceso en el cual el suelo y las partículas que lo componen son separadas por agua.

Escorrimento Pluvial: Lámina de agua que circula sobre la superficie de una cuenca de drenaje.

Estiaje: Nivel más bajo menor de un río, arroyo, o quebrada en una determinada época del año.

Socavación: Resultado de la acción erosiva del flujo de agua que arranca o acarrea material de lecho y de las bancas de un cauce, convirtiéndose en una de las causas más comunes de falla en puentes.

Thalweg o vaguada: Es la línea que marca la parte más profunda de un valle, y es el camino por el que discurren las aguas de las corrientes naturales. En términos científicos, se utiliza también el nombre de *Talweg*, una voz procedente del alemán que significa «camino del valle», y que es la línea que une los puntos de menor altura en un valle o en el cauce de un río y donde la corriente, si la hay, es más rápida.

Riprap: también conocida como rip rap, rip-rap, rock shot, armadura de roca o escombros, es roca u otro material utilizado para blindar costas, lechos de ríos, pilares de puentes y otras estructuras de la costa contra la erosión por erosión, agua o hielo.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

La siguiente investigación consiste en el estudio hidráulico – hidrológico del puente ubicado sobre el Río Cabriales en la Av. Sesquicentenario, Municipio Valencia, Estado Carabobo, Venezuela; el presente capítulo pretende explicar de qué manera se llevara a cabo lo antes expuesto y como se ha de concretar, entendiéndose que el marco metodológico representa el “cómo se realizara la investigación, muestra el tipo y diseño de la investigación, población, muestra, técnicas e instrumentos para la recolección de datos, validez, confiabilidad y las técnicas para el análisis de datos” (Finol de Franco & Camacho, 2008).

3.1 Tipo de Investigación.

Un proyecto factible consiste en la investigación, elaboración y desarrollo de una propuesta de un modelo operativo viable para solucionar problemas, requerimientos o necesidades de organizaciones o grupos sociales según lo expresa (Libertador, 2002), en este sentido ya que el objetivo de esta investigación es desarrollar un análisis hidráulico de socavación en un puente y su aplicación en el puente ubicado sobre el Río Cabriales en la Av. Sesquicentenario, Municipio Valencia, Estado Carabobo, Venezuela; se considera que la misma es del tipo de proyecto factible ofreciendo como resultado una solución al tema de la inspección a los puentes en Venezuela.

3.2 Diseño de la Investigación.

“Es la estrategia general que adopta el investigador para responder al problema planteado. En atención al diseño, la investigación se clasifica en: documental, de campo y experimental” (Arias, 2006). El diseño de investigación señala la forma de conceptualizar un problema de investigación y la manera de colocarlo dentro de una estructura que sea guía para la experimentación (En el caso de los diseños experimentales) y de recopilación de datos. La estrategia adoptada en la presente investigación para la resolución de la problemática inicia a través de la recolección de toda la data existente y necesaria para hacer el estudio o análisis hidráulico a través de un software,

pronosticando la posibilidad de socavación del puente en estudio y evaluar posibles soluciones en caso de que ocurra dicho fenómeno. Es importante destacar que en esta investigación los datos serán extraídos directamente del puente en estudio, lo cual corresponde a un diseño de investigación de campo, en el cual “los datos de interés se recogen en forma directa de la realidad, mediante el trabajo concreto del investigador y su equipo.

3.3 Nivel de la Investigación.

“El nivel de investigación se refiere al grado de profundidad con que se aborda un fenómeno u objeto en estudio”. (Arias, 2006). De acuerdo con esto, el nivel del presente trabajo corresponde al descriptivo, definido según (Tamayo y Tamayo, 2003) como aquel que comprende la “descripción, registro, análisis e interpretación de la naturaleza actual, y la composición o procesos de los fenómenos. El enfoque se hace sobre conclusiones dominantes o sobre una persona, grupo o cosa se conduce o funciona en el presente”, de igual forma (Sabino, 1992) expresa que “en una investigación de nivel descriptivo, su preocupación primordial radica en describir algunas características fundamentales de conjuntos homogéneos de fenómenos. Las investigaciones descriptivas utilizan criterios sistemáticos que permiten poner de manifiesto la estructura o el comportamiento de los fenómenos en estudio, proporcionado de ese modo información sistemática y comparable con la de otras fuentes”. En relación a esto, la actual investigación pretende profundizar en cuanto al estudio hidráulico del puente en estudio, con su respectivo análisis de socavación y la evaluación de una posible solución o recomendación para estos resultados.

En este trabajo de grado, se aplicará la observación directa e indirecta. Directa a propósito de recopilar toda la información actual del área de trabajo, mediante instrumentos apropiados de medición tales como: lectura de estaciones pluviométricas, cinta métrica. Mientras que, de forma indirecta, mediante el uso de planos, documentos bibliográficos y fotos referenciales.

3.4 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

“Se entenderá por técnica, el procedimiento o forma particular de obtener datos o información” (Arias, 2006). El ser humano desde el principio de los tiempos ha utilizado la observación, a través de sus sentidos de percepción para recolectar la información que considera importante en su aprendizaje y desarrollo, de la misma forma, el “percibir activamente de la realidad exterior con el propósito de obtener los datos que, previamente, han sido definidos como de interés para la investigación” (Sabino, 1992) constituye la mejor aplicación para la recolección de datos que en el marco teórico del presente trabajo, se han constituido como los aspectos influyentes y determinantes en el estudio hidráulico para el puente en estudio. Ahora bien, en función a la técnica, aparecen los instrumentos de recolección de datos necesarios para manejar y administrar la información obtenida, siendo estos definidos como “cualquier recurso, dispositivo o formato (en papel o digital, que se utiliza para obtener, registrar o almacenar información” (Arias, 2006). En función a esto, la información que se maneja en el presente trabajo será adquirida por medio de recursos físicos de carácter bibliográfico, así como también datos obtenidos en campo; por otro lado, los dispositivos de manejo y administración de la información corresponden a medios digitales y tecnológicos como lo son aquellos programas de almacenamiento de información y administración de datos.

3.5 Fases Metodológicas.

Con el fin de llevar a cabo una correcta metodología en la investigación, que permita al lector entender de manera secuencial y ordenada los pasos necesarios a seguir para la ejecución y consumación del objetivo principal del presente trabajo, se señalan a continuación, las fases en las que se desarrollara el tema en estudio

Fase I: Recopilación de toda la data correspondiente al cauce como base de estudio para la presente investigación.

En el presente trabajo de grado es indispensable el uso de la data correspondiente al cauce con los equipos y herramientas adecuados para realizar el análisis hidráulico

de manera adecuada. Se tomarán datos que afecten de manera directa e indirecta al río en estudio.

Fase II: Determinación del caudal de diseño para la aplicación de los métodos numéricos.

A través del estudio de la cuenca que alimenta al río de estudio, se determinará el caudal de diseño para la resolución de fórmulas empíricas, el cual constituye el inicio de la determinación del fenómeno de socavación.

Fase III: Análisis del fenómeno de socavación tanto como a nivel general como local en estribos, mediante distintos procesos y formulaciones para garantizar la seguridad y estabilidad del mismo.

Es de suma importancia conocer la profundidad a la que pueda llegar la socavación, ya que es relevante para diseñar la cimentación de los puentes. De esta forma se busca garantizar la correcta trabajabilidad, estabilidad y seguridad del puente.

Fase IV: Evaluación de una posible canalización de las áreas adyacentes al punto de implantación del puente, mediante una propuesta de encausamiento para minimizar problemas derivados en caso de ocurrencia de crecidas.

En esta fase luego de obtener resultados previos en cuanto al crecimiento del cauce, se evaluará la posibilidad de un sistema de canalización del mismo. Brindando así la mayor seguridad en tiempos de lluvia para las áreas adyacentes al punto de implantación del puente.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

Con la finalidad de desarrollar cada uno de los objetivos específicos y dar cumplimiento así al objetivo general del estudio, el cual se basa en el Estudio de socavación en el puente ubicado sobre el río Cabriales, en la av. Sesquicentenario, Boca de Río, Municipio Valencia, Edo. Carabobo, se diseñó una metodología que será descrita a continuación:

4.1 Diagnosticar información relevante respecto a los estudios asociados al fenómeno de socavación generados en las fundaciones del puente sobre el río Cabriales.

Siempre resulta complejo recolectar la información necesaria para hacer estudios de socavación y crecidas en puentes ya sea que estén construidos o por construir, y por lo general, nunca se está satisfecho con la suficiente y calidad de ella. Fue necesario recolectar información de oficina y de campo desde el punto de vista hidrológico, hidráulico, topográfico y de suelos. Para poder realizar los cálculos necesarios expresados en capítulos previos. Se crearon diferentes bases de datos, en éstas se encuentra información obtenida de estudios realizados, tales como, el trabajo de grado presentado por Valencia, F., **“Estudio de la amenaza de inundación en un tramo del río Cabriales en el Estado Carabobo”**, (2012), del cual se pudo obtener los parámetros geomorfológicos, morfométricos de la cuenca de estudio, así como también datos correspondientes a los estudios hidrológicos, los cuales fueron importantes para la caracterización del flujo del río. El siguiente trabajo de grado presentado por Guédez G. & Marvez S., **“Estudio de socavación y análisis de crecidas en puente ubicado en tramo av. Sesquicentenario, Municipio Valencia Edo. Carabobo”**, (2017), fue importante para la obtención del caudal de diseño, ya que se encuentra cercano a la zona de estudio del presente trabajo de grado.

A continuación, se detallan los parámetros de dichos estudios antes mencionados.

4.1.1 Estudios geomorfológicos de la cuenca

Ubicación geográfica e hidrográfica

El río Cabriales se encuentra dentro de la cuenca de su mismo nombre, en el Estado Carabobo, su nacimiento se tiene en la vertiente sur de la serranía del litoral (Briceño et al, 1999), en el Parque Nacional San Esteban a una cota aproximada de 1.650 msnm entre los cerros Agua Linda y El Novillo, recorre de norte a sur pasando por los siguientes municipios: Naguanagua y Valencia donde desemboca en el desparramadero El Paito. La delimitación geográfica de la cuenca del río Cabriales es como sigue: por el norte la cordillera de la costa con coordenadas: $10^{\circ} 20' 33.42''$, por el sur con la cuenca del río Pao cuyas coordenadas son: $10^{\circ} 5' 44.02''$, por el este con la cuenca del río Los Guayos (municipio San Diego) cuyas coordenadas son: $67^{\circ} 58' 21.70''$ y por el oeste con la cuenca del río Guataparó y Tocuyito con coordenadas: $68^{\circ} 4' 31.58''$. En la Figura 28 se representa la ubicación nacional, en la Figura 29 la ubicación regional y en la Figura 30 la ubicación local de la cuenca.



Figura 28: Localización satelital nacional cuenca río Cabriales.

Fuente: Pérez, M. (2020).

La cuenca del río Cabriales se caracteriza por tener ríos de tipo efímero y perenne. Los de tipo efímero se presentan en la parte alta de las formaciones orográficas, específicamente al norte, este y oeste de la cuenca. Dentro de los del tipo perenne se puede mencionar al río Retobo, quebrada La Florida, quebrada Unión, que son los principales afluentes del Cabriales. El río Retobo tiene una longitud de 8,99 km con área de drenaje de 30,24 km². La pendiente promedio del cauce es de 9,51 %, nace en la cota 1360 msnm y se une al río Cabriales en la cota 504 msnm. La quebrada La Florida tiene una longitud de 6,35 km con área de drenaje de 8,59 km². La pendiente promedio del cauce es de 14.20 %, nace en la cota 1520 msnm y se une al río Cabriales en la cota 535 msnm. La quebrada Unión tiene una longitud de 3.0 km con un área de drenaje de 3.00 km². La pendiente promedio del cauce es de 9.20 %, nace en la cota 780 msnm y se incorpora al río Cabriales en la cota 504 msnm.



Figura 29: Localización satelital regional, Estado Carabobo.
Fuente: Pérez, M. (2020).

El río Cabriales fluye hacia el sur de la cuenca, apreciándose una cantidad importante de meandros y puentes, donde discurre por diversas zonas urbanas, sirviendo como uno de los drenajes primarios de la ciudad, hasta descargar en forma natural en el desparramadero El Paito al sur de la ciudad desde donde se desbordan hacia la cuenca del río Pao (Morassutti, 2005). El río Pao es una subcuenca del río Orinoco y alimenta los embalses Pao-Cachinche y Pao-Las Balsas.

El patrón de la red de drenaje de la cuenca, sigue un modelo de tipo dendrítico bien definido, hasta la progresiva 24+000 km, donde continua como una sola corriente sin afluentes. En la Figura 33 se muestra las subcuencas.

La clasificación morfológica de los ríos se puede realizar desde varios puntos de vista (Maza et al, 1997), y en este caso se procedió en primer lugar por su condición de estabilidad y en segundo lugar por su geometría. Sin embargo, conviene tener en cuenta que en la naturaleza se puede presentar cualquier condición intermedia entre las definidas en una clasificación (Maza et al, 1997), más aún cuando éste se realiza en lugares planos con baja pendiente, como es el caso de este río.



Figura 30: Localización satelital local.

Fuente: Pérez, M. (2020).

Parámetros morfométricos de la cuenca

La información básica recopilada para el estudio de los parámetros morfométricos de la cuenca fue obtenida del estudio realizado por Valencia, F. (2012), incluye trabajos científicos e información de campo, así como también imágenes satelitales (MDE) que fueron obtenidas para la caracterización de la cuenca mediante el software ArcGis y por otra parte del programa informático Google Earth disponible en la web.

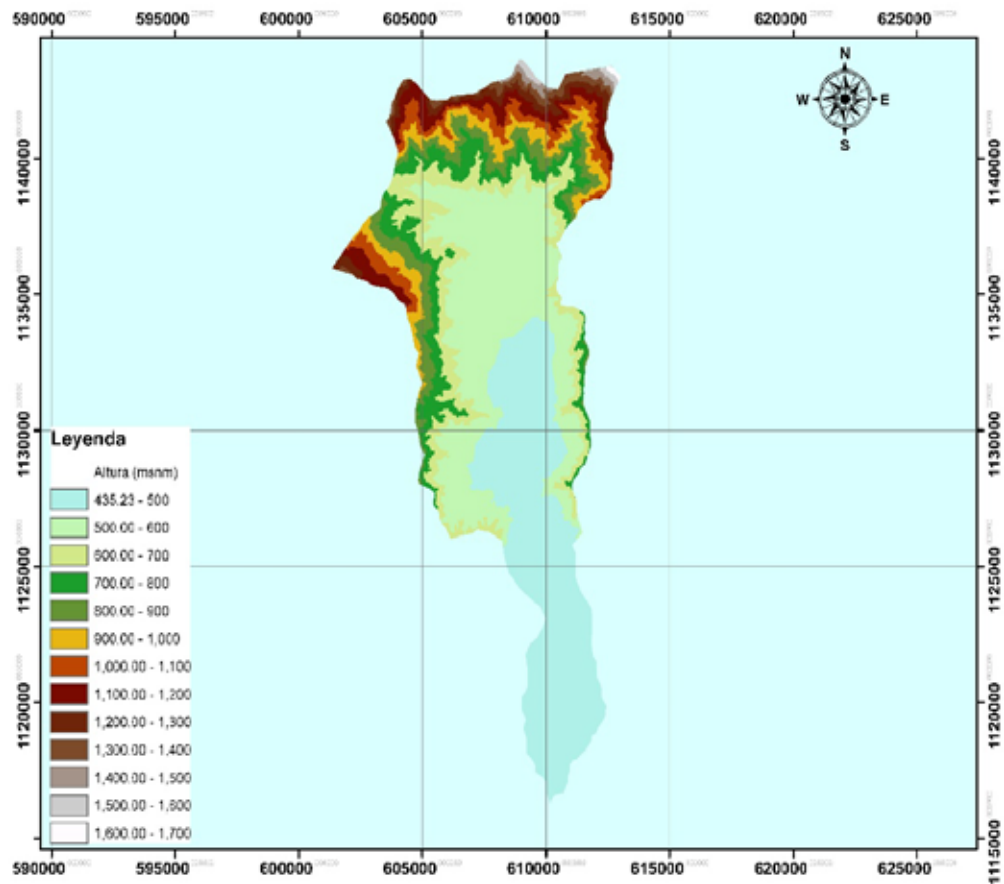


Figura 31: Modelo Digital de Elevación (MDE)

Fuente: Valencia, F (2012)

Parámetros morfométricos		Características
Forma de la cuenca		Alargada
Área (ha)		14.821,37
Área (Km ²)		148,21
Superficie (ha)		17.962,68
Superficie (Km ²)		179,62
Perímetro (Km)		75,97
Coeficiente de compacidad		1.759
Elevación (msnm)		
	Máxima	1.680,00
	Mínima	434,00
	Media	669,608
	Mediana	570,00
	Inicio del cauce principal	1.460,00
Amplitud del relieve (m)		1.196,00
Pendiente media de la cuenca (%)		25,34
Pendiente media de la cuenca (m/m)		0,2534
Pendiente media del cauce principal (%)		0,93
Pendiente media del cauce principal (m/m)		0,0093
Longitud del cauce principal (m)		36.000,00
Longitud de cauces secundarios (m)		340.903,51
Longitud total de cauces (m)		459185,03
Desnivel del cauce (m/Km)		28,50
Densidad de drenajes (m/ha)		31,06
Patrón de drenaje		Dendrítico
Distancia al centroide (m)		17.760,00
Coeficiente de torrencialidad (N ₁ /Km ²)		6,67

Figura 32: Características morfométricas de la cuenca del río Cabriales.

Fuente: Valencia, F (2012)

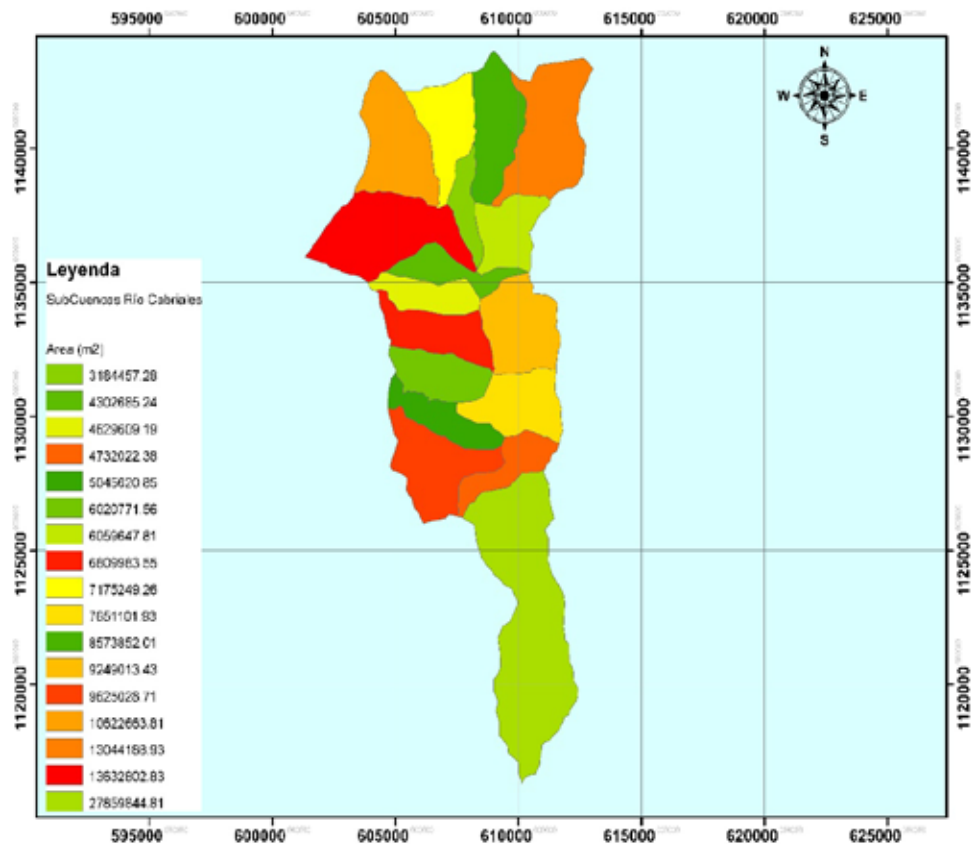


Figura 33: Sub-Cuencas río Cabriales.

Fuente: Valencia, F (2012)

4.1.2 Estudios Hidrológicos

Los estudios hidrológicos llevaron a determinar el caudal de diseño por ser este uno de los parámetros que más influyen en la selección de la abertura del puente y en la evaluación de la socavación. Algunos de los siguientes parámetros fueron evaluados durante el estudio realizado por Valencia, F. (2012).

Selección de las estaciones pluviométricas

Es indispensable conocer las variables que dependen del valor de precipitación, es decir: duración y periodo de retorno de diseño para la gestión integral de cuencas y obras hidráulicas de envergadura, los eventos extremos conllevan a ubicar las estaciones pluviométricas con registros continuos de datos para diferentes estaciones.

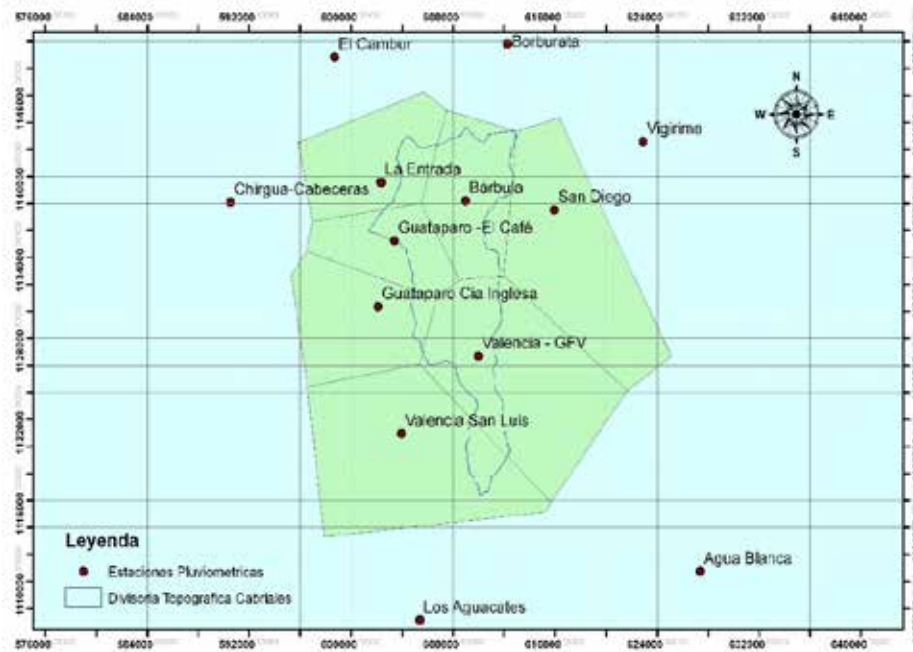


Figura 34: Polígonos de Thiessen en la cuenca del río Cabrales
Fuente: Valencia, F (2012)

La estación que se seleccionaron para el estudio de la cuenca, se ubica en función del grado de influencia, desde el punto de vista climatológico. Para ello se tomó del estudio de Valencia, F (2012) el método de los polígonos de Thiessen.

Los polígonos de Thiessen muestran que las estaciones influyentes que caracterizan el régimen pluviométrico sobre la cuenca son: Bárbula (1309), San Diego (451), Valencia GFV (461), La Entrada (409), Guataparo-El Café (1310), Guataparo Cia inglesa (1358) y Valencia San Luis (1387). Esto es cierto, sabiendo que las estaciones El Cambur (406) y Borburata (411) son representativas de las precipitaciones del sotavento, puesto que se localizan detrás del sistema orográfico de la Cordillera de la Costa. Con respecto a la estación Chirgua-Cabeceras (1318) y Vigirima (423), estas representan las características de otra cuenca. Por último, las estaciones Agua Blanca (489) y Los Aguacates (1395) están ubicadas al sur de la cuenca, donde el recorrido del flujo superficial es precisamente hacia el sur, por lo tanto, no afectaría al aporte dentro de la cuenca.

Determinación de la lluvia de diseño

Las precipitaciones máximas sobre el área de la cuenca del río Cabriales derivadas para cada periodo de retorno, se obtuvieron del trabajo realizado por Valencia, F (2012), en el cual se graficaron las curvas IDF, y así estimar intensidades de lluvia para cualquier duración deseada hasta 1440 minutos. La representación de las curvas IDF como relaciones matemáticas, se realizaron con el modelo de Sherman. En virtud de esto, se presenta la ecuación el resultado del análisis.

Donde;

I = Intensidad de lluvia, mm/h

T = Periodo de retorno, años

D = Duración de la lluvia de diseño, minutos

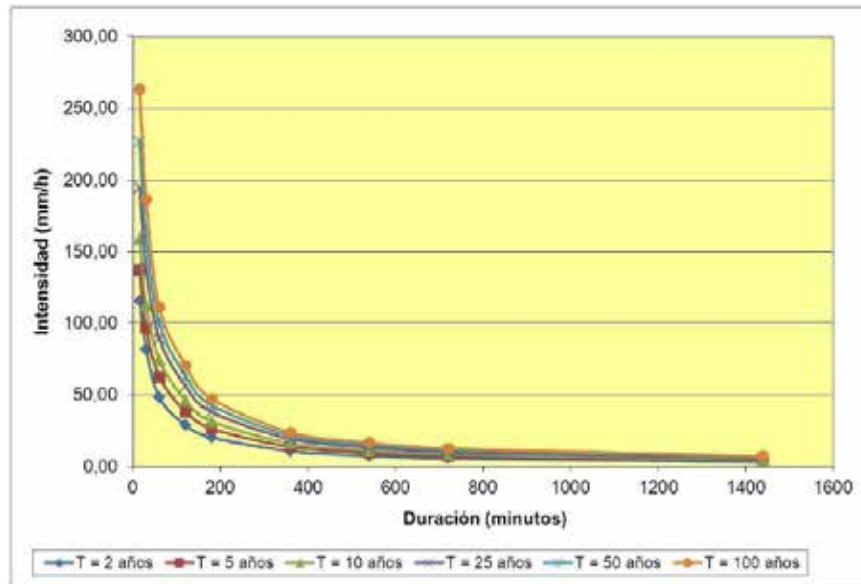


Figura 35: Curva Intensidad Duración Frecuencia para la cuenca.

Fuente: Valencia, F (2012)

Los valores de precipitación obtenidos del análisis fueron exportados a el programa HEC HMS, la cual arroja un hidrograma mediante cálculos internos,

considerando el área de drenaje para finalmente obtener el caudal de diseño en el punto de estudio.

Periodo de retorno de diseño

Mucho se ha discutido sobre los valores que debe tomar el periodo de retorno para los estudios hidráulicos.

Para el diseño de obras viales, la selección de período de retorno depende de la importancia de la estructura. Los períodos de retorno en obras viales y otras obras regionales, incluyendo alcantarillas, varían típicamente entre los 25 y 100 años. Es inusual usar períodos de retorno mayores a 100 años en el diseño hidráulico de obras viales.

TABLA IV-6					
PERIODOS DE RETORNO DEL GASTO DE PROYECTO (AÑOS)					
Fuente: Ref. (8)					
OBRA DE DRENAJE	TIPO DE VÍA				
	VÍAS FÉRREAS	VÍAS EXPRESAS	MÁS DE 2 CANALES	2 CANALES	CAMINOS
Drenaje transversal (Función básica)					
Viaductos	100	100	100	---	---
Puentes	100	50	50	25	25
Pontones	50	50	50	25	10
Alcantarillas $Q > 20 \text{ m}^3/\text{s}$	50	25	25	25	10
Alcantarillas $Q < 20 \text{ m}^3/\text{s}$	25	25	25	10	5
Canales interviales	25	25	---	---	---
Bateas	---	---	---	---	5
Protección contra socavación (Función básica)					
Fundaciones de puentes	100	100	100	50	25
Descargas de alcantarillas	25	25	10	10	5
Terraplenes	50	25	10	10	5
Diques marginales	100	50	50	10	5
Drenaje longitudinal (Función complementaria)					
Canales revestidos adyacentes a vía	25	10	10	5	5
Canales revestidos paralelos a la vía	10	10	10	5	5

Figura 36: Periodos de retorno del gasto de proyecto.

Fuente: Bengaray, M (2001)

En el caso de puentes sobre ríos, el énfasis se pone en la importancia de la estructura y el riesgo de falla. Para este trabajo de grado se adoptó un periodo de retorno de 50 y 100 años, la cual se ajusta para la protección contra socavación en las fundaciones del puente. El período de retorno de 100 años significa cuatro

generaciones. Es un número no muy alto y no muy bajo. El valor de 100 años no implica que la estructura estará en riesgo de falla cada 100 años.

Sistema de modelación hidrológica y caudal de diseño

El punto de estudio del trabajo de grado presentado por Guédez G. & Marvez S., **“Estudio de socavación y análisis de crecidas en puente ubicado en tramo av. Sesquicentenario, Municipio Valencia Edo. Carabobo”**, (2017), se encuentra en la intersección del río Cabiliales y la avenida Paseo Valencia, donde se tiene previsto construir un puente para el paso vehicular y peatonal. El sitio del puente en cuestión está ubicado en el kilómetro 29,49 del dicho cauce y a una distancia de 0.49 kilómetros del punto de estudio de la presente tesis. En la Figura 37 se muestran los caudales máximos generados en sitio del puente para los distintos periodos de retorno. Se selecciono el caudal correspondiente a un periodo de retorno de 100 años ($670 \text{ m}^3/\text{s}$) y para el diseño de las obras de protección se seleccionó el periodo de retorno de 50 años ($458.9 \text{ m}^3/\text{s}$).

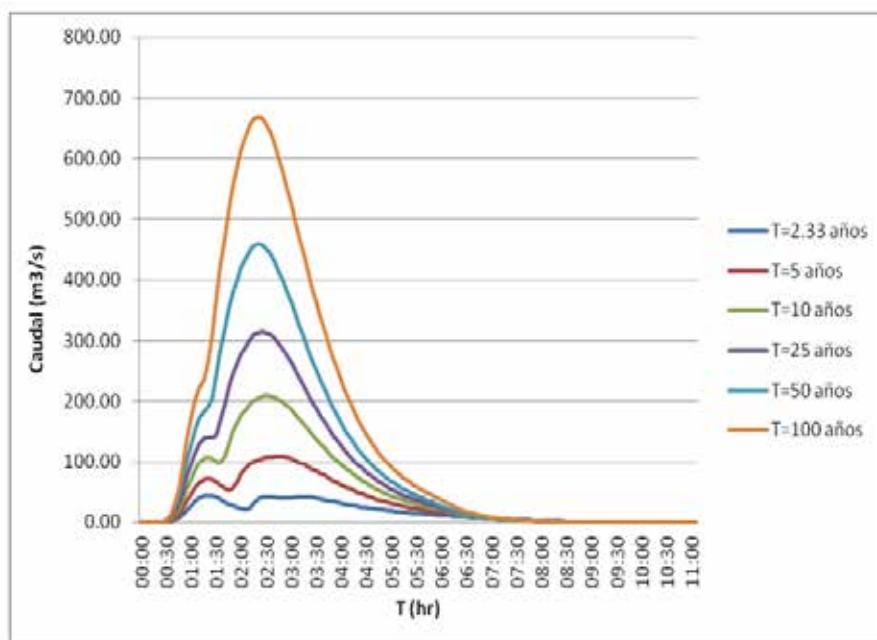


Figura 37: Hidrograma para diferentes periodos de retorno.

Fuente: Guédez G. & Marvez S, (2017)

Se utilizó el modelo HEC HMS conectado los siguientes elementos: sub cuencas, tramo y confluencia. Cada uno de estos elementos es identificado en la Figura 38, se presenta el esquema simulación para la cuenca. Es importante destacar que para el modelamiento de dicha cuenca fueron tomados en cuenta los estudios presentados por Federico V., (2012).

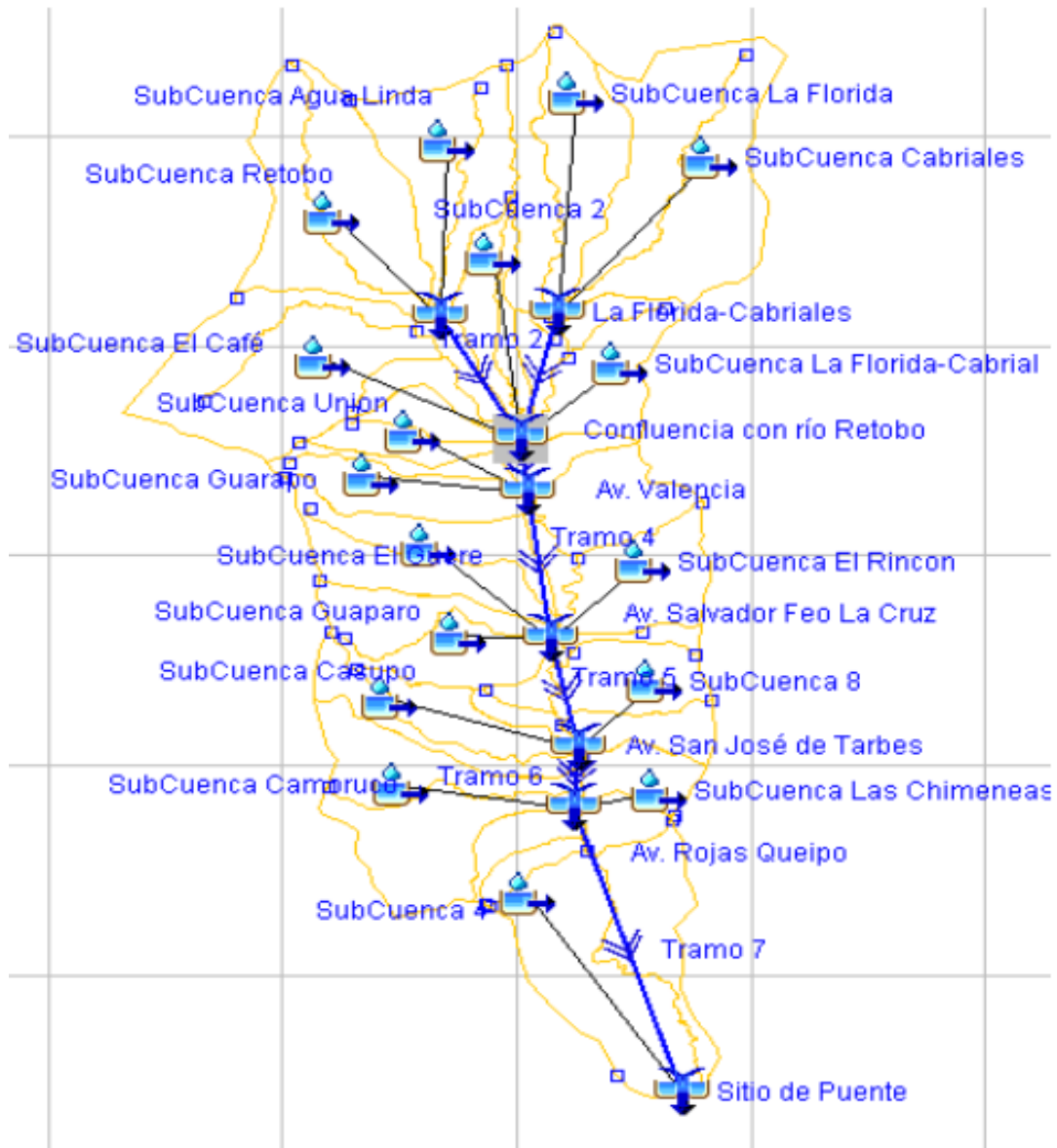


Figura 38: Esquema de simulación hidrológico para la cuenca.

Fuente: Guédez G. & Marvez S, (2017)

4.1.3 Estudios Hidráulicos

Son numerosos los aspectos que deben tenerse en cuenta en el diseño de un puente y, en especial, en el cálculo de la profundidad de cimentación de pilares y estribos, así como también el cálculo de profundidad de socavación asociado a puentes ya construidos. A continuación, los aspectos más importantes vinculados a la hidráulica de puentes:

Geometría del puente

Se encuentran dos puentes sobre la av. Sesquicentenario, cada uno tiene una longitud de 32 m de largo y 14 m de ancho, son puentes de cruce recto pero inclinado con respecto al eje del río, cada uno está compuesto por dos estribos y un tablero. Toda la estructura del puente es de concreto armado.



Figura 39: Fotografía del Puente de estudio.
Fuente: Pérez, M. (2020)

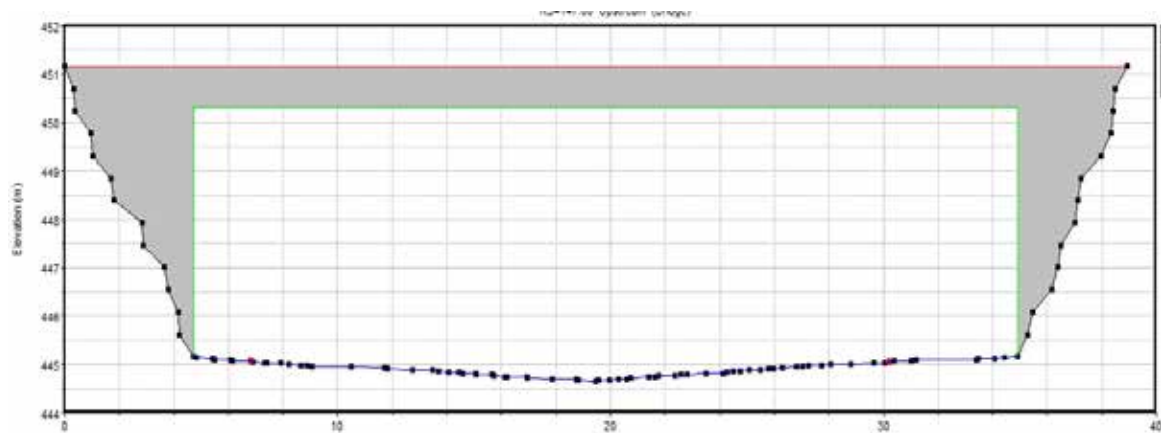



Figura 40: Elevación y corte del Puente.


Fuente: Pérez, M. (2020)

Parámetros hidráulicos del cauce

Foto sección transversal	Parámetro	Valor
	L(m)	100
	n	0.030
	Forma	Trapezoidal
	B Promedio (m)	12,214
	S(m/m)	0,0036
	Pendiente de la Margen	1:3

Cuadro 2: Parámetros hidráulicos aguas arriba del puente.

Fuente: Pérez, M. (2020)

Foto sección transversal	Parámetro	Valor
	L(m)	100
	n	0,030
	Forma	Trapezoidal
	B Promedio (m)	7,816
	S(m/m)	0,0071
	Pendiente de la Margen	1:3

Cuadro 3: Parámetros hidráulicos aguas abajo del puente.

Fuente: Pérez, M. (2020)

Distribución de velocidades

La construcción de un puente implica en ocasiones que se invada parte del cauce con el consecuente estrechamiento de su sección transversal produciéndose cambios de velocidad del flujo y en la pendiente hidráulica de la corriente en que se construye. Los cálculos hidráulicos se realizaron con la ayuda del software HEC RAS.

La velocidad del flujo en un canal natural no es constante en toda la sección transversal. Por ejemplo, en el plano vertical de un canal cuya rugosidad es mínima y el flujo es subcrítico, la velocidad es cero en las paredes y crece muy lentamente dentro de la capa límite, donde el flujo es laminar. Pasada la capa límite, el flujo es turbulento y la distribución de velocidades es distinta al que tenía dentro de la capa límite.

El programa informático HEC RAS realiza la distribución de velocidades en toda la sección transversal del cauce, así como también la velocidad media de cada subsección, para hallar el valor de dichas velocidades se utilizó un coeficiente de Manning uniforme para el cauce de estudio, el cual es de 0.030.

A continuación, se muestran la distribución de velocidades media obtenidas de HEC RAS para cada subsección, enfatizando la velocidad en la sección del Puente.

HEC-RAS Plan: plan_1 River: Principal Reach: C												
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Cabriales	253.0129	PF 100	670.00	445.00	451.55		452.27	0.001573	4.34	190.09	40.29	0.56
Cabriales	233.8534	PF 100	670.00	445.00	451.57		452.22	0.001458	4.13	197.37	40.50	0.54
Cabriales	212.856	PF 100	670.00	445.20	451.27		452.15	0.002126	4.96	172.86	40.43	0.65
Cabriales	191.733	PF 100	670.00	444.99	451.25		452.09	0.001836	4.49	176.79	39.40	0.60
Cabriales	169.6635	PF 100	670.00	444.50	451.39		451.99	0.001271	4.25	207.47	41.25	0.52
Cabriales	147.7245	PF 100	670.00	444.66	451.43		451.93	0.000838	3.38	226.04	38.92	0.42
Cabriales	109.1808	PF 100	670.00	444.60	451.41		451.88	0.000923	3.60	226.56	39.72	0.44
Cabriales	85.74194	PF 100	670.00	444.20	451.02		451.82	0.001734	4.80	182.44	40.04	0.60
Cabriales	64.12882	PF 100	670.00	443.95	451.14		451.73	0.001115	4.06	210.72	40.28	0.49
Cabriales	43.39314	PF 100	670.00	443.99	451.00		451.69	0.001474	4.45	192.72	40.41	0.55
Cabriales	22.94268	PF 100	670.00	444.00	450.04	450.04	451.56	0.004267	6.83	135.80	40.06	0.90
Cabriales	2.029168	PF 100	670.00	443.89	448.96	448.96	450.49	0.005278	6.87	129.29	39.86	1.00

Figura 41: Velocidades medias de cada subsección (Vel Chnl) Tr = 100 años
Fuente: Pérez, M. (2020)

4.1.4 Estudio Geotécnico

Según (Muñoz E., 2012) el estudio geotécnico se realiza mediante una investigación y exploración del subsuelo de fundación donde se obtienen los parámetros geomecánicos necesarios para establecer el tipo de cimentación y garantizar la estabilidad desde el punto de vista de resistencia y compresibilidad. En forma resumida las etapas de este estudio fueron las siguientes: reconocimiento de campo y exploración esquemática, realización de sondeos, perforaciones o apiques, así como también ensayos de laboratorio.

Los resultados de un informe geológico realizado por la empresa privada INGEROCA fueron útiles para el análisis de sedimentos del cauce, ya que se encuentra cercano al puente de estudio. Dichos resultados fueron determinados usando la curva granulométrica, la misma se obtuvo a través de un análisis granulométrico por tamizado.

Se determinó que el tipo de suelo es arcilla de baja plasticidad con arena, según las muestras disponibles sobre el material presente en el área del sitio de puente, la cual fueron tomadas de perforaciones realizadas sobre el alineamiento de la vía en proyecto como se muestra en la Figura 42. Puesto que ninguna de las perforaciones se ubica en el lecho del río de estudio, se establecieron las perforaciones 3 y 4, como la más representativa. Las características de la misma se indican a continuación:

$$d_{50} = 0,07 \text{ mm}$$

$$s = 1,75 \text{ t/m}^3$$



Figura 42: Ubicación satelital del área de estudio.

Fuente: INGEROCA (2015)

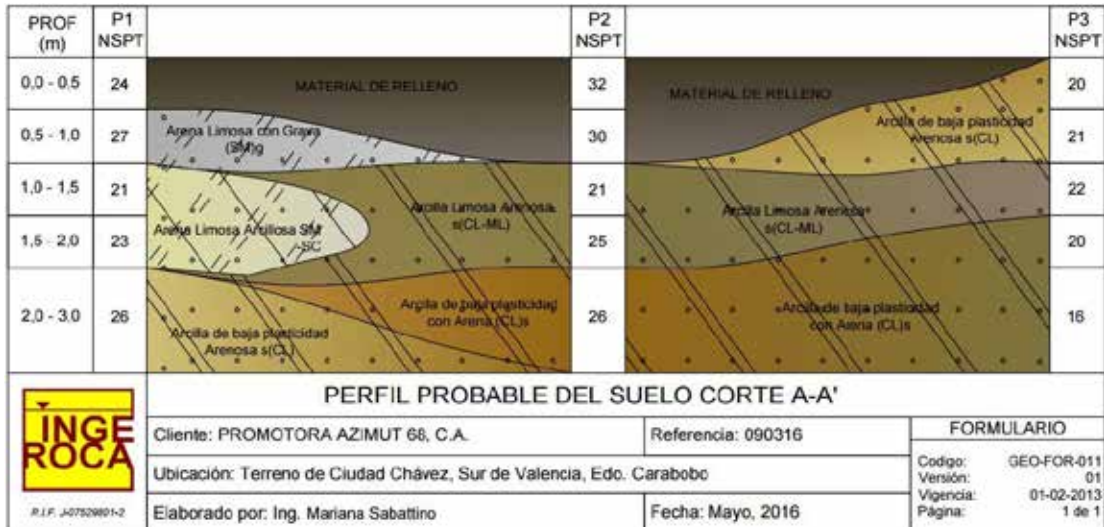


Figura 43: Perfil Probable del suelo.

Fuente: INGEROCA (2015)

INGEROCA		LABORATORIO DE SUELOS										PROYECTO										
FORM. 1-10/2018-01		LITOLOGÍA DE LA PERFORACIÓN										FECHA										
TIPO DE MUESTRA	VOL. DE MUESTRA	PROF. (m)	DATOS DE CAMPO	SAMA	LITOLOGÍA	CUANTIFICACION SUELOS	% GRASA	% ARENA	% FINOS	LÍMITES DE CONSISTENCIA			GR	γ (t/m ³)	γ _s (t/m ³)	GRUPO DE SUELOS	CONDICIONES DE SUELOS	% H ₂ O	GRANULOMETRÍA	INDICADORES DE SUELOS		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	
1	0.00-0.50				ARCILLA DE BALA PLASTICIDAD ALTA	SC(U)	3.44	30.00	67.00	26.00	18.02	7.73		1.6					20	21	22	23
2	0.50-1.00				ARCILLA LAMINAR ARENOSA	ML(Cu)	0.00	47.08	52.92	24.85	20.51	4.34		1.7	14	2.5			20	21	22	23
3	1.00-1.50				ARCILLA DE BALA PLASTICIDAD CON ARENA	CL(Ls)	2.74	14.95	82.31	26.80	18.85	7.95	2.88	1.7	8	3			16	20	22	23
4	1.50-2.00																					
5	2.00-2.50																					
DATOS DE LA PERFORACIÓN																						
TIPO DE MUESTRA		PROFUNDIDAD DE MUESTRA		TIPO DE MUESTRA		MATERIALES		ESTADO DE LA PERFORACIÓN		DATOS DE LA PERFORACIÓN		DATOS DE LA PERFORACIÓN		DATOS DE LA PERFORACIÓN		DATOS DE LA PERFORACIÓN		DATOS DE LA PERFORACIÓN		DATOS DE LA PERFORACIÓN		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.10		1.1.11		
1.1.1		1.1.2		1.1.3		1.1.4		1.1.5		1.1.6		1.1.7		1.1.8		1.1.9		1.1.1				

4.1.5 Estudio Topográfico.

La información topográfica se obtuvo mediante el programa Google Earth y Global Mapper Versión 20, el cual usa varios tipos de instrumentos de medida satelitales. Para el caso del presente estudio se seleccionó el instrumento radiométrico ASTER GDEM, que se encuentra a bordo del satélite espacial TERRA (NASA), este mapa obtiene la representación de las curvas de nivel del sitio de estudio.

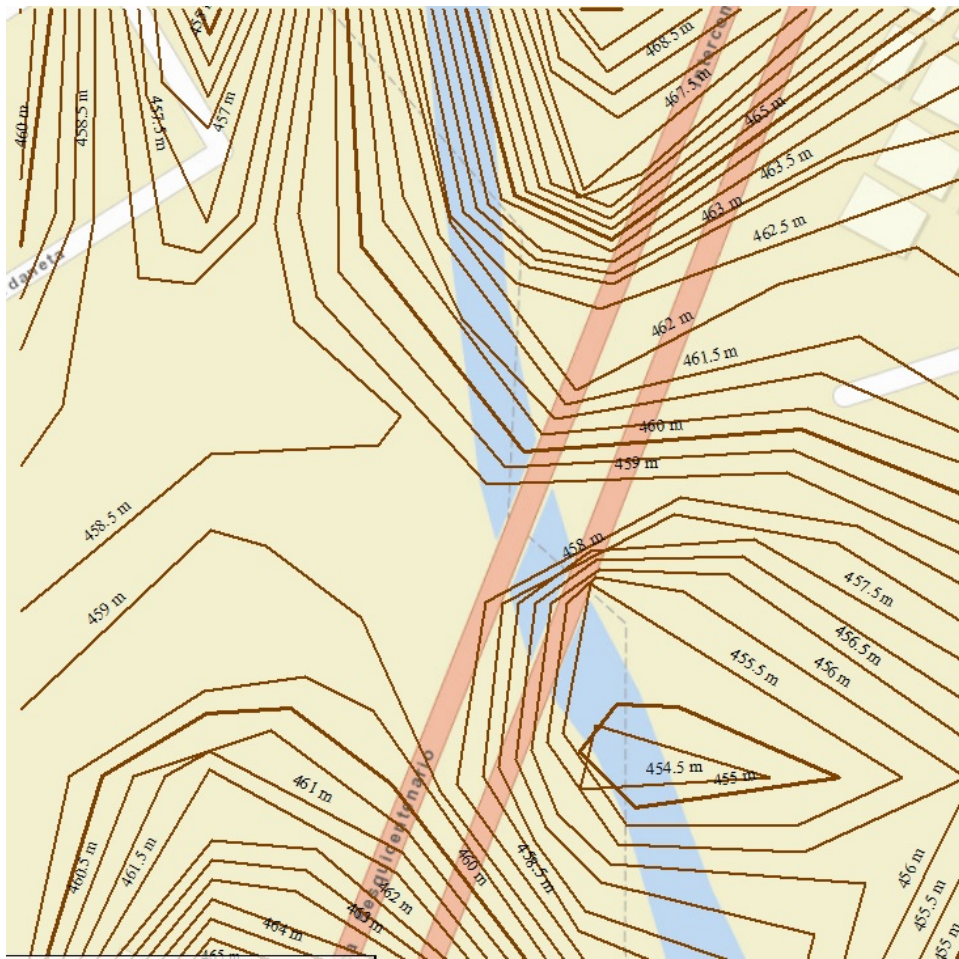


Figura 45: Curvas de nivel.
Fuente: Pérez. M., (2020)

4.2 Estimar las variables que caracterizan al flujo del río mediante la aplicación de métodos empíricos relacionados con el concepto de mecánica de ríos.

El diseño en general, la selección del emplazamiento y estudio de puentes se deben tomar en cuenta las características de cada tramo fluvial. Así, por ejemplo, no es lo mismo diseñar para un lecho arenoso, de baja pendiente, que, para un lecho de grava, de mayor pendiente, o para una quebrada de grandes piedras y muy fuerte pendiente. La estabilidad del tramo fluvial asociado al puente es fundamental para la seguridad de la estructura. Es imposible que en un puente sea estable si no lo es el tramo fluvial comprometido. El río es por naturaleza esencialmente móvil y cambiante. El puente y el río interactúan: el puente es para el río un elemento extraño, y en ocasiones, reacciona violentamente. La estabilidad fluvial, lograda durante cientos o miles de años, puede verse seriamente afectada por la construcción de un puente.

Los diseñadores estructurales son muy conscientes de la importancia de realizar un buen diseño a nivel económico, y en puentes esto se refleja limitando las longitudes en general del mismo. Por otra parte, el papel de la hidráulica en el establecimiento o toma de decisión con respecto a la longitud y la separación vertical de un puente e incluso el dónde se debe colocar, es menos tomado en cuenta como factor determinante. Además, confinar indebidamente el agua de las inundaciones puede provocar un remanso y por consiguiente un daño excesivo en tierra aguas arriba y en la parte superior de la vía o incluso poner en peligro al puente en si debido a socavación en zonas sensibles del mismo, tales como, pilas o estribos. Un puente demasiado largo puede generar una inversión de capital adicional o hasta excesiva a la realmente justificada por las condiciones del puente y el cauce. En algún punto intermedio está el diseño que complace el aspecto económico y por sobre todo la seguridad y estabilidad el mismo para el público durante un largo período de tiempo. En el presente trabajo de grado se pretende proporcionar, un medio para calcular el efecto que causa la obstrucción de un puente sobre el flujo en una corriente.

Cálculo del remanso

Para determinar el remanso producido por un puente o cualquier otra estructura que presente una obstrucción similar, se aplicó el principio de conservación de la energía. El procedimiento difiere para cada tipo de flujo que se pueda presentar, y como es a veces difícil determinar de antemano el tipo de flujo, hay casos donde se hace necesario suponer alguna condición, sea Tipo I o del Tipo II, pues no es posible remanso alguno con el régimen supercrítico. En caso de duda, se calcula el remanso bajo cada condición para seleccionar el menor de los dos calculados.

Una selección más objetiva del tipo de flujo consiste básicamente en determinar la energía específica mínima en la sección contraída sección 2 (Figura 46) y estimar las pérdidas como si fuera flujo del Tipo II. De resultar la energía de la sección 1 bajo régimen uniforme, mayor que la estimada a partir de la energía mínima en la sección de profundidad crítica, se puede deducir que el flujo sería Tipo I.

A continuación, el procedimiento del cálculo detallado, el cual consistió, fundamentalmente en estimar las pérdidas por resistencia de forma considerando la contracción que introduce la estructura, además del efecto de los estribos, de la excentricidad y del esviaje.

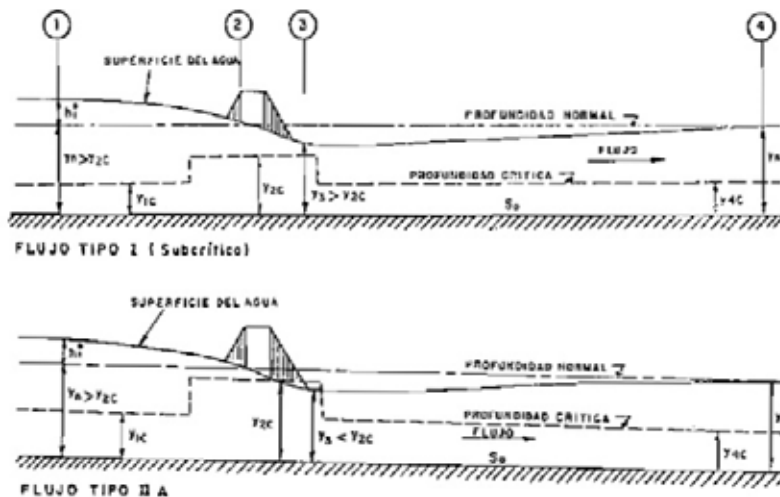


Figura 46: Tipos de flujo.
Fuente: Luis Franceschi (1984)

4.2.1 Calculo del transporte

El transporte es una medida de la capacidad de un canal para propiamente dicho, transportar el flujo. En las corrientes de sección transversal irregular fue necesario dividir el área de agua en subsecciones más pequeñas, pero más o menos regulares, asignando un factor de retardo apropiado a cada uno y computando la descarga para cada subdivisión por separado. La descarga en una subsección de un canal es:

Por ecuación de Chezy-Manning:

—

Para pendientes constantes, se ajusta:

—

Donde k es el transporte de la subsección. Por lo tanto, el transporte puede expresarse en términos de factores de flujo o de factores estrictamente geométricos. En los cálculos de vías fluviales de puente, el transporte se utiliza como un medio para aproximar la distribución del flujo en el río natural.

4.2.2 Relación de apertura de puente

La sección irregular en cursos naturales y la variación de la rugosidad, resulta en una variación en la velocidad en la sección transversal del río: Expresada en función de caudales:

————— —

Siendo los caudales de cada subsección de la Figura 37, debido a la sección transversal irregular común en las corrientes naturales y a la variación en la rugosidad límite dentro de cualquier sección transversal, la descarga no es uniforme a través de un río. La relación de apertura del puente M es fácilmente explicable en términos de descargas, pero por lo general se determina a partir de las relaciones de transporte. Dado que el transporte es proporcional a la descarga, suponiendo que todas las subsecciones tengan la misma pendiente, M puede expresarse también como:

En el presente caso de estudio, se realizó dicho cálculo expresado en función del caudal, estos seleccionados previamente por los estudios hidráulicos y apoyados en el software HEC-RAS, los mismos son, un caudal de diseño $Q = 670 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno $Tr=100$ años y un caudal que pasa por la apertura del puente de $Q_b = 521.86 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual fue tomado de la simulación hidráulica realizada en HEC RAS, resultando la relación de apertura en:

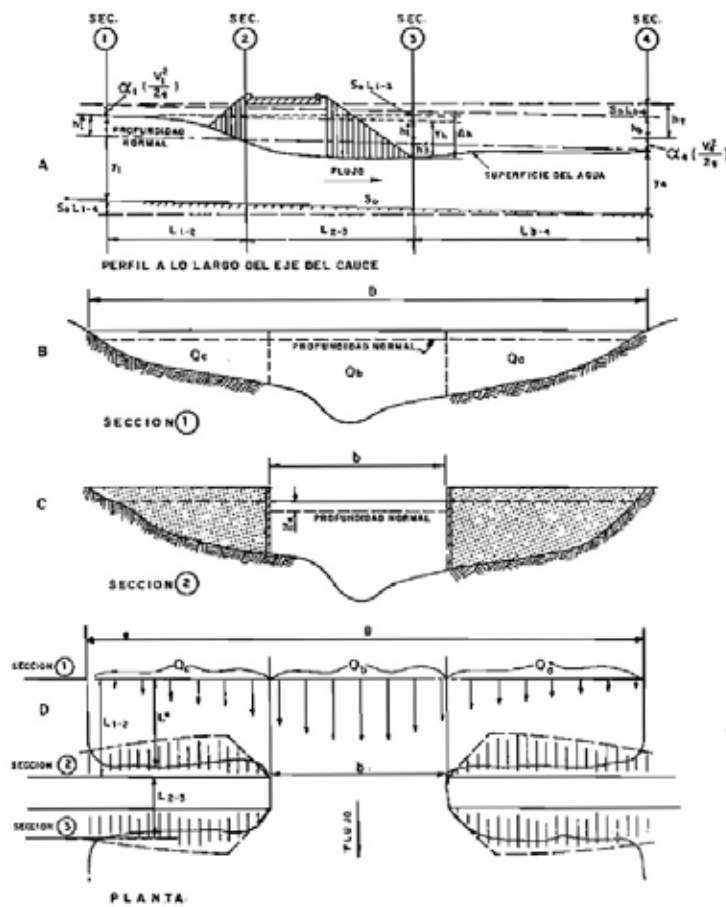


Figura 47: Variación del caudal en una sección.
Fuente: Luis Franceschi (1984)

4.2.3 Coeficiente de energía cinética

Como la distribución de la velocidad en un río varía de un máximo en la parte más profunda del canal a esencialmente cero a lo largo de los bancos. Un valor medio ponderado de la energía cinética se obtuvo multiplicando la cabeza de velocidad media, por encima, definida como:

$$\frac{V^3}{V_m^3}$$

El procedimiento para aplicar la ecuación del coeficiente de energía cinética consiste en realizar una tabla para descomponer o subdividir una sección transversal del cauce de acuerdo a la forma y distintos coeficientes de rugosidad de Manning. No obstante, en el presente trabajo de grado se trabajará un dato único de coeficiente de rugosidad en base a la data del estudio hidráulico y con dimensiones de la sección obtenidas del software de cálculo y dimensionamiento hidráulico HEC-RAS para un periodo de retorno de 100 años, siendo todos los datos los siguientes:

- Área (A): 226.04 m²
- Radio hidráulico (Rh): 4.851 m
- Coeficiente de Manning (n): 0,03

$$\frac{V^3}{V_m^3}$$

2, ingresando al siguiente ábaco (ver Figura 48) con los valores anteriormente obtenidos de grado de contracción (M=0,78) y coeficiente de energía cinética $C_v=1$) se obtuvo un $C_v=1$.

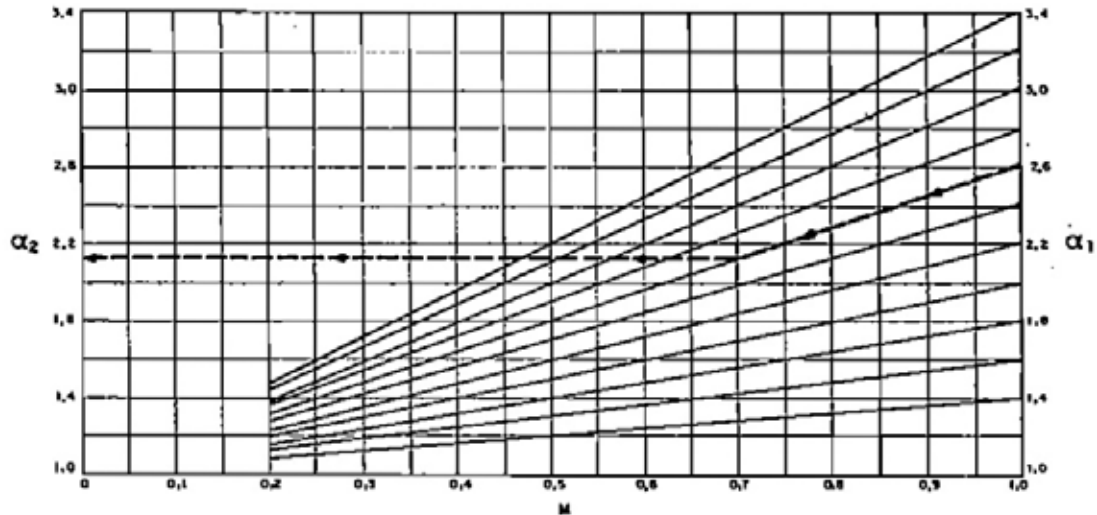


Figura 48:

Fuente: Luis Franceschi (1984).

2).

4.2.4 Coeficiente de Perdidas

El coeficiente de perdidas K^* , consiste en un coeficiente de curva de base K_b , al muelles, la excentricidad y la inclinación. Dicho valor de K^* depende principalmente del grado de contricción del flujo (M), pero también cambia a un grado ilimitado con los otros factores, tomando esto en cuenta la ecuación del coeficiente de perdidas es la siguiente:

$$K^* = \quad + \quad + \quad +$$

Coeficiente Básico de Remanso

Dicho coeficiente se obtiene mediante la Figura 49, en función a el grado de contracción M previamente definido, la curva de base para el coeficiente de remanso K_b , se encuentra representada gráficamente con respecto a la relación de apertura M , para varios pilares de pared de ala y un tipo de pared vertical. Obsérvese cómo el coeficiente K_b aumenta con la contracción del canal (M). Las diversas curvas representan diferentes ángulos de pared de ala como pueden ser identificados por los

bocetos adjuntos, las curvas inferiores, por supuesto, representan las mejores formas hidráulicas.

Para puentes de longitud mayor a 60 m, independientemente de la forma del estribo, se utiliza la curva más baja, porque la geometría del estribo tiene menos importancia cuando la luz del puente aumenta, en nuestro caso para un $M=0,78$ y una longitud de puente menor a 60 m, con muro a 90° , se obtuvo un $K_b=0,4$.

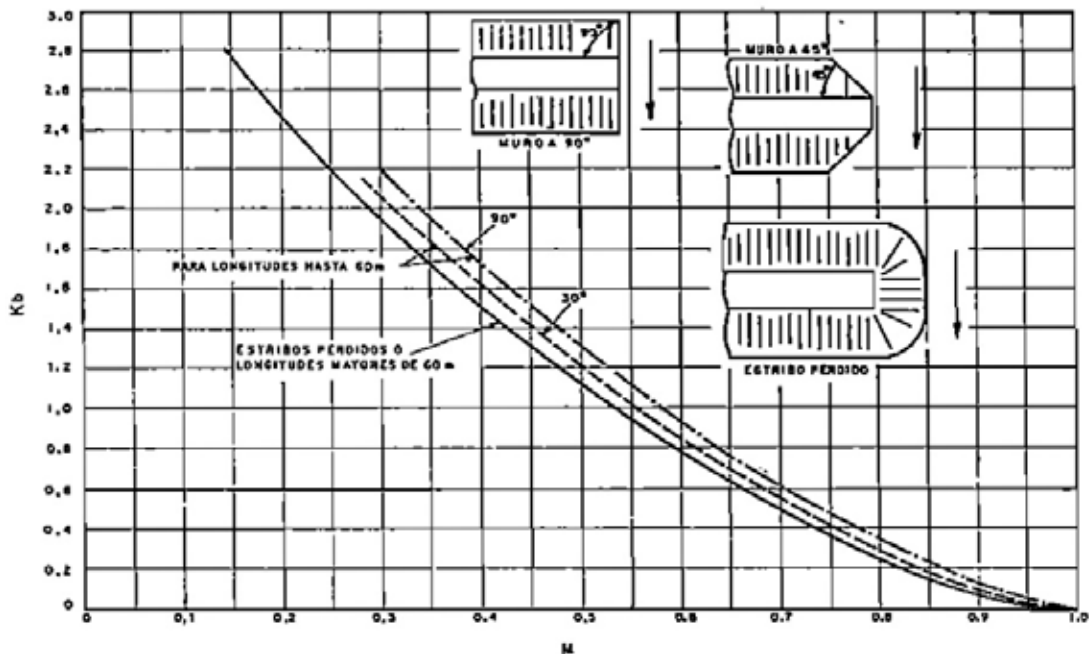


Figura 49: Ábaco para hallar el coeficiente de remanso (K_b).

Fuente: Luis Franceschi (1984).

Efecto en Pilas

El efecto que las pilas generan en el remanso depende de la relación entre el área ocupada por las pilas y el área bruta de la sección contraída, representándose dicha relación como un valor J .

Siendo:

A_p = Área total de pilas proyectada normal al flujo.

A_{n2} = Área total normal al flujo de la sección natural bajo el puente.

En el caso de los cruces en esviaje, el efecto de las pilas se trata similar al normal, excepto para el cálculo de, A_{n2} puesto que estas deben considerarse en sentido normal al flujo, tomando el ancho del cauce como $b \cos(\theta)$ (este incluye el área ocupada por las pilas) y A_p obsérvese cómo se mide la anchura la pila (B_p) cuando esta no es paralela a la dirección general de flujo.

Al obtener el valor de J de entre los casos anteriormente expuestos, se procede a ingresar en el grafico del factor del efecto de las pilas (ver Figura 50). No obstante, el puente en estudio de la presente investigación no posee pilas por ende este es un valor despreciable, por lo tanto,

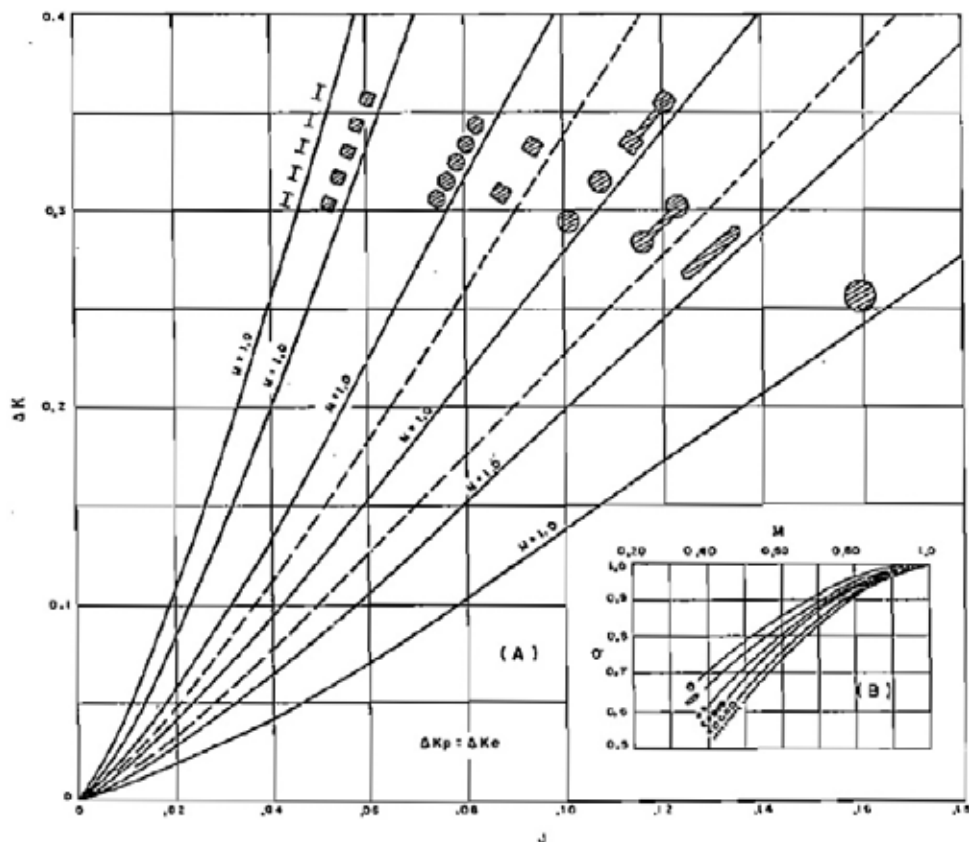


Figura 50: Ábaco de incremento por efecto de las pilas.
Fuente: Luis Franceschi (1984).

Efecto de excentricidad

Haciendo referencia a lo observado en la Figura 51, el caudal total se ve dividido o seccionado en $Q = Q_a + Q_b + Q_c$, siendo Q_b el valor del gasto que pasa por toda la abertura del puente, entiéndase entonces Q_a y Q_c como los gastos interceptados por el terraplén de la vía, entonces si la sección transversal bajo el puente es extremadamente

afecta al coeficiente de remanso. La excentricidad se define como:

Si $Q_c < Q_a$:

—

Si $Q_a < Q_c$:

—

Posteriormente, se ingresa al ábaco en la Figura 44

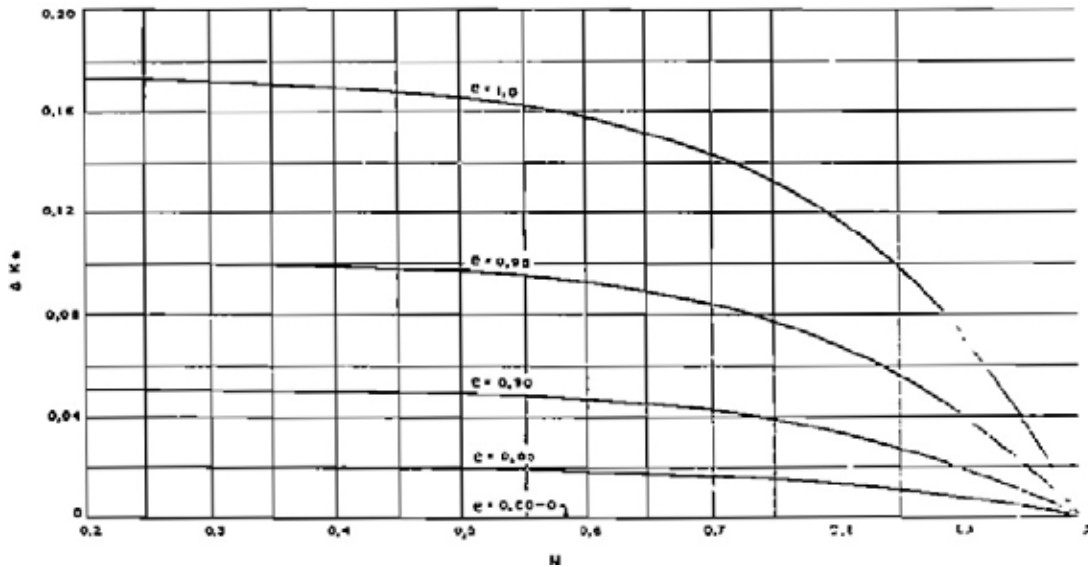


Figura 51: Ábaco para estimar el incremento por excentricidad.

Fuente: Luis Franceschi (1984).

En el presente caso de estudio el puente presenta el caso $Q_a < Q_c$ a nivel de estribos, lo cual $e = 0.41$, dando como resultado

Efecto de inclinación

El cruce en esviaje es todo aquel que forma ángulos distintos de 90° con la dirección de la corriente.

Basándonos en la definición de cruce en esviaje, el coeficiente de remanso se afecta de un factor de corrección K_s que depende del ángulo de esviaje y del grado de contracción (Figura 52). Además, el grado de contracción M se determinó considerando la luz del puente proyectada sobre la sección transversal de las aguas (Figura 53).

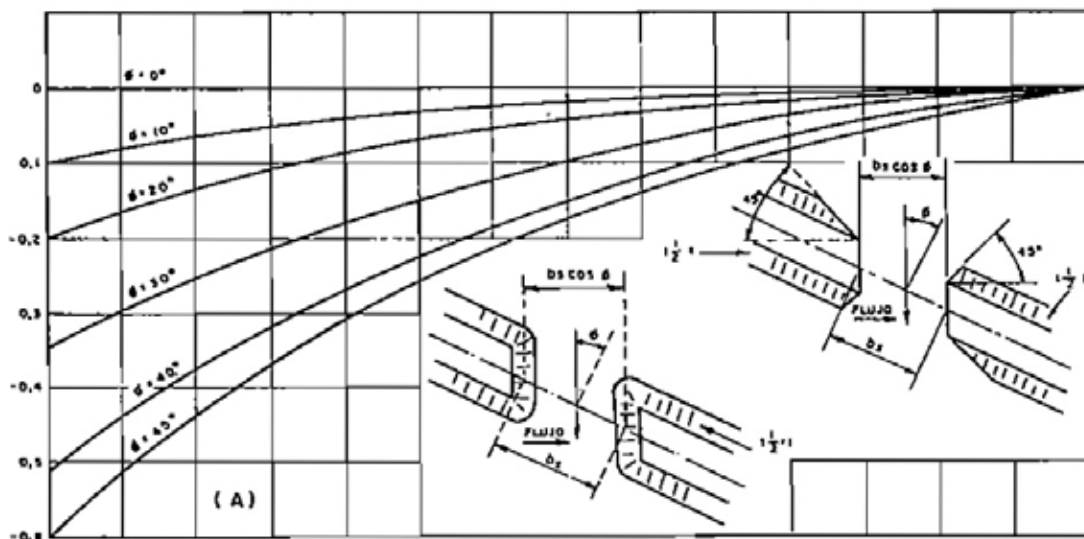


Figura 52: Ábaco para la estimación del incremento producto del esviaje.

Fuente: Luis Franceschi (184).

Para un $M=0.78$ y un $\theta = 45^\circ$, $K_s = 0.09$, grafico A.

$$K^* = \quad + \quad + \quad +$$

$$K^* = 0.49$$

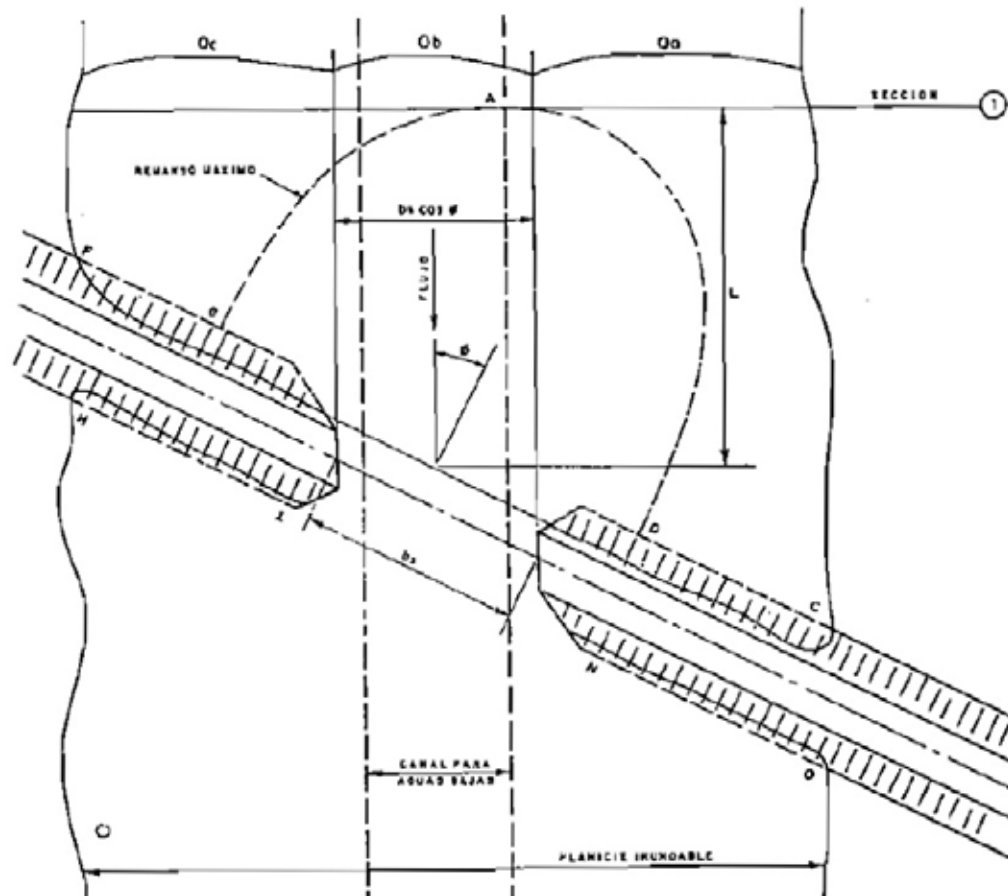


Figura 53: Proyección del puente en esviaje, con respecto al flujo normal.
Fuente: Luis Franceschi (1984).

4.2.5 Cálculo del tipo de flujo

Algunos autores indican que no se puede dar respuesta definitiva respecto al tipo de flujo que ocurre en el puente, y sugieren, en caso de duda, aplicar los métodos para remanso tipo I y II, y si el remanso obtenido para el flujo tipo II resulta menor que para el Tipo I, el flujo será Tipo II.

Para determinar el tipo de flujo se aplicó el siguiente procedimiento:

Determinar la energía mínima (crítica) en la sección contraída,

Con la ayuda de la Figura 54, se estimó las pérdidas de energía entre las secciones aguas arriba y aguas abajo del puente.

Se comparó la energía de la sección 1 con la crítica bajo el puente más las pérdidas (Figura 39).

Si $E_{min2} + \text{pérdidas} > E_1$, el flujo es Tipo II.

Si $E_{min2} + \text{pérdidas} < E_1$, el flujo es Tipo I.

Siempre que el número de Froude sea mayor que 1 el flujo será Tipo III.

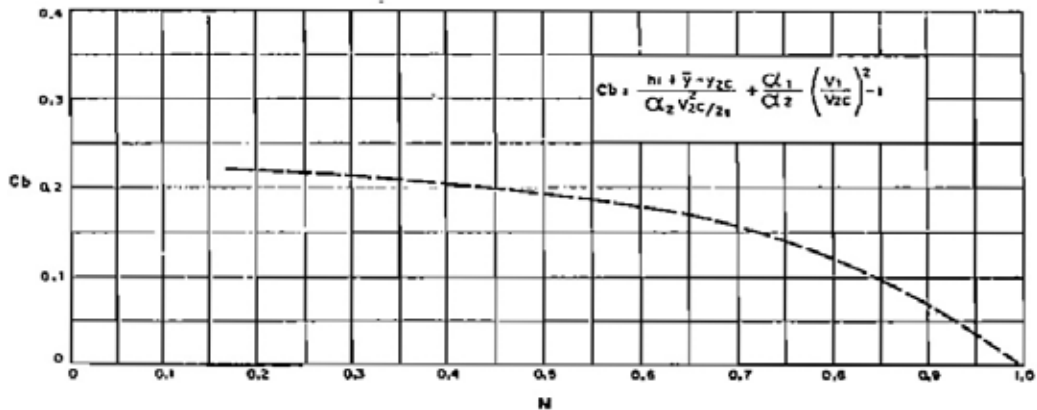


Figura 54: Ábaco para la estimación de las pérdidas.

Fuente: Luis Franceschi (1984).

Tipo de Flujo	
E_{min2}	7.217 m
E_1	7.422 m
Flujo	Tipo I

Cuadro 4: Calculo del tipo de flujo.

Fuente: Pérez, M. (2020)

4.2.6 Estimación del remanso para flujo Tipo I

Estimación h_1^* mediante la ecuación

—

Se calculó un valor de A en función al h_1^* anteriormente calculado, lo cual no es más que tomar el área de la sección y agregarle el área del tentativo remanso, multiplicando dicho valor por el ancho de la superficie de la sección transversal, quedando la expresión:

En base a valores estimados anteriormente se prosiguió a estimar el valor de remanso para un flujo tipo II, mediante la siguiente ecuación:

$$h_1^* = h_1^* \frac{A}{A} \cdot \frac{V}{V} \cdot \frac{S}{S}$$

Se comparan los valores de h_1^* estimado y real, estos no deben diferir más de un 0,5% y en caso de estos no ser iguales el valor real pasa a ser un nuevo estimado sobre el cual empezara todo el proceso sucesivamente hasta cumplir la condición previa dicho proceso se muestra en la tabla 2.

Como se estimó anteriormente el flujo del tramo en estudio clasifica como tipo I, por ende, se procedió a aplicar las ecuaciones respectivas a dicho flujo con los datos adquiridos previamente en secciones anteriores del presente trabajo de grado, se usó como base de apoyo el programa Excel para la realización del proceso iterativo anteriormente expuesto dando como resultado un remanso $h_1^*=0,271\text{m}$ como se muestran en la tabla.

Cálculo de Remanso - Flujo Tipo I			
h_1^* (aprox)	A	h_1^* (calc)	Resultado
-0.005	225.894	0.239	NO CUMPLE
0.239	233.688	0.268	NO CUMPLE
0.268	234.616	0.271	CUMPLE

Cuadro 5: Iteración para el cálculo del remanso.

Fuente: Pérez, M. (2020).

4.2.7 Validación de datos y simulación hidráulica en el programa HEC RAS.

En las siguientes ilustraciones se muestra el desarrollo del presente trabajo de grado a través de los criterios y normas empleadas por el programa HEC-RAS versión 5.0.7, realizando una modelación hidráulica, la cual sirve para simular todas las propiedades hidráulicas del tema en estudio.

La estructura de datos para realizar una simulación hidráulica a través de HEC-RAS, consiste en una serie de pasos, los cuales, se van generando los archivos que definen tanto la geometría, como las condiciones de frontera del sistema hidráulico. En general los principales pasos son:

- Crear un nuevo proyecto.
- Ingresar datos geométricos.
- Ingresar datos del flujo y condiciones de frontera.
- Ejecutar cálculos hidráulicos.
- Ver y analizar resultados

Creación de un nuevo proyecto en HEC RAS:

El primer paso para modelar un sistema hidráulico, fue crear un nuevo proyecto (ver Figura 55), donde primeramente se debe establecer el directorio en que se desea trabajar. Dicho esto, todos los demás pasos serán respaldados en este nuevo proyecto.



Figura 55: Creación de un nuevo proyecto.

Fuente: Pérez, M. (2020).

Establecimiento de datos geométricos en HEC RAS:

Con la ayuda de diferentes herramientas computacionales tales como Google Earth, ArcGis 10.8 y Ms. Excel se pudo obtener los perfiles transversales del cauce, la cual sirve para cargar la superficie del terreno hacia el HEC RAS.

El proceso inicio con el programa Google Earth, donde primeramente se ubicó el punto de estudio, luego usando la herramienta “Agregar ruta” se pudieron trazar las secciones transversales cada 20 m, hasta alcanzar una distancia de 100 m aguas arriba y aguas abajo del puente, por último, se trazaron las márgenes del río y el eje de cauce. Esta data fue exportada al programa ArcGis 10.8, con el objetivo de realizar un proceso de conversión de archivos de modo que el programa HEC RAS pueda aceptarlos, dicha conversión se llevó a cabo gracias a la extensión de HEC RAS para ArcGis 10.8 llamada HEC-GeoRAS. Por último Ms. Excel fue útil para la validación de la data generada por el programa ArcGis, generando bases de datos con las coordenadas de cada sección transversal, márgenes y eje de río.

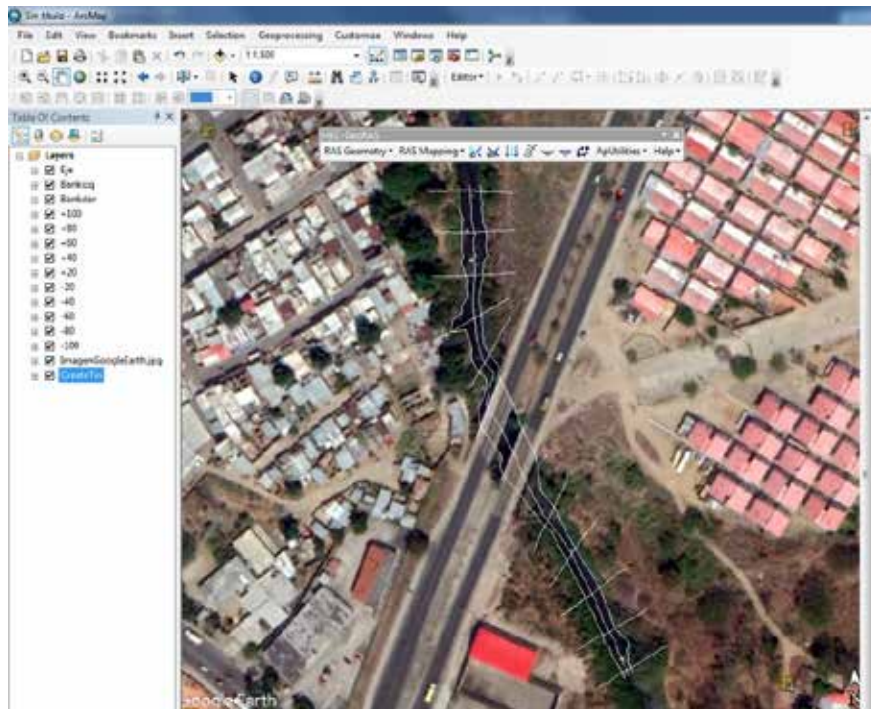


Figura 56: Entorno ArcGis 10.8 y extensión Hec-GeoRAS.

Fuente: Pérez, M. (2020).

Introducción de datos geométricos en HEC RAS:

Al finalizar el proceso de delimitación y digitalización de la geometría del cauce, se pudo exportar toda la data generada por medio de la extensión de Hec-GeoRAS, presionando la opción “Export RAS Data” que se encuentra en el Menú “RAS Geometry”. Una vez generado dicho archivo, se procede a cargar esta geometría (ver figura 57) a través de la opción “File” (Paso 1) de la barra principal de la ventana “Geometric Data”, luego presionar “Import Geometry Data” (Paso 2) y por último (Paso 3) presionar la opción de “GIS Format”, donde se busca la geometría guardada del programa ArcGis 10.8, como se explicará más adelante este proceso, una vez hecho esto automáticamente se abre la sección (ver figura 58), vista desde un plano de planta, sin condiciones hidráulicas aun colocadas, luego en la figura 59 se muestra el procedimiento que se realizó para la entrada de los valores del coeficiente de Manning, a través de la opción de “Tables” de la barra principal de la ventana “Geometric Data”, luego se procedió a colocar los coeficientes de Manning a lo largo de todos los tramos (ver figura 60), el cual resultó 0,03 en el estudio hidráulico por todas las características del cauce. Una vez realizado se efectuó una interpolación, a través de la opción de “Tools” de la barra principal de la ventana “Geometric Data”, como se muestra en la figura 62, para así lograr obtener las secciones más detalladas y fáciles de manejar (ver Figura 63).

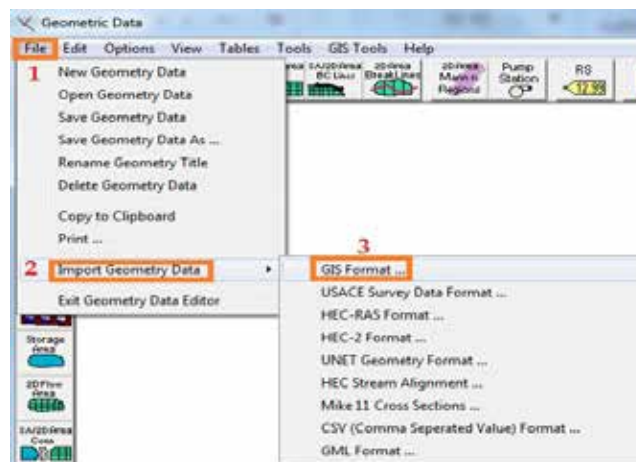


Figura 57: Importar Geometría de formato GIS

Fuente: Pérez, M. (2020).

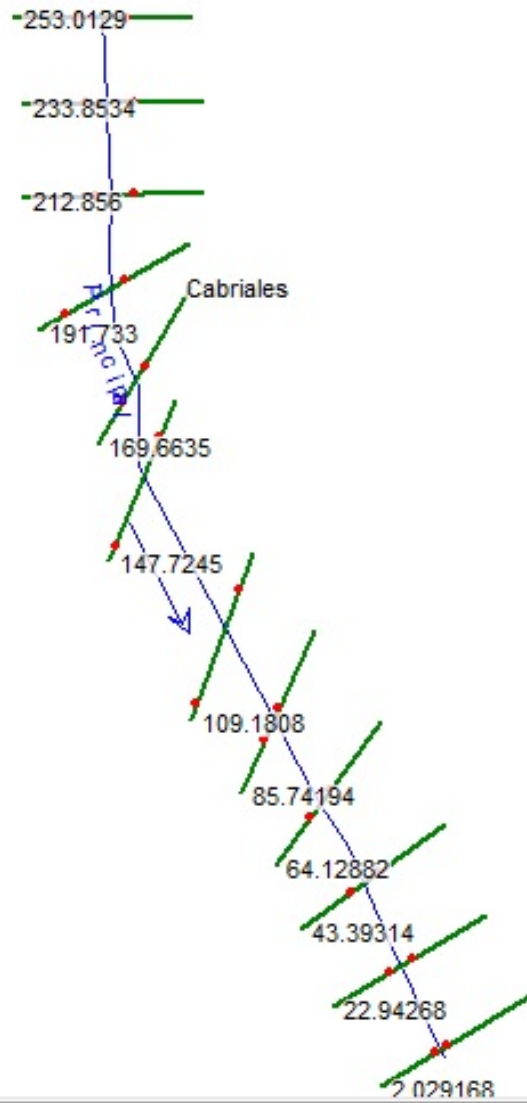


Figura 58: Vista de planta del río (sin interpolar).
Fuente: Pérez, M. (2020)

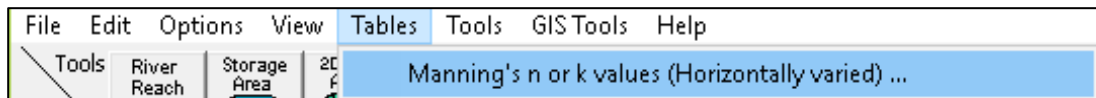


Figura 59: Introducción del coeficiente de Manning.
Fuente: Pérez, M. (2020)

Edit Manning's n or k Values

River: **Principal** Edit Interpolated XS's Channel n Values have a light green background

Reach: **Cabriales** | All Regions

Selected Area Edit Options:

River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1 253.0129	n	0.03	0.03	0.03
2 243.43*	n	0.03	0.03	0.03
3 233.8534	n	0.03	0.03	0.03
4 226.85*	n	0.03	0.03	0.03
5 219.86*	n	0.03	0.03	0.03
6 212.856	n	0.03	0.03	0.03
7 205.82*	n	0.03	0.03	0.03
8 198.77*	n	0.03	0.03	0.03
9 191.733	n	0.03	0.03	0.03
10 184.38*	n	0.03	0.03	0.03
11 177.02*	n	0.03	0.03	0.03
12 169.6635	n	0.03	0.03	0.03
13 162.35*	n	0.03	0.03	0.03
14 155.04*	n	0.03	0.03	0.03
15 147.7245	n	0.03	0.03	0.03
16 138.09*	n	0.03	0.03	0.03
17 128.45*	n	0.03	0.03	0.03
18 118.82*	n	0.03	0.03	0.03
19 109.1808	n	0.03	0.03	0.03
20 101.37*	n	0.03	0.03	0.03
21 93.55*	n	0.03	0.03	0.03
22 85.74194	n	0.03	0.03	0.03
23 78.538*	n	0.03	0.03	0.03
24 71.333*	n	0.03	0.03	0.03

OK Cancel Help

Figura 60: Valores coeficientes de Manning.
Fuente: Pérez, M. (2020)

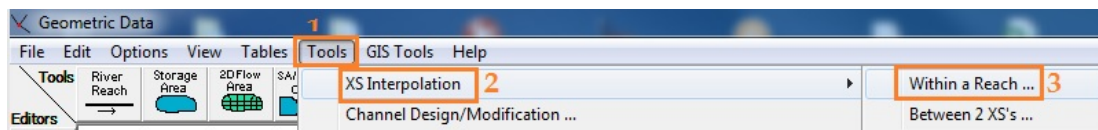


Figura 61: Ventana de interpolación.
Fuente: Pérez, M. (2020)

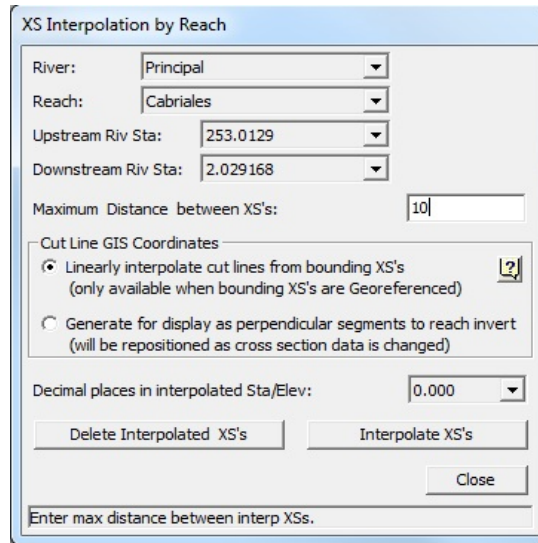


Figura 62: Introducción de datos para la interpolación.
Fuente: Pérez, M. (2020)

Finalmente se obtuvo una vista de planta del cauce desde el programa HEC-RAS con sus respectivas progresivas a cada 10 metros, como se muestra a continuación. Estos pasos son necesarios para poder obtener el perfil geométrico y longitudinal del cauce.

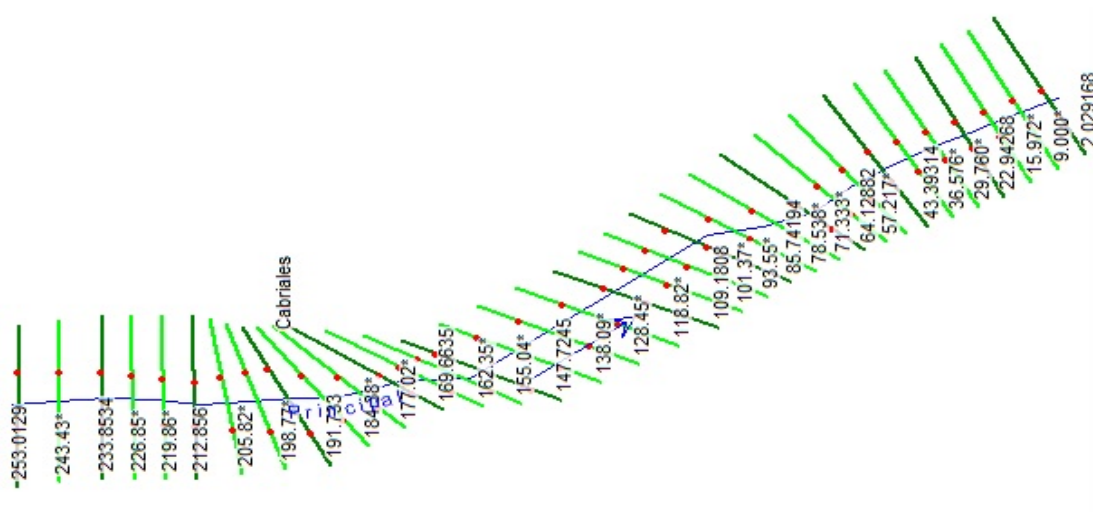


Figura 63: Vista de planta del cauce con sus secciones.
Fuente: Pérez, M. (2020)

En esta ventana se especifica el número de perfiles a calcular, en esta investigación se tomaron dos tipos de perfil, ya que se habla de dos periodos de retorno (Paso 1), los cuales son de 100 años y 50 años, con su respectivo caudal (Paso 2), de manera tal de hacer una comparación entre ambos casos, donde predomine el caudal con el periodo menor, por norma, el cual se utilizará para la propuesta de obras de protección. Para definir las condiciones de frontera se oprime el botón “Reach Boundary Conditions” (Paso 3) y aparece la ventana de “Steady Flow Boundary Conditions” (ver figura 65), en la que se dispone de las siguientes opciones: “Known W.S”, “Critical Depth”, “Normal Depth” o “Rating Curve” en inglés o en español se tiene: Nivel de agua, tirante crítico, tirante normal o curva de elevaciones de gasto respectivamente.

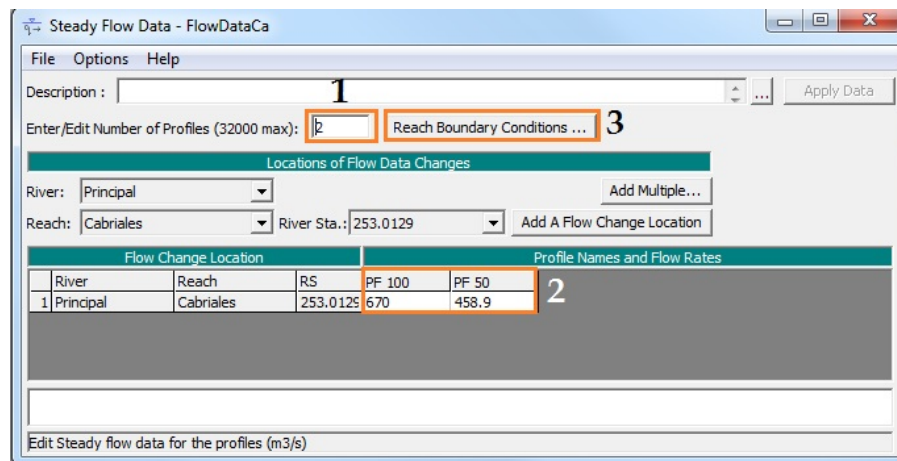


Figura 64: Introducción data hidráulica.

Fuente: Pérez, M. (2020)

En el presente trabajo de grado, se utilizaron varios métodos de socavación conocidos, el cual solo funcionan para flujos subcríticos, por lo tanto, en el cauce que se modela se sabe que se trabajara con este tipo de régimen. Al presentarse este tipo de régimen en dicho río, se trabajó con la opción de “Critical Depth” para aguas abajo (DownStream). Primeramente, se seleccionó la opción de “DownStream” (Paso 1), en español aguas abajo y luego se procedió a seleccionar la opción “Critical Depth” (Paso 2), en español tirante crítico, luego se seleccionó la opción de “ok”.

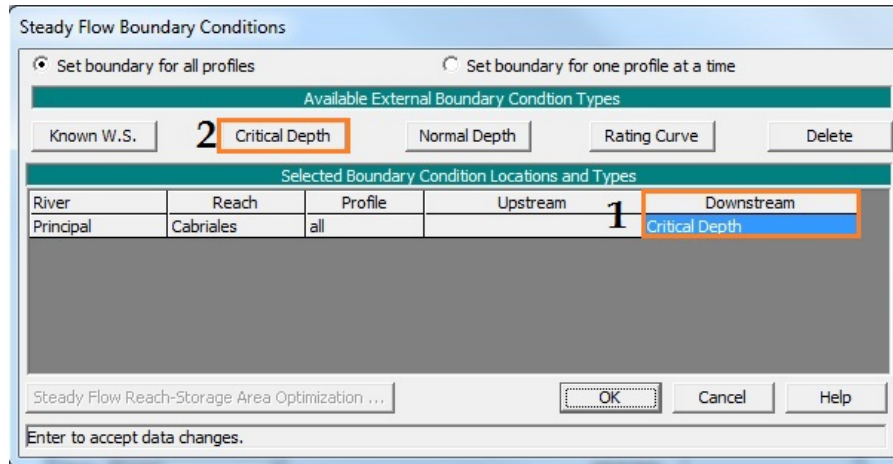


Figura 65: Introducción de condiciones de borde.

Fuente: Pérez, M. (2020)

Ejecución de cálculos hidráulicos con HEC-RAS:

Una vez definidos los datos geométricos y los hidráulicos, fue posible realizar la simulación. Ésta se realizó desde la ventana “Steady Flow Analysis”, la cual se encuentra en la pestaña “Run” del menú principal del programa HEC-RAS. Para realizar la simulación, fue necesario establecer un plan que incorpore tanto los datos geométricos como hidráulicos.

Para crear un plan se seleccionó la opción “New Plan” que se encuentra en el desplegado “File” de la ventana “Steady Flow Analysis” (ver figura 66), es necesario asignarle un nombre y un identificador al nuevo plan, así como seleccionar tanto los archivos de datos geométricos como hidráulicos previamente elaborados, además de elegir el régimen de flujo que se espera encontrar ya sea subcrítico, supercrítico o mixto, en la presente investigación se escoge flujo subcrítico como se mencionó anteriormente, por último es conveniente guardar el plan en “Save Plan AS”, del menú “File” de la ventana “Steady Flow Analysis”.

Una vez presionado el botón de “Compute”, se abre la siguiente ventana (ver figura 67) e inmediatamente ya se empiezan a realizar todos los cálculos correspondientes para los valores geométricos e hidráulicos introducidos.

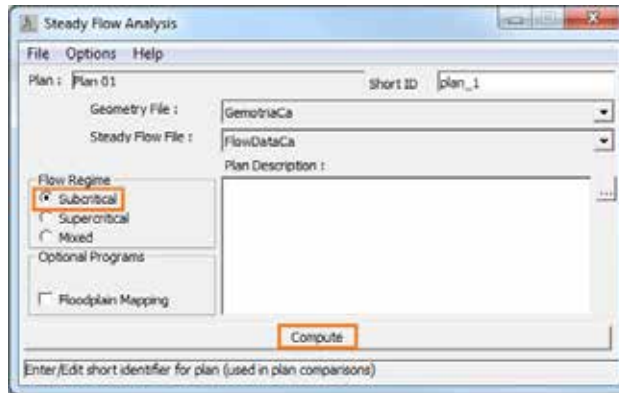


Figura 66: Selección del Plan.

Fuente: Pérez, M. (2020)

Analisis de resultados con HEC-RAS:

El programa HEC-RAS ofrece una gran variedad de formas en las que se pueden analizar los resultados, destacandose los perfiles de la lamina de agua, perfiles transversales de los tramos, dibujos en perspectiva espacial, curvas de elevaciones vs gastos y tablas de resultados tanto de resumen generico como de detalle, entre muchas otras opciones, las cuales son accesibles desde el menu “View” de la ventana principal de HEC-RAS.

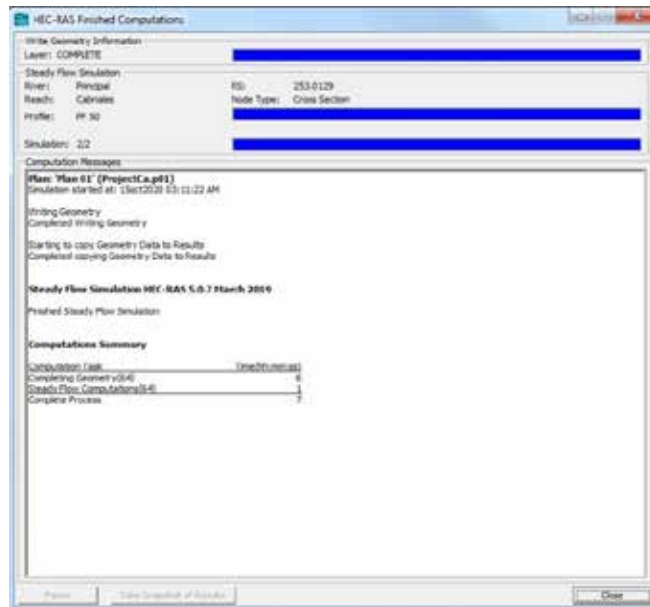


Figura 67: Aprobación de resultados.

Fuente: Pérez, M. (2020)

Análisis de resultados para TR=100 AÑOS:

En la Figura 68 se muestra el diagrama del canal con perspectiva en tres dimensiones vista desde HEC-RAS, donde se puede apreciar el comportamiento del fluido a lo largo de toda la longitud de su cauce con el periodo de retorno seleccionado.

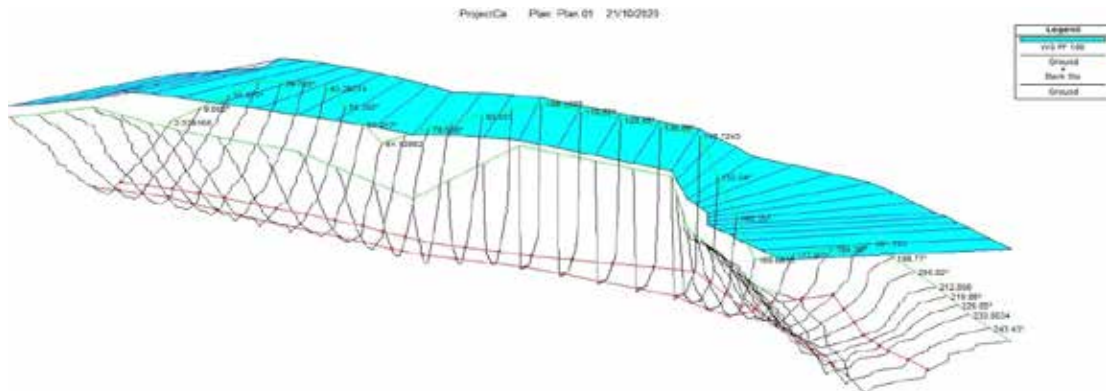


Figura 68: Vista en tercera dimensión del cauce Tr = 100 años.

Fuente: Pérez, M. (2020)

Para validar los resultados obtenidos de la simulación hidráulica con el programa HEC-RAS, es conveniente trabajar los valores mediante una hoja de cálculo. HEC RAS, permite exportar o copiar los resultados obtenidos de una simulación hidráulica. En la opción “Profile Summary Table”, que se encuentra en la pestaña “View” del menú principal del programa HEC-RAS, se dispone de una tabla que contiene resultados del análisis hidráulico (el gasto, la cota de la base del canal, la elevación del agua, la velocidad, el área hidráulica, etc.). Algunos de estos valores que son necesarios para hacer el análisis de socavación y estimación del remanso en la ubicación del puente de estudio, el cual se encuentra en la sección 147.7245, fue señalado para una mayor visualización de estos datos, a continuación se muestra la Figura 69 con los datos antes mencionados:

HEC-RAS Plan: plan_1 River: Principal Reach: Ca												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Cabriales	253.0129	PF 100	670.00	445.00	451.55		452.27	0.001573	4.34	190.09	40.29	0.56
Cabriales	233.8534	PF 100	670.00	445.00	451.57		452.22	0.001458	4.13	197.37	40.50	0.54
Cabriales	212.856	PF 100	670.00	445.20	451.27		452.15	0.002126	4.96	172.86	40.43	0.65
Cabriales	191.733	PF 100	670.00	444.99	451.25		452.09	0.001836	4.49	176.79	39.40	0.60
Cabriales	169.6635	PF 100	670.00	444.50	451.39		451.99	0.001271	4.25	207.47	41.25	0.52
Cabriales	147.7245	PF 100	670.00	444.66	451.43		451.93	0.000838	3.38	226.04	38.92	0.42
Cabriales	109.1808	PF 100	670.00	444.60	451.41		451.88	0.000923	3.60	226.56	39.72	0.44
Cabriales	85.74194	PF 100	670.00	444.20	451.02		451.82	0.001734	4.80	182.44	40.04	0.60
Cabriales	64.12882	PF 100	670.00	443.95	451.14		451.73	0.001115	4.06	210.72	40.28	0.49
Cabriales	43.39314	PF 100	670.00	443.99	451.00		451.69	0.001474	4.45	192.72	40.41	0.55
Cabriales	22.94268	PF 100	670.00	444.00	450.04	450.04	451.56	0.004267	6.83	135.80	40.06	0.90
Cabriales	2.029168	PF 100	670.00	443.89	448.96	448.96	450.49	0.005278	6.87	129.29	39.86	1.00

Figura 69: Tabla de datos hidráulicos para Tr = 100 años.

Fuente: Pérez, M. (2020)

Análisis de resultados para TR=50 AÑOS:

Cumpliendo con un proceso analogo al anterior, se realizo el estudio para el tiempo de retorno de 50 años, el cual cumple con un caudal de 458,9 m³/s, dicho esto, en la Figura 71 se muestra el diagrama del canal con perspectiva en tres dimensiones vista desde HEC-RAS, donde se puede apreciar el comportamiento del fluido a lo largo de toda la longitud del cauce.

HEC-RAS Plan: plan_1 River: Principal Reach: Ca												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Cabriales	253.0129	PF 50	458.90	445.00	450.58		451.13	0.001456	3.72	151.32	40.29	0.53
Cabriales	233.8534	PF 50	458.90	445.00	450.61		451.08	0.001344	3.53	158.12	40.50	0.50
Cabriales	212.856	PF 50	458.90	445.20	450.31		451.02	0.002125	4.40	134.01	40.43	0.64
Cabriales	191.733	PF 50	458.90	444.99	450.31		450.95	0.001738	3.87	139.79	39.40	0.57
Cabriales	169.6635	PF 50	458.90	444.50	450.42		450.86	0.001135	3.63	167.62	41.25	0.48
Cabriales	147.7245	PF 50	458.90	444.66	450.48		450.81	0.000677	2.73	189.20	38.11	0.37
Cabriales	109.1808	PF 50	458.90	444.60	450.45		450.77	0.000752	2.93	188.71	39.11	0.39
Cabriales	85.74194	PF 50	458.90	444.20	450.11		450.72	0.001561	4.12	146.27	40.04	0.55
Cabriales	64.12882	PF 50	458.90	443.95	450.22		450.63	0.000931	3.39	173.81	40.28	0.44
Cabriales	43.39314	PF 50	458.90	443.99	450.10		450.60	0.001296	3.78	156.36	40.41	0.51
Cabriales	22.94268	PF 50	458.90	444.00	448.83	448.83	450.45	0.005790	6.82	90.03	32.28	1.01
Cabriales	2.029168	PF 50	458.90	443.89	448.17	448.17	449.45	0.005588	6.28	97.98	38.43	0.99

Figura 70: Tabla de datos hidráulicos para Tr = 50 años.

Fuente: Pérez, M. (2020).

De los siguientes resultados se obtuvo que el valor de tirante de agua para la sección 147.7245 de 450,48 m.s.n.m, en este caso ocurre desbordamiento en algunas zonas del cauce.

Para validar los resultados obtenidos de la simulación hidráulica con el programa HEC-RAS, es conveniente trabajar los valores mediante una hoja de cálculo, como se muestra en la Figura 70.

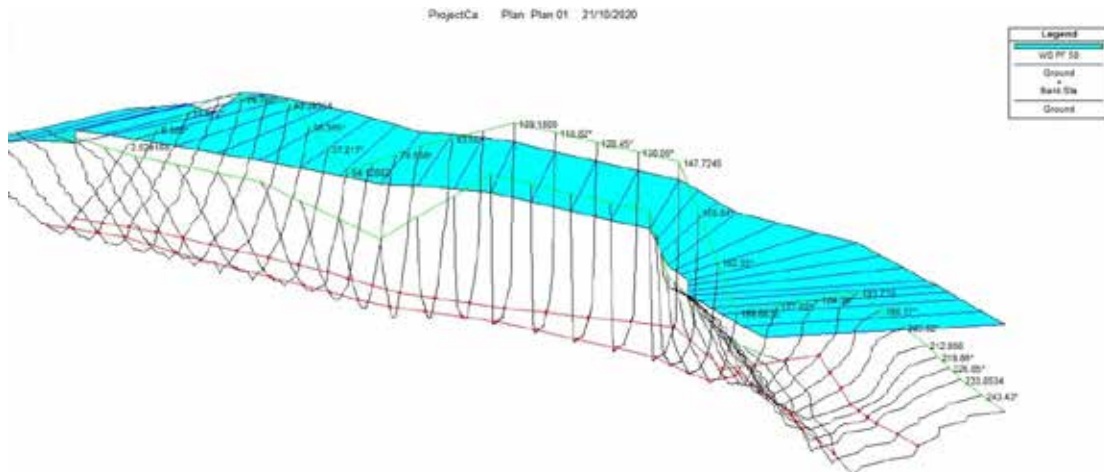


Figura 71: Vista en tercera dimensión del cauce Tr = 50 años.

Fuente: Pérez, M. (2020).

4.2.8 Análisis comparativo del comportamiento de las crecidas transitadas:

La cuenca Sur es una hoya hidrográfica con varias quebradas bien definidas que descargan en el río Cabriales aguas arriba del proyecto. En el tramo de análisis, la corriente forma parte del último cuarto de toda la longitud de llanura de dicho río.

Debido al área de la cuenca Sur (133,91 Km²) en donde se encuentra el tramo de análisis, las lluvias de diseño de 10 años de periodo de retorno o superiores provocan una acumulación excesiva del flujo, lo cual produce desbordamiento y con esto inundaciones frecuentes. En la Figura 72 se puede apreciar el perfil transversal del cauce en la sección 147.7245, para el periodo de retorno de 100 años, donde el trazado verde simboliza la línea de energía y la línea azul indica el nivel de flujo del agua; mostrando de igual forma una altura de 6.77 m (451,43 m.s.n.m) para la sección en estudio. Mientras que en la Figura 73 se muestra la sección transversal para la progresiva 147.7245, para el periodo de retorno de 50 años, mostrando un tirante de agua de 5.82m (450.48 m.s.n.m). Dicho esto, queda en evidencia una diferencia de altura entre ambos periodos de (451.43m-450.48m) 0.95 m.

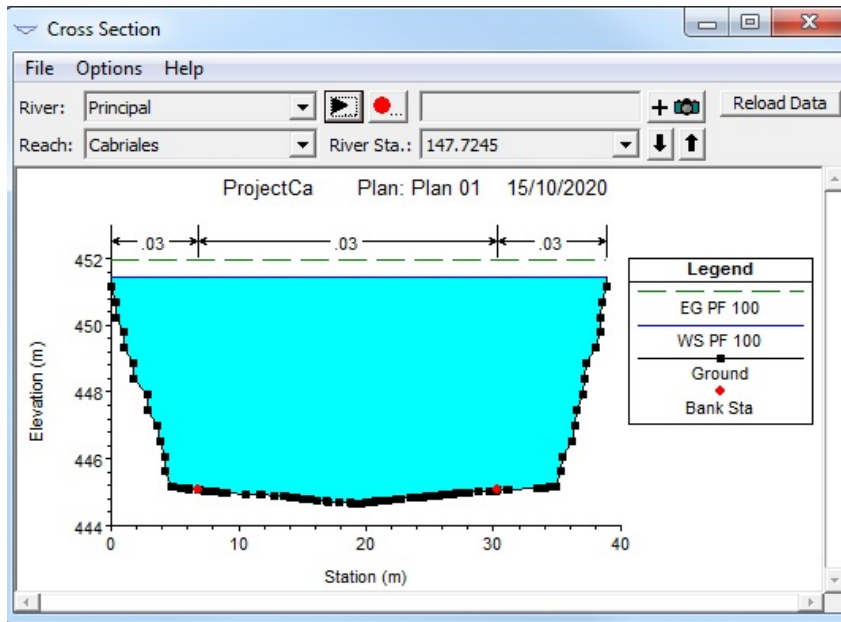


Figura 72: Sección transversal 147.7245 Tr = 100 años.
Fuente: Pérez, M. (2020).

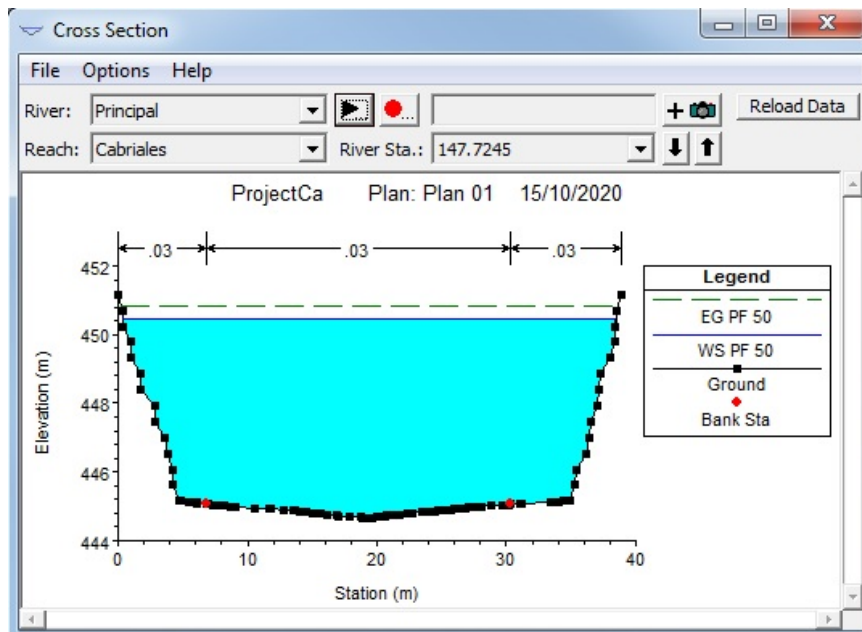


Figura 73: Sección transversal 147.7245 Tr = 50 años.
Fuente: Pérez, M. (2020).

4.3 Efectuar los análisis y cálculos de socavación general y local en puntos sensibles del puente, mediante distintos procesos y formulaciones.

4.3.1 Socavación general por contracción:

Método de Lischtván-Levediev:

El Método de Lischtván-Levediev (Maza,1967) sirve para la determinación de la erosión general. Este método se basa en encontrar el equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media del flujo que se requiere para erosionar un material de diámetro y densidad conocidos. Se puede emplear en casos en que el material del subsuelo es homogéneo o heterogéneo o incluso cuando está conformado por estratos. A continuación, el proceso de análisis del método de Lischtván-Levediev para el cálculo de la socavación general para el puente de estudio:

Se obtuvo el caudal de diseño ($Q = 670\text{m}^3/\text{s}$) para un periodo de retorno de 100 años, de la data previamente recolectada.

1) Ancho efectivo de la sección del cruce ($B_e=32\text{ m}$).

2) Figura 7 (ver capítulo 2), según la longitud libre del puente, en el caso de estudio es entre estribos ($L=30.22\text{m}$) y la velocidad media de la sección en estudio del cauce obtenida mediante la ecuación de continuidad ($V=2.96\text{m/s}$), considerando los valores expuestos da un coeficiente de contracción 2.

3) Tirante medio de la sección (H_m), se obtuvo dividiendo el área hidráulica de la sección transversal ($A=226.04\text{ m}^2$) entre el ancho efectivo, resultando:

—

4) Cálculo del coeficiente de sección dependiente de las características

—————

- 5) A continuación, se halla el factor k de la ecuación, el valor de x varia e función del peso específico del suelo como se muestra en la Figura 74.

Suelos cohesivos					
γ_d	x	$\frac{1}{1+x}$	γ_d	x	$\frac{1}{1+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75
0.98	0.45	0.69	1.64	0.31	0.76
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.74
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79

Figura 74: Valores de x para suelos cohesivos.

Fuente: Suárez, J. (2001).

- 6) Estimación de diseño ($T_r=100$ años), dichos valores se encuentran tabulados en la Figura 75, para este caso se usó $\beta = 1$.

Valores de β	
T_r (años)	β
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

Figura 75: Tabla para el cálculo de coeficiente β .

Fuente: Guédez & Marvez, (2017)

- 7) Para proceder con los cálculos de la socavación general se utilizó la ecuación para suelos cohesivos dado las características presentadas por el estudio geotécnico, y en base a una serie de profundidades las cuales están medida desde la superficie del agua (H_0), y para obtener una altura de socavación con respecto al lecho del río se restó ambas profundidades.

En base a los valores obtenidos anteriormente se sustituyeron en la siguiente ecuación:

Se estimó un valor de socavación (H_s) para una serie de profundidades (H_o) correspondientes a distintas progresivas o longitudes horizontales respecto de la sección transversal bajo el puente, como se presentan en siguiente cuadro.

Profundidad de Socavación - Suelos Cohesivos			
Datos		Cálculos	
Prog	H_o (m)	H_s (m)	D (m)
4.71	6.27	8.252	1.982
11.72	6.49	8.626	2.136
19.43	6.77	9.108	2.338
27.27	6.45	8.558	2.108
34.93	6.27	8.252	1.982

Cuadro 6: Profundidad de socavación.

Fuente: Pérez, M. (2020).

El estudio indica la existencia de la erosión del cauce para el caudal de $670 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr=100$ años). En base a los valores estimados del descenso (D) del lecho del cauce se presenta un perfil socavado de la sección transversal bajo el puente (ver Anexo H)

Como ha podido notarse, la teoría expuesta requiere para su aplicación de datos que son relativamente sencillos de obtener, tales como, el gasto Q de diseño escogido para un periodo de retorno previamente seleccionado, el perfil de la sección transversal (s o D_m).

Método de Straub

La siguiente expresión se usa para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el fondo del cauce debido a una reducción en su sección transversal:

Método de Komura

La contracción de los cauces ocurre en zonas donde se construyen puentes, espigones o estructuras de contención de la orilla. La socavación puede calcularse mediante la siguiente expresión (Komura, 1971).

4.4.1 Socavación Local

Método de K. F. Artamonov

El método K. F. Artamonov permite estimar no solo la profundidad de socavación al pie de estribos, sino además al pie de espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el estribo, relacionando con el gasto total que escurre por el río, del talud que tienen los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente (ver figura 76).

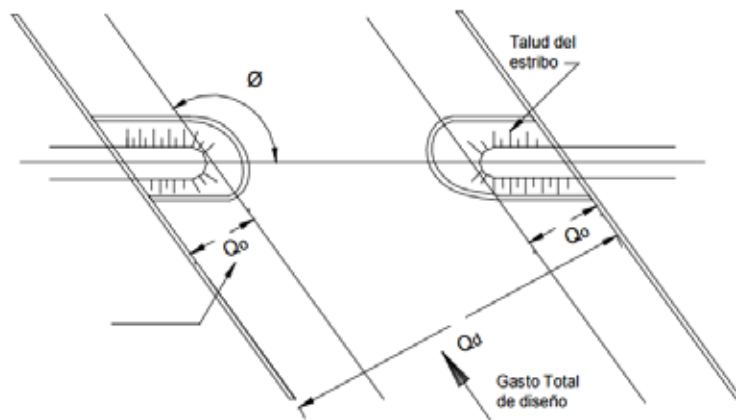


Figura 76: Gasto interceptado por los estribos.
Fuente: Coronado (2011).

El tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente, está dada por:

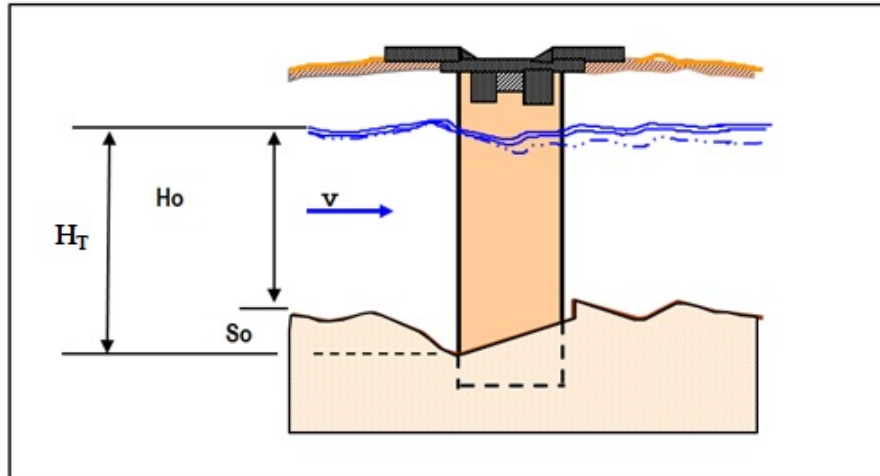


Figura 77: Perfil de socavación del estribo
Fuente: Coronado, (2011)

θ	20°	60°	90°	120°	150°
K_{θ}	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

Figura 78: Coeficiente de corrección K
Fuente: Juárez B. & Rico R. (1992)

Q_v/Q_d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
K_Q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Figura 79: Coeficiente de corrección K_Q
Fuente: Juárez B. & Rico R. (1992).

Talud m	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
K_m	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Figura 80: Coeficiente de corrección K_m
Fuente: Juárez B. & Rico R. (1992).

Procedimiento

- K , coeficiente que depende del ángulo que forma el eje del puente con la corriente, como se indica en la Figura 76; su valor se puede encontrar en la

Figura 78, en el caso de estudio el cauce tiene un ángulo con respecto al eje del puente de 45° y mediante interpolación se estimó el valor K de:

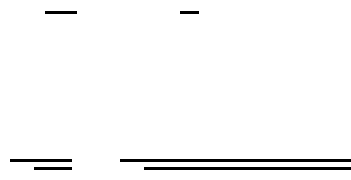
-
- K_Q , coeficiente que depende de la relación Q_1/Q , en que Q_1 es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y Q es el gasto total que escurre por el río. El valor de K_Q puede encontrarse en la Figura 79, en base a un caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años de $670\text{m}^3/\text{s}$ la obstrucción del estribo retiene un Q_1 de $93,17\text{ m}^3/\text{s}$, con los datos respectivos se consiguió:

De la Figura 79 se interpola:

-
- K_m , coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, su valor puede obtenerse en la Figura 80, dicho talud presenta una relación 1:0.
 - h , tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión (ver Figura 77) el mismo fue obtenido por el dimensionamiento del lecho en HEC-RAS, siendo este 6,36 m.
 - H_T , es el valor de profundidad resultante desde la superficie de agua hasta el lecho socavado el mismo se estimó mediante los coeficientes correctivos estimados anteriormente y la profundidad del lecho frente al estribo resultando:
$$12.945\text{ m}$$
 - S_o , valor final que desciende producto de la socavación local en el estribo del puente, este viene dado por la diferencia entre el tirante incrementado al pie de un estribo y la profundidad previa a la socavación, resultando:

Método de Liu, Chang y Skinner

El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional realizados en 1961.

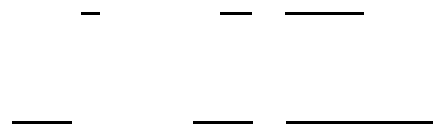


$K_f = 2,15$ para estribos con pared vertical



Método de Laursen

Laursen en la década de los ochenta surgió dos ecuaciones basándose en el razonamiento sobre el cambio en las reacciones de transporte debido a la aceleración del flujo causada por el estribo.



La ecuación debe ser ajustada por el factor de corrección , para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo.



4.4 Proponer obras de protección, cuidando las áreas adyacentes al emplazamiento del puente.

Debido a la sobreelevación del fluido generada por el gasto que transita a través del cauce, produciendo desbordamiento del mismo sobre zonas adyacentes al río, trayendo consigo manchas de inundación, fue necesario realizar una propuesta sencilla de canalización, para de esta forma mitigar algún tipo de desastre o problema.

En la Figura 82, se muestra el perfil longitudinal del cauce con sus respectivas cotas de frontera, cota izquierda en verde y cota derecha en naranja, también se muestra la lámina de agua (en azul) para un periodo de retorno de 50 años. Se puede observar que el desbordamiento ocurre en casi todo el tramo de estudio, exceptuando las secciones donde se ubica el puente, estos datos fueron obtenidos de la simulación que se realizó en el programa HEC RAS.

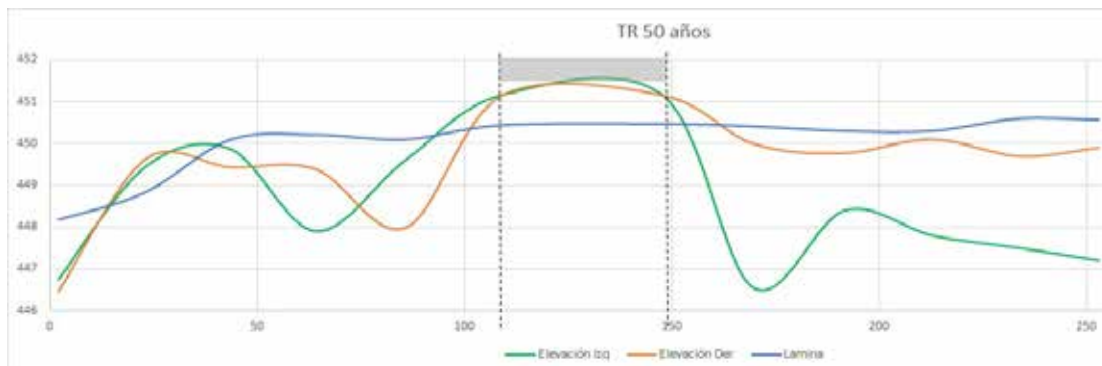


Figura 81: Perfil Longitudinal, desbordamiento del cauce.

Fuente: Pérez, M. (2020)

4.4.1 Propuesta de canalización:

Como se mencionó anteriormente se procedió a realizar los cálculos correspondientes al periodo de retorno seleccionado (50 años) en el diseño del canal. En el siguiente punto se estableció como sistema de canalización el uso de muros de gaviones, el cual tiene una longitud de 80 metros de largo, donde se repartió 40 metros aguas arriba del puente y 40 metros aguas abajo del mismo, esto con la finalidad de reducir cualquier futuro problema en sus sectores aledaños, como crecidas o efectos de socavación en su sección.

Para realizar el diseño se requirió conocer el área de las secciones de estudio, la cuales se detallan en la Figura 83.

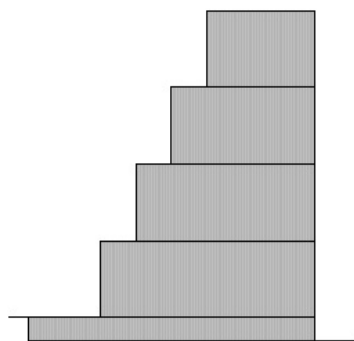
Teniendo como dato la topografía del terreno, los datos de estudios de suelo se procedieron a diseñar el muro de gavión como se puede mostrar en la Figura 84.

En el Anexo A se muestran los resultados del diseño del mismo mediante la aplicación del software GawacWin2003 usado por la empresa Maccaferri especializada en la construcción de muros de este tipo, así como también se dejará anexo un manual de instalación de muros de gaviones en base a al procedimiento estándar usado por la empresa Maccaferri.

River	Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Principal	Cabriales	191.733	PF 50	458.90	444.99	450.31		450.95	0.001738	3.87	139.79	39.40	0.57
Principal	Cabriales	169.6635	PF 50	458.90	444.50	450.42		450.86	0.001135	3.63	167.62	41.25	0.48
Principal	Cabriales	147.7245	PF 50	458.90	444.66	450.48		450.81	0.000677	2.73	189.20	38.11	0.37
Principal	Cabriales	109.1808	PF 50	458.90	444.60	450.45		450.77	0.000752	2.93	188.71	39.11	0.39
Principal	Cabriales	85.74194	PF 50	458.90	444.20	450.11		450.72	0.001561	4.12	146.27	40.04	0.55
Principal	Cabriales	64.12882	PF 50	458.90	443.95	450.22		450.63	0.000931	3.35	173.81	40.28	0.44

Figura 82: Áreas para cada sección.

Fuente: Pérez, M. (2020)



Camada	Largo m	Altura m	Distancia m
1	4.00	0.30	-
2	3.00	1.00	1.00
3	2.50	1.00	1.50
4	2.00	1.00	2.00
5	1.50	1.00	2.50

Figura 83: Dimensiones muro de gavión

Fuente: Pérez, M. (2020).

4.4.1.1 Introducción de datos para la canalización mediante el programa HEC-RAS:

Para elaborar la canalización mediante HEC-RAS, se siguieron una serie de pasos:

- Crear un nuevo proyecto.
- Ingresar datos geométricos.

- Ingresar datos de flujo y condiciones de frontera.
- Ejecutar cálculos hidráulicos.
- Ver y analizar resultados.

Creación de un nuevo proyecto:

El primer paso para modelar un sistema hidráulico, fue crear un nuevo proyecto; primero se estableció el directorio para trabajar. Para iniciar un nuevo proyecto, se ingresó al menú “File” en la ventana principal del HEC-RAS y se seleccionó “New Project”; al hacerlo, apareció una ventana como la que se muestra en la figura 68, donde se especifica la unidad y la ruta para trabajar, además se le asignó un título al proyecto y nombre al archivo, cabe destacar que los demás pasos, serán respaldados en esta misma sección.

Establecimiento de datos geométricos en HEC-RAS:

Los datos geométricos que definen el ejemplo a resolver son: el esquema del canal y secciones transversales. Para cargar la geometría (ver figura 57) se realizó a través de la opción “File” (Paso 1) de la barra principal de la ventana “Geometric Data”, luego se presionó “Import Geometry Data” (Paso 2) y por último (Paso 3) se presionó la opción de “GIS Format”, donde se busca la geometría guardada del programa ArcGis 10.8, como se explicará más adelante este proceso, una vez hecho esto automáticamente se abrirá la sección (ver figura 85), vista desde un plano de planta, sin condiciones hidráulicas aun colocadas, luego, en la figura 60, se muestra el procedimiento para realizar la entrada de los valores del coeficiente de Manning, a través de la opción de “Tables” de la barra principal de la ventana “Geometric Data”, luego se procedió a colocar los coeficientes de Manning a lo largo de todos los tramos, el cual resultó 0,03 en el estudio hidráulico por todas las características del cauce. Una vez realizado esto se procedió a efectuar una interpolación, a través de la opción de “Tools” de la barra principal de la ventana “Geometric Data”, como se muestra en la figura 62, para así lograr obtener las secciones más detalladas y fáciles de manejar.

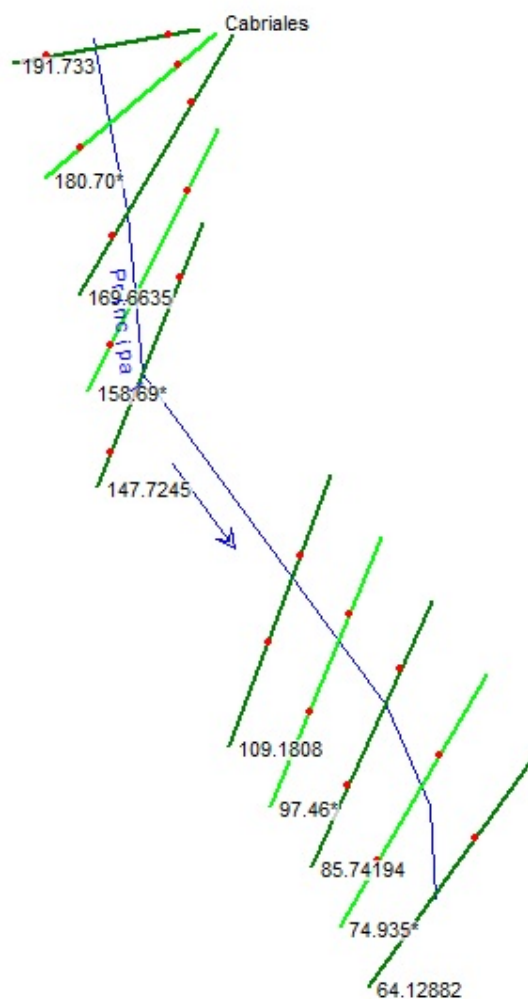


Figura 84: Vista de planta del cauce y secciones.

Fuente: Pérez, M. (2020).

Las secciones transversales que definen la geometría del canal se ingresaron presionando la opción de “Cross Section” de la ventana “Geometric Data” con lo que se activa el editor de secciones transversales (ver figura 86), acá no solo se definió la geometría de la sección, también se definió las propiedades y coeficientes, tal como el coeficiente de Manning, donde para la presente propuesta tuvo un valor de 0.025, correspondiente al coeficiente para muros de gaviones y 0.030 para el canal central del cauce ya que éste conserva sus propiedades naturales.

La sección transversal se ingresó ubicando los puntos que la definen, como si se tratara de un plano cartesiano. En la opción de “Manning’s Values” se ingresaron los coeficientes de Manning, mencionado anteriormente.

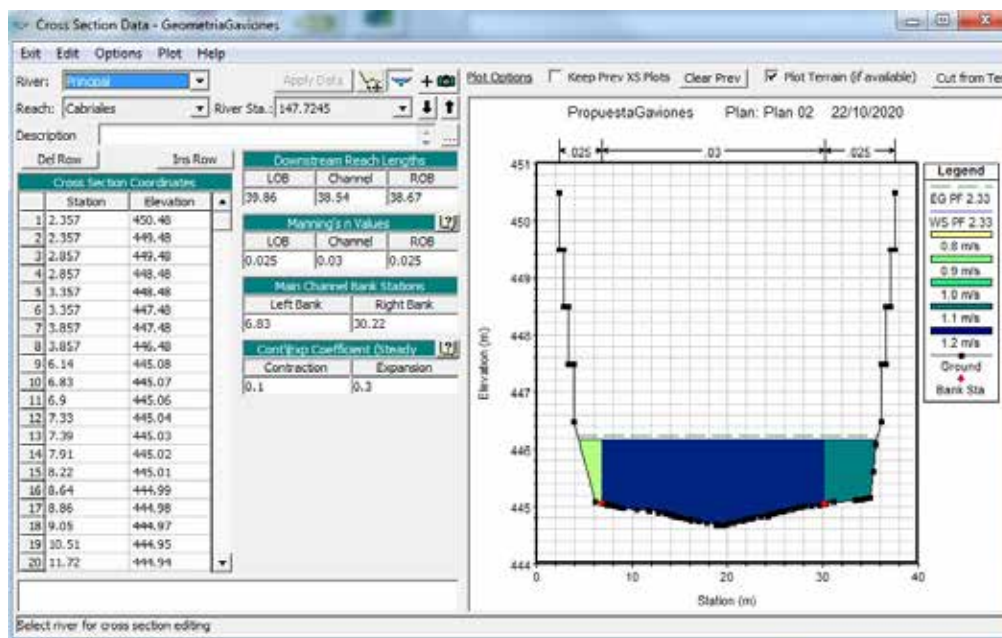


Figura 85: Sección transversal del canal.

Fuente: Pérez, M. (2020).

Ingresar datos de flujo y condiciones de frontera:

En esta sección, se definió el gasto para el que se realizará la simulación hidráulica, las condiciones iniciales y las condiciones de frontera. Para iniciar se seleccionó la opción de “Steady Flow Data” del menú “Edit” que se encuentra en la ventana principal del programa HEC-RAS, en ella se especifica el número de perfiles a calcular, en esta investigación fue suficiente cuatro perfiles, dos aguas abajo y dos aguas arriba del puente, el cual corresponde a un periodo de retorno de 50 años, donde pertenece un caudal de $458,9 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para definir las condiciones de frontera se oprimió el botón de “Reach Boundary Conditions”, y aparece la ventana donde se seleccionó “Critical Depth”, o tirante crítico en español, como se realizó en el proceso anterior.

Presionando el botón “OK”, quedan por completo definidos los datos hidráulicos y condiciones de frontera, solo restaría guardar la información con “Save Flow Data As” que se encuentra en la pestaña “File” en el menú de “Steady Flow Data”, donde se le asignó un nombre al archivo y una ruta para ser guardado.

Ejecución de cálculos hidráulicos con HEC-RAS:

Una vez definidos tanto los datos geométricos como los hidráulicos, fue posible realizar la simulación, esta se realizó desde la ventana “Steady Flow Analysis”, que se encuentra en la pestaña “Run” del menú principal. Para realizar la simulación, fue necesario establecer un plan que incorpore tanto los datos geométricos como los hidráulicos.

Para crear el plan fue necesario seleccionar “New Plan” que se encuentra en el menú desplegado de “file” de la ventana “Steady Flow Analysis”, fue necesario asignarle un nombre y un identificador al nuevo plan, así como seleccionar tanto los archivos de datos geométricos e hidráulicos previamente elaborados, además se eligió el régimen de flujo que se espera encontrar (Subcrítico, supercrítico o mixto); en el ejemplo estudiado se escogió subcrítico, luego se seleccionó la opción guardar el plan en “Save Plan AS”, del menú File de la ventana “Steady Flow Analysis”.

Por último, se seleccionó la opción “compute” de esta última ventana, donde el programa procedió a computar todos los cálculos pertinentes para los datos ingresados.

Análisis de resultados con HEC-RAS:

El programa HEC-RAS ofreció una alta variedad de formas en las que se pueden analizar los resultados, entre ellos: lámina de agua, dibujo en perspectiva espacial, secciones transversales, tabla de resultados, etc. Las cuales fueron accesibles desde el menú “View” de la ventana principal de “HEC-RAS”.

En la figura 87 se muestra la variación de la velocidad de la sección transversal del canal donde se ubica el puente para un periodo de retorno de 50 años.

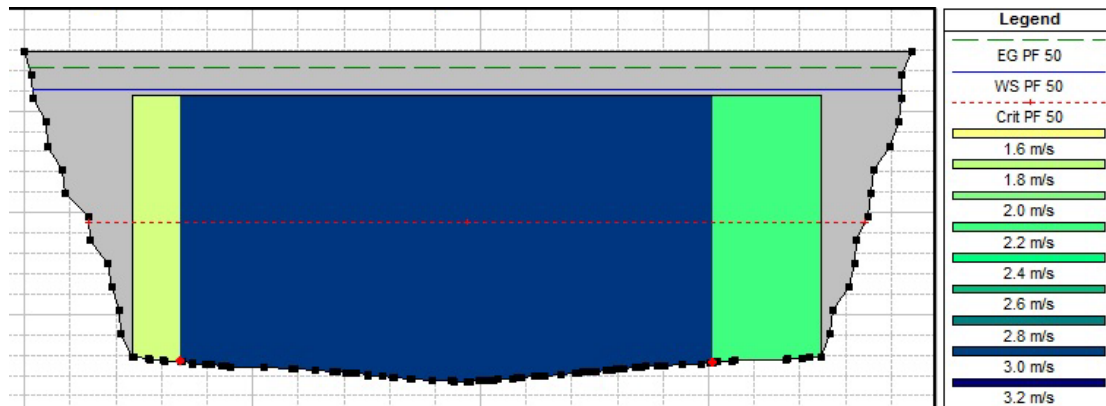


Figura 86: Sección transversal de la sección del puente.
Fuente: Pérez, M. (2020)

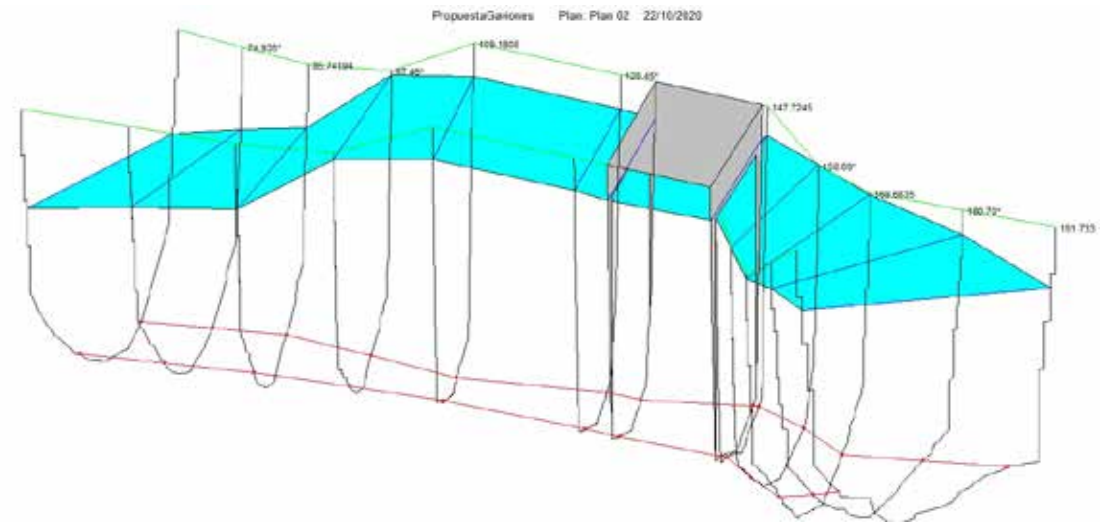


Figura 87: Vista tridimensional de la canalización.
Fuente: Pérez, M. (2020)

4.4.2 Otras medidas de protección

Si los huecos por socavación existentes o previstos son locales y la capacidad de carga de las pilas es suficiente, se pueden proteger las áreas alrededor de las pilas usando alguno de los métodos que se describen a continuación

4.4.2.1 Enrocado

La forma más simple de proteger un estribo es por medio de enrocado. El enrocado a usarse es de tamaño mayor que el que se requiere para proteger cauces con flujo sin obstrucciones.

El enrocado debe tener un mínimo de tres capas de roca en contacto con la estructura. Menos capas pueden inducir a que la arena entre la roca sea removida por los vórtices y la turbulencia.

Para no reducir el área hidráulica de la corriente, es conveniente desplantar el enrocado hasta la elevación que alcanza la socavación a largo plazo y por contracción. Como esto no siempre es posible, conviene al menos, rellenar con enrocado el hueco dejado por la socavación.

4.4.2.1 Diques de encauzamiento

Los diques de encauzamiento son estructuras que se construyen a partir de los estribos de un puente y se prolongan hacia aguas arriba. A continuación, se describen los objetivos de los diques de encauzamiento.

Obligar a que la dirección del flujo en la sección del cruce sea aproximadamente constante para todos los gastos de la época de lluvias. Cuando hay pilas dentro del cauce, la dirección adecuada del dique debe ser paralela al eje longitudinal de las mismas, con lo que se garantiza que la erosión local al pie de las pilas sea mínima y se produzca únicamente en la cara aguas arriba.

Evitar la socavación local al pie del estribo.

Proteger el terraplén de la vía terrestre, al menos en la zona cercana al puente.

Proveer una transición suave entre el cauce aguas arriba y la zona contraída del puente de forma que, idealmente, las líneas del flujo sean paralelas y rectas a través del cauce.

Consideraciones de diseño

La cara del dique debe empatar con el estribo de forma que el flujo no sea perturbado en la unión.

Para puentes nuevos, la pared de los estribos puede inclinarse con el mismo talud del dique.

Para mejoramiento de puentes existentes, puede ser necesaria la adecuación de la pared del estribo o construcción de aletas.

La presencia del dique de encauzamiento hace que la erosión se presente aguas arriba del dique y no en las proximidades del estribo como ocurriría si el flujo sobre las bancas es obligado a retornar al cauce principal.

Los diques se pueden construir sobre un solo estribo o sobre ambos dependiendo de la cantidad de flujo que es dirigido hacia el puente por cada terraplén de acceso.

Si los lados del puente están confinados por bancas muy altas no se justifica la construcción de diques de encauzamiento.

Orientación

Los diques deben ser paralelos a los estribos, y la distancia entre ellos debe ser igual a la distancia entre las paredes de los estribos. Los mejores resultados se obtienen usando diques con forma en planta de un cuarto de elipse, con el radio entre el eje mayor y el eje menor de 2.5 a 1.0. Esto permite la contracción gradual del flujo.

CONCLUSIONES

Al determinar los resultados obtenidos en el programa HEC-RAS, empleando los caudales de diseño recomendables para obras hidráulicas, los cuales son periodos de retorno no mayores a 100 años , se pudo observar que para los periodos de retorno de 50 años a 100 años representan riesgo de inundación en el puente, reduciendo galibo a cero, lo cual produce desbordamiento y en caso de que el río traiga consigo escombros de gran tamaño pudiera llegar al colpaso del mismo, debido al apaleamiento que producen los escombros arrastrados por el cauce en las crecidas.

Para la estimación de la profundidad de socavación, el periodo de retorno mínimo debiera ser igual al utilizado en el diseño del puente y para un caudal de no mas de 100 años de periodo de retorno que representa el caudal para verificar la estabilidad de la estructura del puente. En este caso, se considera que se trata de un evento extremo.

La geomorfología del cauce tales como la pendiente y la sección transversal influyen directamente en la velocidad y su distribución. A mayor pendiente o reducción de la sección se incrementa la velocidad y también se incrementa la socavación local. La curvatura del cauce genera el incremento de la socavación en el margen exterior.

Las dimensiones del estribo y de su cimentación influyen directamente en la socavación local; esto se debe a que a mayor ancho del estribo habrá mayor área de obstrucción y menor área hidráulica, ocasionando el aumento de velocidad y con ello el incremento de la socavación.

La variación de los resultados del modelo respecto a los datos medidos en campo siempre va a existir, es difícil determinar con exactitud la profundidad de socavación, pero lo más importante es saber interpretar las variaciones, saber a qué se deben dichas variaciones y usar algunos criterios para poder estimar un valor más cercano.11

La propuesta planteada para la construcción de muros de gaviones obtuvo como resultado una reducción de la velocidad en la sección del puente, para el periodo de retorno de 50 años, así como también es de utilidad para contrarrestar la socavación general, evitando así los cambios de morfología que se pueden presentar debido a las crecidas.

La socavación local no sólo estaría en función de la velocidad media del flujo en la sección, sino que también dependería del ancho del obstáculo.

RECOMENDACIONES

Que las instituciones y organizaciones estatales brinden mayor apoyo relacionada al mantenimiento de puentes.

Como recomendación para trabajos futuros se sugiere realizar una recopilación completa de información relacionada con las zonas o puentes que se pretenden analizar verificando su disponibilidad y facilidad de acceso, esto facilita el direccionamiento de la investigación.

Se recomienda el mantenimiento periodico del puente, ya que se observan muchos desperdicios en las cercanias del cauce, cuando los residuos flotantes son bloqueados por la estructura del puente u otro elemento del cauce se incrementa la erosión y la socavación. Al inicio un pequeño bloqueo puede producir un pequeño incremento en la contracción de la corriente y un aumento en la socavación. Con el paso del tiempo se puede aumentar la cantidad de residuos bloqueados y la socavación se va aumentando. Este fenómeno altera dramáticamente el patrón de flujo en los estribos del puente, generándose niveles de socavación muy superiores a los previstos. Finalmente, el puente puede ser bloqueado en tal forma que el flujo sobrepase el nivel de la estructura y pueda producirse la destrucción total del puente. Las raíces y troncos de árboles transportados por la corriente son elementos que aumentan considerablemente los niveles de socavación. Los estribos en el cauce son especialmente vulnerables al efecto de los residuos ya que esto pueden generar la contracción y a su vez el aumento de la velocidad, una de las causas más importantes de la socavación.

Se recomienda usar enrocado de protección para los estribos del puente ya que estos actualmente presentan una altura de socavación notable a simple vista.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Aguado, A. (2012), trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil,
Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Amador, E. (2013), trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil,
Universidad Nacional del Centro del Perú, Perú.
- Arenas, G. & Vega, D. (2013), trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil,
Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá.
- Arias, F. (2006).
Caracas: EPISTEME c.a.
- Finol de Franco, M., & Camacho, H. (2008).
Maracaibo: Ediluz.
- Guédez, C. & Marvez, O. (2017), trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil,
Universidad José Antonio Páez, Venezuela.
- Guevara Álvarez, M. (2016). Colombia: Lemoine Editores.
- Libertador, U. P. (2002).
Caracas: FEDUPEL.
- Melville, B., & Coleman, S. (2000). U.S.A.: Water Resources Publications, LLC.
- Rocha, A. (2010). Peru.
- Sabino, C. (1992). Caracas: Panapo. Smith, D. (2015).
U.S.A.

Tamayo Tamayo, M (. (2003).

Mexico DF:

LIMUSA. SA.

Torres, R. (2006).

Ingeniería. Caracas, Venezuela: Consulibris

Fuentes Electrónicas

ArcGis – ArcMap. (2019), [Página web]. Disponible en: <https://www.esri.com/es-es/arcgis/>

US Army Corps of Engineers.

(. (2019) [Página web]. Disponible en: <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>

US Army Corps of Engineers.

(2019) [Página web]. Disponible en: <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>

ANEXO A

Geometría y datos sobre el suelo para el diseño de muro de gaviones

GawacWin 2003

Pagina 1

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: GavionesCabriales

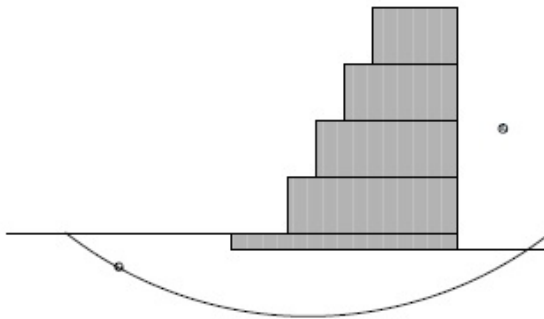
Archivo: GavionesCabriales

Fecha: 20/10/2020

DATOS INICIALES

Datos sobre el muro

Inclinación del muro	: 0.00 grad.	Camada	Largo	Altura	Distancia
Peso esp. de las piedras	: 24.52 kN/m ³		m	m	m
Porosidad de los gaviones	: 20.00 %	1	4.00	0.30	-
Geotextil en el terraplén	: Si	2	3.00	1.00	1.00
Reducción en la fricción	: 5.00 %	3	2.50	1.00	1.50
Geotextil en la base	: Si	4	2.00	1.00	2.00
Reducción en la fricción	: 5.00 %	5	1.50	1.00	2.50
Malla y diám. del alamb.:	+ 8x10, ø 2.4 mm CD				



Datos sobre el suelo del terraplén

Inclinación del primer tramo	: 0.00 grad.
Largo del primer tramo	: 10.00 m
Inclinación del segundo tramo	: 0.00 grad.
Peso específico del suelo	: 16.67 kN/m ³
Ángulo de fricción del suelo	: 8.00 grad.
Cohesión del suelo	: 29.42 kN/m ²

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación	: 0.30 m
Largo horiz. en la fundación	: 1.00 m
Inclinación de la de fundación	: 0.00 grad.
Peso específico del suelo	: 16.67 kN/m ³
Ángulo de fricción del suelo	: 8.00 grad.
Cohesión del suelo	: 29.42 kN/m ²
Presión aceptable en la fundación	: 22.26 kN/m ²
Nivel del agua	: m

ANAEXO B

Resultados de los análisis de estabilidad del muro de gavión

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo	:	46.68 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	4.00 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	1.43 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	7.60 grad.
Empuje Pasivo	:	21.30 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.00 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.15 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	0.00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base	:	206.26 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	2.44 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.00 m
Fuerza de corte en la base	:	24.97 kN/m
Fuerza resistente en la base	:	107.68 kN/m
Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento	:	2.33

Vuelco

Momento Activo	:	66.32 kN/m x m
Momento Resistente	:	570.22 kN/m x m
Coef. de Seg. Contra el Vuelco	:	8.60

Tensiones Actuantes en la Fundación

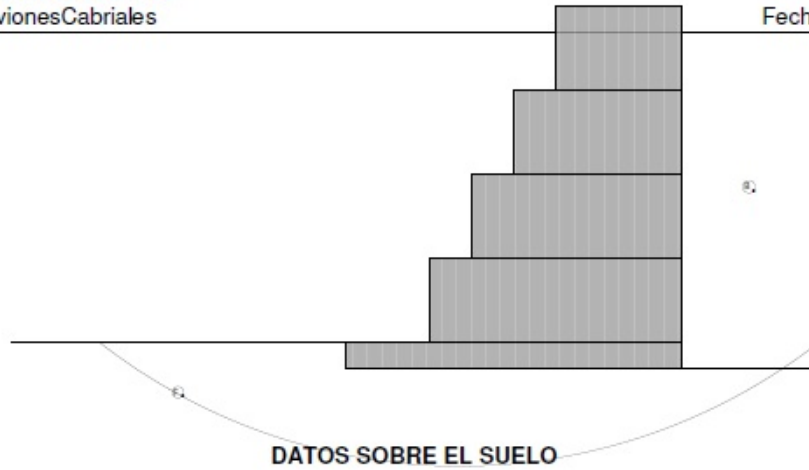
Excentricidad	:	-0.44 m
Tensión normal a la izquierda	:	17.29 kN/m ²
Tensión normal a la derecha	:	85.84 kN/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	:	22.26 kN/m ²

ANEXO C

Verificación de estabilidad

Proyecto: GavionesCabriales
 Archivo: GavionesCabriales

Fecha: 20/10/2020



DATOS SOBRE EL SUELO

Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	φ grad.	Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	φ grad.
B _s	16.67	29.42	8.00	F _s	16.67	29.42	8.00

CARGAS

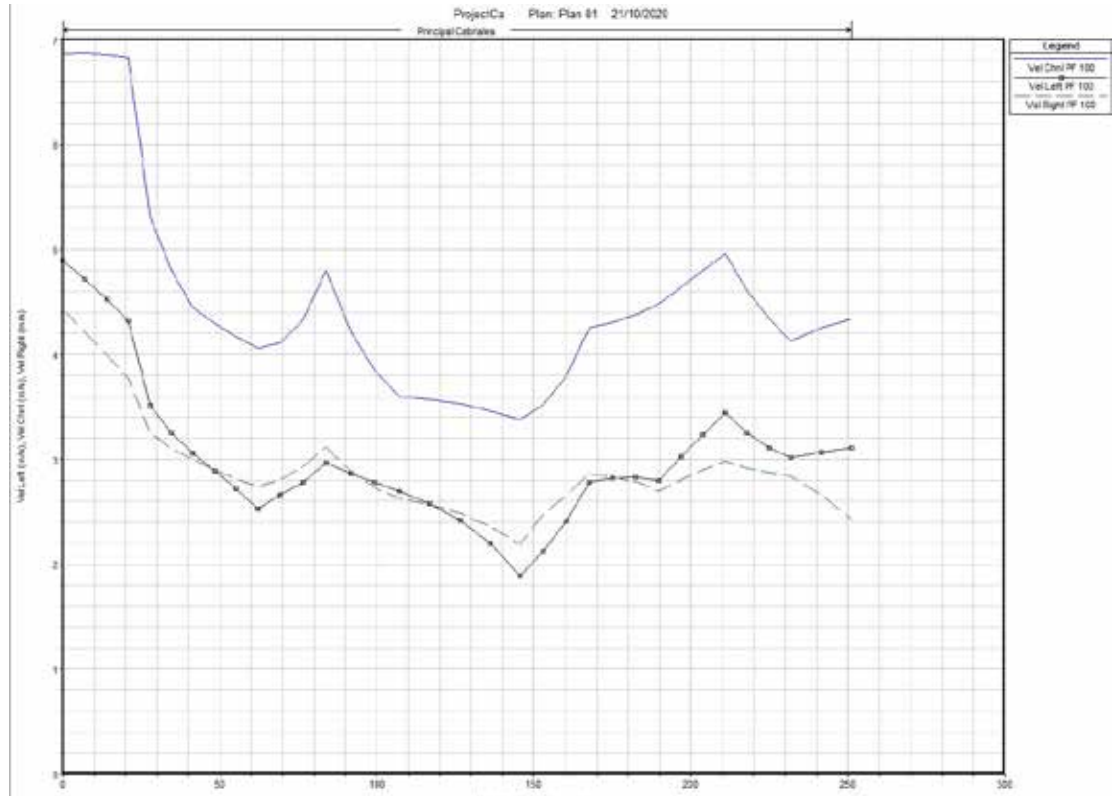
Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de seg. contra el Desliz.	2.33	Tensión en la base (izq.)	17.29kN/m ²
Coef. de seg. contra el Vuelco	8.60	Tensión en la base (der.)	85.84kN/m ²
Coef. de seg. contra la Rot. Global	2.85	Máx. tensión aceptable	22.26kN/m ²

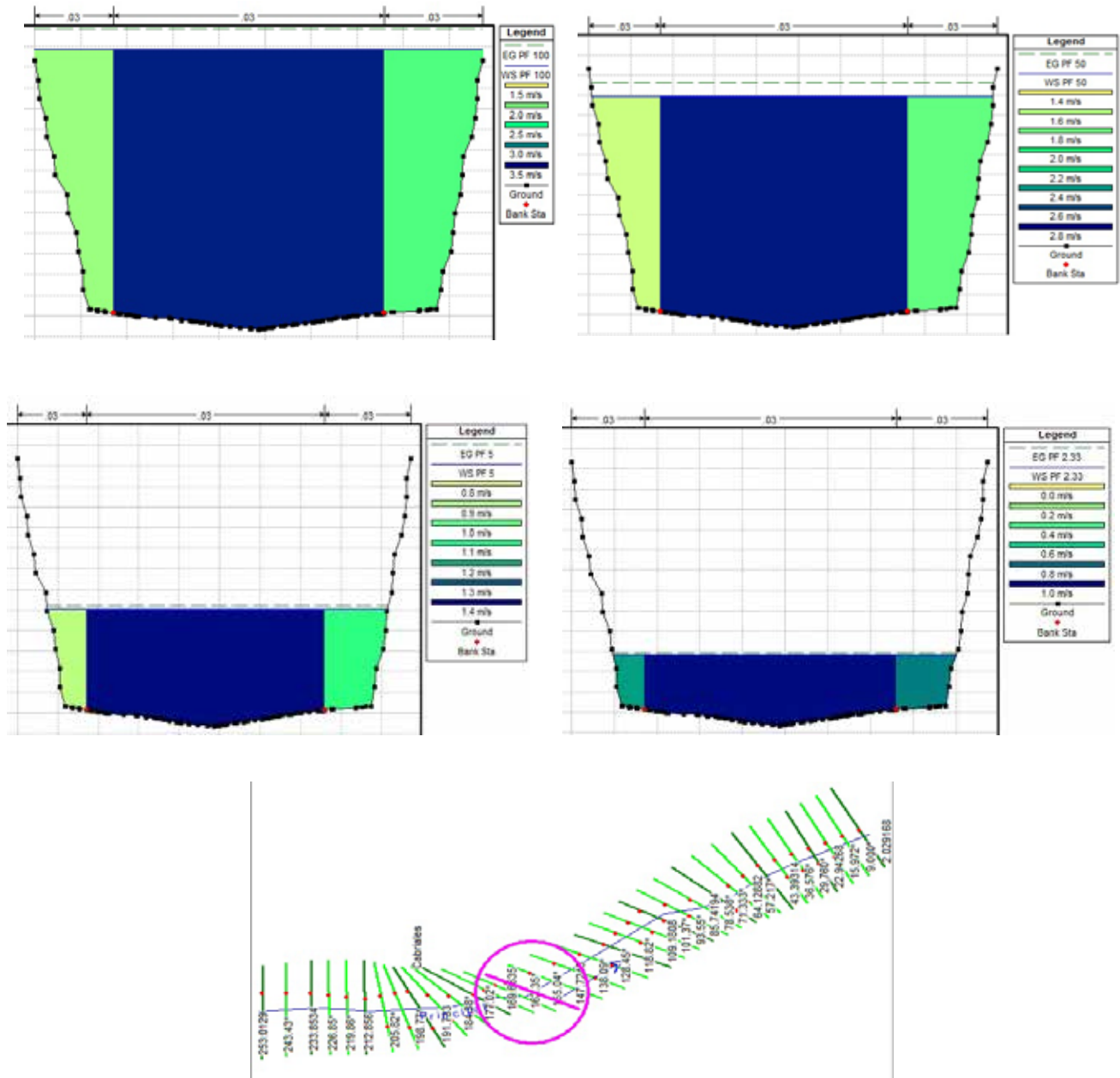
ANEXO D

Distribución de velocidades en canal principal y márgenes del río. Tr 100 años



ANEXO E

Distribución de velocidades para varios periodos de retorno en la sección del puente.



ANEXO F

Información hidráulica de la sección transversal del puente para Tr 100 años y Tr 50 años

Cross Section Output					
File Type Options Help					
River:	Principal	Profile:	PF_100		
Reach:	Cabrales	RS:	147.7245	Plan:	plan_1
Plan: plan_1 Principal Cabrales RS: 147.7245 Profile: PF_100					
E.G. Elev (m)	451.93	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.50	Wt. n-Val.	0.030	0.030	0.030
W.S. Elev (m)	451.43	Reach Len. (m)	9.97	9.64	9.67
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	29.08	154.47	42.50
E.G. Slope (m/m)	0.000838	Area (m2)	29.08	154.47	42.50
Q Total (m3/s)	670.00	Flow (m3/s)	54.97	521.86	93.17
Top Width (m)	38.92	Top Width (m)	6.83	23.54	8.55
Vel Total (m/s)	2.96	Avg. Vel. (m/s)	1.89	3.38	2.19
Max Chl Dpth (m)	6.77	Hydr. Depth (m)	4.26	6.56	4.97
Conv. Total (m3/s)	23142.3	Conv. (m3/s)	1898.7	18025.3	3218.2
Length Wtd. (m)	9.68	Wetted Per. (m)	10.61	23.58	12.41
Min Ch El (m)	444.66	Shear (N/m2)	22.53	53.84	28.15
Alpha	1.12	Stream Power (N/m s)	42.60	181.89	61.71
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	8.19	10.86	9.59
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	1.93	1.66	2.33
Errors, Warnings and Notes					
Warning: The cross-section end points had to be extended vertically for the computed water surface.					
Select Profile					

Cross Section Output					
File Type Options Help					
River:	Principal	Profile:	PF_50		
Reach:	Cabrales	RS:	147.7245	Plan:	plan_1
Plan: plan_1 Principal Cabrales RS: 147.7245 Profile: PF_50					
E.G. Elev (m)	450.81	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.33	Wt. n-Val.	0.030	0.030	0.030
W.S. Elev (m)	450.48	Reach Len. (m)	9.97	9.64	9.67
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	22.70	131.97	34.53
E.G. Slope (m/m)	0.000677	Area (m2)	22.70	131.97	34.53
Q Total (m3/s)	458.90	Flow (m3/s)	35.06	360.70	63.13
Top Width (m)	38.11	Top Width (m)	6.48	23.54	8.09
Vel Total (m/s)	2.43	Avg. Vel. (m/s)	1.54	2.73	1.83
Max Chl Dpth (m)	5.82	Hydr. Depth (m)	3.50	5.61	4.27
Conv. Total (m3/s)	17640.4	Conv. (m3/s)	1347.9	13865.7	2426.8
Length Wtd. (m)	9.67	Wetted Per. (m)	9.55	23.58	11.28
Min Ch El (m)	444.66	Shear (N/m2)	15.78	37.14	20.32
Alpha	1.11	Stream Power (N/m s)	24.37	101.51	37.15
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	6.41	9.31	7.48
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	1.90	1.66	2.22
Errors, Warnings and Notes					
Select Profile					

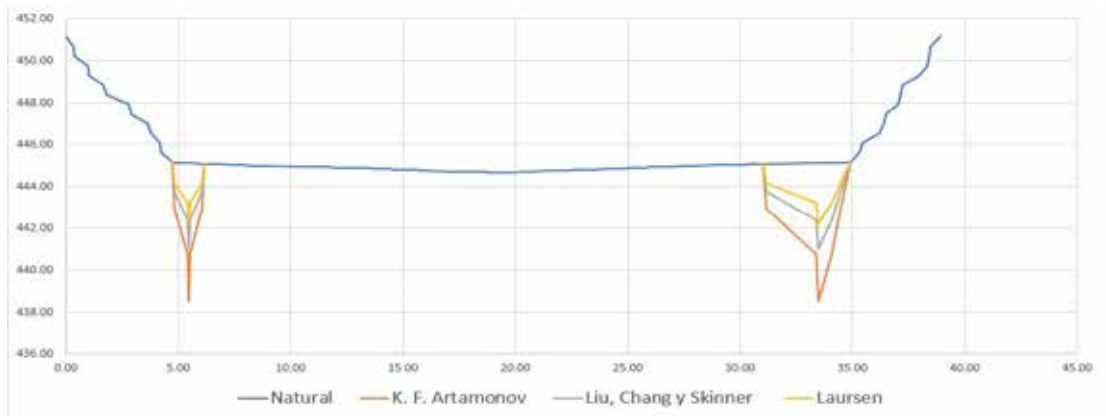
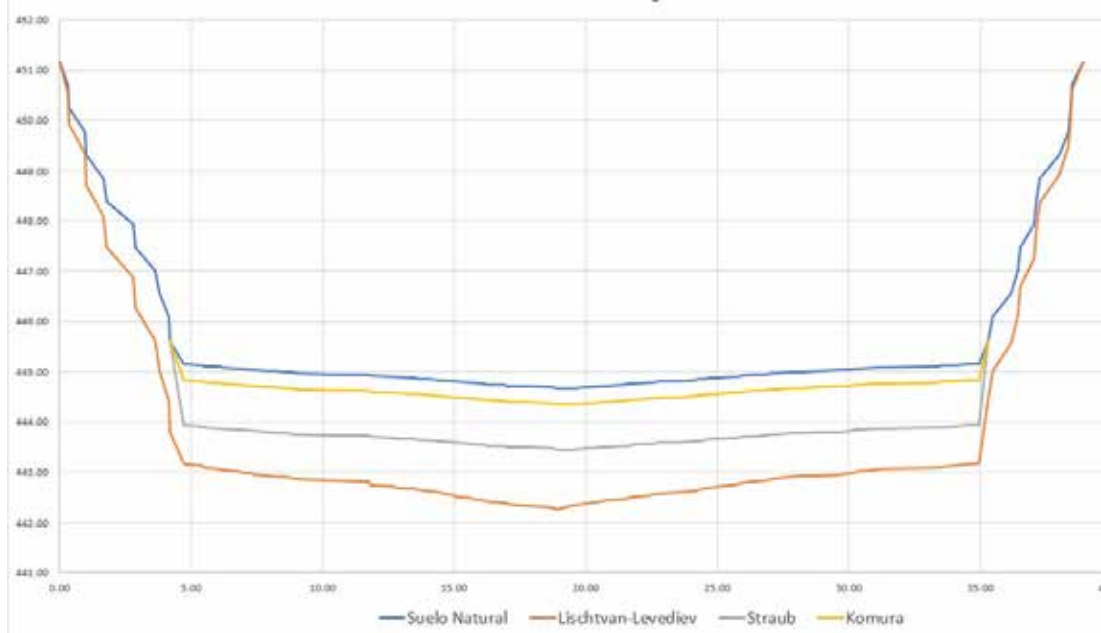
ANEXO G

Presencia de desperdicios en los bordes del río.



ANEXO H

Comparación de los métodos de socavación general y local TR 100 años



ANEXO I

Socavación local a nivel de estribos en el puente de estudio.





Guía de instalación de Gavión Maccaferri



MACCAFERRI

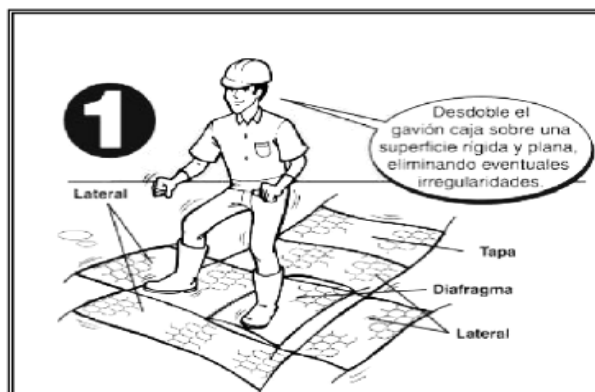


Carretera Querétaro - San Luis Potosí Km 28.5
Av. San Pedro No. 119
Parque Industrial Querétaro
e-mail: maccaferri@maccaferri.com.mx
www.maccaferri.com.mx
LADA sin costo. 01 800 6723482

Las estructuras de gaviones sean estas del tipo caja, saco o tipo colchón Reno, tienen un procedimiento constructivo particular para cada uno ellos. A continuación, se describen las actividades a realizar durante la construcción de una estructura de gaviones.

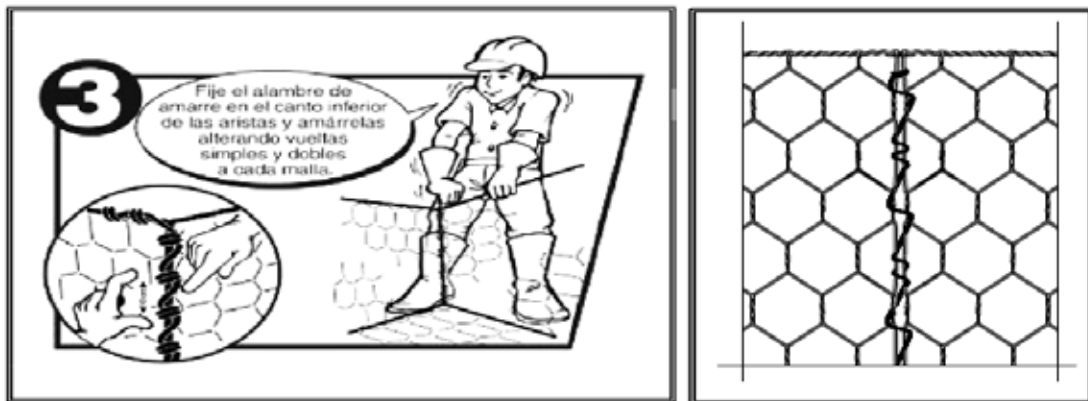
Es preciso destacar que los procedimientos que se describen a continuación han sido obtenidos de los Manuales Técnicos de Maccaferri®, empresa con más de cien años de experiencia en la elaboración de gaviones y que gentilmente otorgaron el permiso para la reproducción de este material.

Preparar convenientemente la superficie de asiento. Colocar sobre está la estructura metálica: desdoblarla, extenderla en el suelo y pisar la malla hasta eliminar las irregularidades.



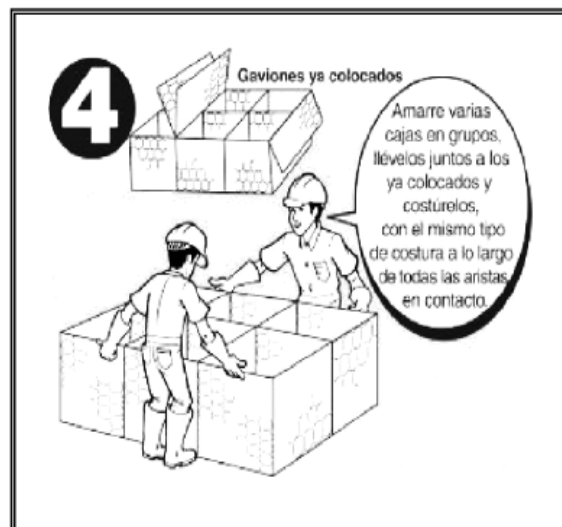
Doblar los paneles, levantando los laterales y el diafragma para formar una caja unir las cuatro aristas con alambre galvanizado de la misma calidad que el empleado en la malla.





Cortar un pedazo de alambre de 1,5 m de largo y fijarlo con un amarre de dos vueltas consecutivas en la parte inferior de la unión de las aristas. Amarre los paneles en contacto, alternando vueltas simples y dobles en los orificios de la malla, (estas costuras se ejecutarán en forma continua). Repetir la operación con los diafragmas. En la imagen a la derecha se ilustra el amarre entre paneles, obsérvese el alternando de vueltas simples y dobles en los orificios de la malla.

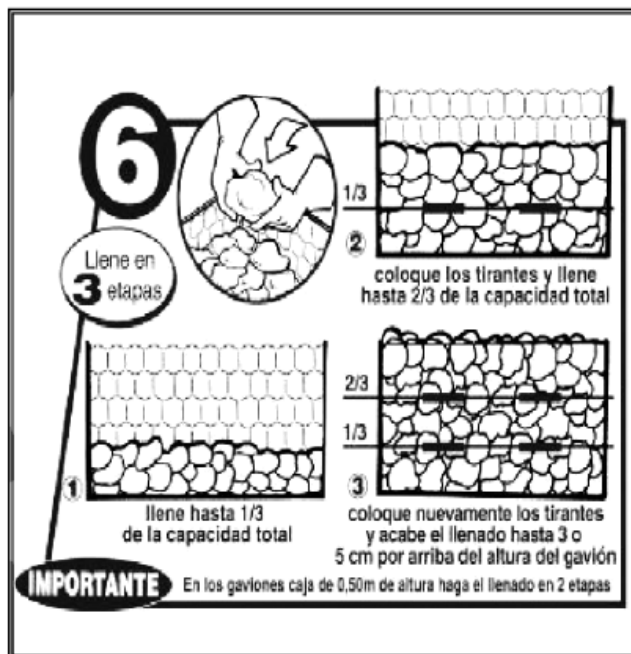
Amarre las cestas en forma individual y luego amarre varias cestas en grupos, siempre con el mismo tipo de costura. Lleve los grupos de cestas hasta el lugar determinado en el diseño y amarrarlos a las cestas ya colocadas, por medio de resistentes costuras a lo largo de todas las aristas en contacto. Esta operación de vincular entre sí las distintas piezas es de fundamental importancia para la estabilidad de la obra, ya que estas formas deben actuar como una estructura monolítica para tolerar las deformaciones y asentamiento que pueden llegar a producirse.



Alinear las cajas antes de rellenarlas, puede usarse encofrados de madera para una buena terminación y acabado bien alineado. Por razones técnicas y estéticas es muy importante tensar las canastas antes de rellenarlas, ya que así se comprueba si no optimizar el relleno y se obtiene un mejor rendimiento en la aplicación.

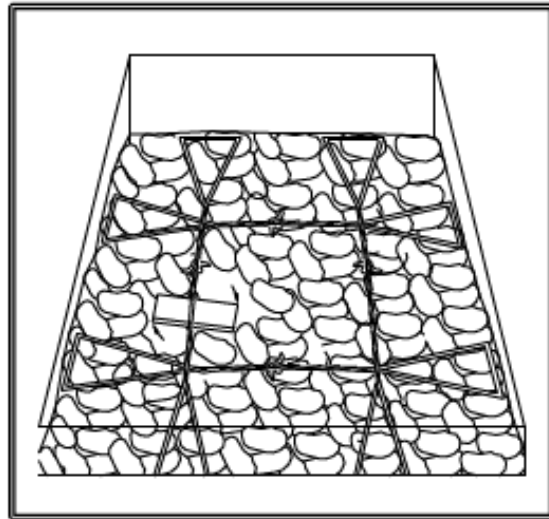


Llenar las cajas hasta 1/3 de su capacidad total. Fijar dos tirantes o tensores horizontales en ambos sentidos de la cesta, tal y como se ilustra en la figura a la derecha, y luego llenar hasta los 2/3. Fije otros dos tirantes y acabe el llenado hasta 1 a 5 cm por arriba de la altura de la caja. El material pétreo puede ser de canto rodado ó roca de cantera y debe cumplir con las especificaciones indicadas en el aparte III.1.3.-

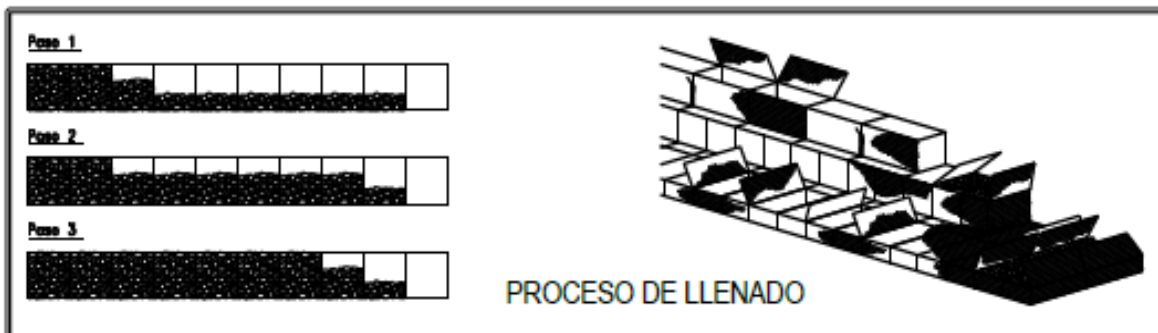
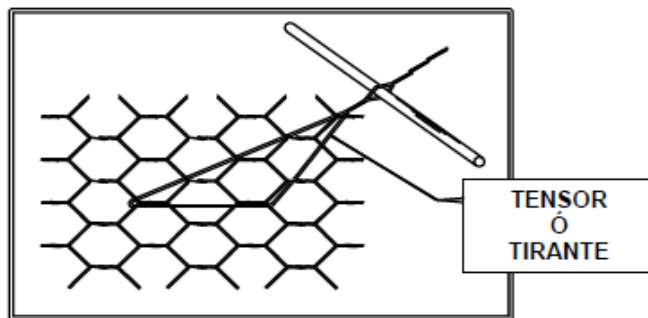


Es una práctica común realizar el llenado colocando las rocas de mayor tamaño en el perímetro de la cesta y llenar el centro con las más pequeñas, con la finalidad de lograr la menor relación de vacíos y por ende el mayor peso específico de la estructura de gavión.

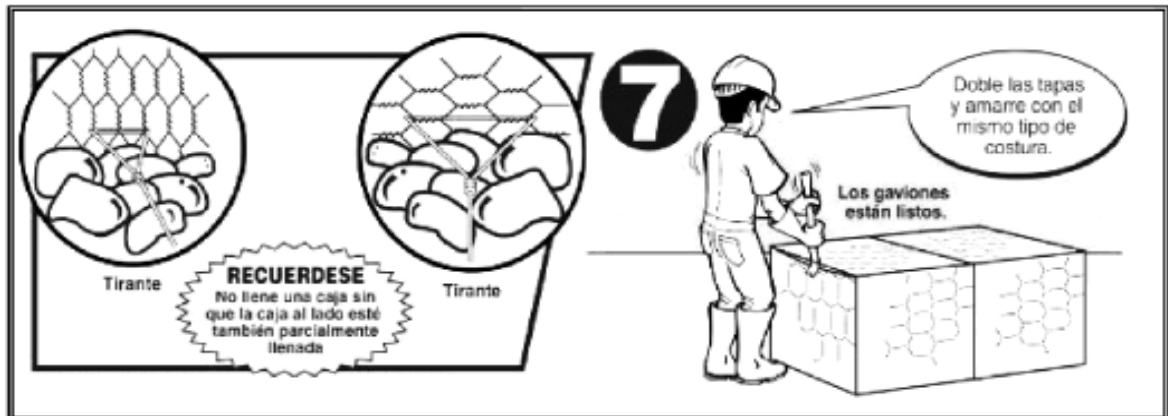
Detalle de la disposición de los tirantes o tensores que se deben colocar a $1/3$ y a $2/3$ de la altura de la cesta.



Detalle del amarre del tensor o tirante que debe colocarse a $1/3$ y a $2/3$ de la altura de la cesta.



Se recomienda que el llenado de la hilera de cestas se realice de manera homogénea llenando todas las cestas hasta $1/3$ de su altura para colocar los tensores a lo largo de toda la hilera y luego seguir llenando hasta $2/3$ de la altura, colocar los tensores de este nivel y luego terminar de llenar



Cerrar el gavión, bajando la tapa, la que será cosida firmemente a los bordes de las paredes verticales. Se deberá cuidar que el relleno sea el suficiente, de manera tal que la tapa quede tensada confinando la piedra. Una vez terminado el primer nivel de gaviones o la primera hilada de cestas, repita el proceso, coloque el siguiente nivel, el cual debe unirse mediante el mismo amarre indicado anteriormente, con una costura alternado vueltas simples y dobles para lograr así la homogeneidad de la estructura antes los eventuales esfuerzos a que estará.