

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ESTUDIO DE DEFENSAS RIBEREÑAS PARA PUENTES EN ZONA
DE LLANURA AMAZÓNICA**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

MILUSKA ANTHUANNET ROSAS BARTURÉN

Lima- Perú

2014

ÍNDICE

ÍNDICE	1
RESUMEN	4
LISTA DE TABLAS	6
LISTA DE FIGURAS	8
LISTA DE FOTOS	11
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	12
INTRODUCCIÓN	16
CAPÍTULO I: RÍOS DE LLANURA AMAZÓNICA	18
1.1. TIPOS DE INUNDACIÓN	19
1.2. MORFOLOGÍA EN CUENCAS AMAZÓNICAS	19
1.2.1. Sinuosidad (s)	21
1.2.2. Geometría de meandros	22
1.2.3. Evolución de meandros	25
1.3. SEDIMENTACIÓN	26
1.3.1. Carga de sedimentos	26
1.3.2. Procesos de depósitos en ríos amazónicos	29
1.4. MATERIALES EN SUSPENSIÓN	31
1.5. EROSIÓN GENERAL EN LLANURAS AMAZÓNICAS	33
1.5.1. Erosión general transitoria	33
1.5.2. Erosión general a largo plazo	35
1.5.3. Erosión general en curvas	36
1.6. INFLUENCIA DE LA VEGETACIÓN	36
1.6.1. Clasificación de la vegetación de la llanura amazónica peruana	37
1.6.2. La vegetación y el número de Manning	39

CAPÍTULO II: DEFENSAS RIBEREÑAS PARA PUENTES EN LLANURA AMAZÓNICA.....	44
2.1. UBICACIÓN DEL PUENTE	44
2.2. INFLUENCIA DEL PUENTE SOBRE EL CAUCE PRINCIPAL DE UN RÍO MEÁNDRICO	44
2.2.1. Efectos de un puente sobre la migración de meandros.....	44
2.2.2. Socavación por contracción	46
2.2.3. Socavación local	49
2.3. SISTEMAS DE DEFENSA	51
2.3.1. Modificación de sinuosidad: Corte de meandros	52
2.3.2. Espigones	55
2.3.3. Defensa de márgenes.....	58
2.4. MATERIALES APLICADOS A DEFENSAS RIBEREÑAS	66
2.4.1. Geoceldas.....	66
2.4.2. Bolsas de geotextil	68
2.4.3. Tubos de geotextil.....	69
2.4.4. Geomembranas o geomantas.....	70
CAPÍTULO III: APLICACIÓN EN EL PUENTE MAVILA - MADRE DE DIOS ...	74
3.1. GENERALIDADES.....	74
3.2. PROBLEMÁTICA ACTUAL DEL PUENTE MAVILA.....	75
3.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	79
3.3.1. Generalidades.....	79
3.3.2. Cuenca del río Manuripe	79
3.3.3. Datos Precipitación máxima de 24 horas	80
3.3.4. Tiempo de retorno (Tr).....	82
3.3.5. Tormenta de diseño	83
3.3.6. Estimación de caudales	85
3.4. ESTUDIO HIDRÁULICO	96
3.4.1. Generalidades: Aplicación del programa River 2D	96
3.4.2. Estudio Hidráulico de la situación actual del puente Mavila.....	99
3.4.3. Estudio Hidráulico de la Alternativa 1: Sistema de diques guía	106

3.4.4.	Estudio Hidráulico de la Alternativa 2: Sistema de espigones	109
3.5.	DISEÑO HIDRÁULICO	114
3.5.1.	Diseño de la Alternativa de Defensa 1: Sistema de Diques Guía	114
3.5.2.	Diseño de la Alternativa de Defensa 2: Sistema de Espigones	120
 CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		126
4.1.	CONCLUSIONES	126
4.2.	RECOMENDACIONES	127
 BIBLIOGRAFIA.....		128
 ANEXOS		130
ANEXO 1: Cálculo hidrológico		
ANEXO 2: Datos de Mecánica de Suelos		
ANEXO 3: Estudio hidráulico		
ANEXO 4: Memorias de cálculo		
ANEXO 5: Especificaciones técnicas de los materiales		
ANEXO 6: Panel fotográfico		
ANEXO 7: Planos		

RESUMEN

Para el modelamiento de las obras de defensa de puente Mavila se llevó a cabo la investigación y exploración dentro y fuera del cauce de río para así definir la hidrodinámica y la protección necesaria para que la vía interoceánica cruce la sección del río.

El puente Mavila se encuentra en el departamento de Madre de Dios, geográficamente está ubicado en llanura amazónica del Perú con coordenadas UTM (elipsoide WGS 84) 487 234,471 m Este y 8 681 072,676 m Sur del cuadrante 19S. Este puente cruza el río Manuripe generando una restricción en la libertad de desplazamiento natural del meandro. Como la única alternativa de paso es el vano de puente, el meandro aguas arriba aumenta su curvatura obligándolo a migrar lateralmente aproximándose al terraplén izquierdo de la vía que se ve afectado por el proceso de erosión, además impacta directamente contra el estribo derecho por el ingreso oblicuo debajo del puente.

Para protegerlo, preliminarmente se ha realizado un estudio de la actividad de un río de llanura amazónica y de los diferentes tipos de defensas ribereñas en esta zona, a partir de esto se plantearon dos alternativas de defensa: 1) Sistema de Diques guía y 2) Sistema de Espigones.

A partir del estudio hidrológico se obtuvo como caudales de diseño $Q = 528,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr = 100$ años) y $Q = 789,1 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr = 500$ años). Debido a la presencia de vegetación es necesario diferenciar dos tipos de rugosidades, para el cauce se obtuvo una rugosidad de Manning de $0,04 \text{ m}^{1/3}\text{s}$ y para las llanuras es de $0,2 \text{ m}^{1/3}\text{s}$.

Para la alternativa 1, a partir del estudio hidráulico, aplicando el programa River 2D y de diseño hidráulico, se obtuvo un sistema conformado por un dique guía aguas arriba del puente de 30 m de largo ubicado en la margen izquierda y aguas abajo diques guía de 10 m de largo colocados en ambos márgenes. Los diques están conformados por geotubos rellenos con el material del lecho del río. Este sistema controla el ingreso perpendicular del flujo debajo del vano del puente, evitando de esta manera los daños por el fenómeno de erosión.

Para la alternativa 2, a partir del estudio hidráulico, aplicando el programa River 2D y de diseño hidráulico, se obtuvo una batería de 4 espigones ubicados en la margen izquierda aguas arriba del puente Mavila, empotrados al terreno natural. Estos espigones están conformados por geotubos rellenos con el material del lecho. Este sistema disminuye la curvatura del río aguas arriba del puente, controlando así los efectos de la erosión.

Gracias al modelamiento en el programa River 2D, se identificaron las zonas donde se producen vórtices para ambos sistemas y para evitar la socavación se colocaron mantos antisocavación. Además se realizó un encauzamiento aguas arriba del puente en la margen derecha, la cual se protegió con geoceldas rellenas de cemento-arena.

Por lo tanto concluimos que ambos sistemas son adecuados como defensas ribereñas para el puente.

LISTA DE TABLAS

Tabla N° 1.1	Tipos de curvas	24
Tabla N° 1.2	Clasificación de cauces aluviales según Schumm, con relación a la carga de sedimentos y modo de transporte.	29
Tabla N° 1.3	Velocidades a las cuales se produce erosión	33
Tabla N° 1.4	Valores de t y x para determinar la socavación general	34
Tabla N° 1.5	Valores de ϵ	36
Tabla N° 1.6	Formación de vegetación forestal de ríos principales de llanura amazónica	37
Tabla N° 1.7	Valores de rugosidad base (n_b)	40
Tabla N° 1.8	Factores de corrección para el cálculo de rugosidad	40
Tabla N° 1.9	Número de Manning, valores típicos.	43
Tabla N° 2.1	Valores para el parámetro k_1	48
Tabla N° 2.2	Coefficiente de corrección K_e	51
Tabla N° 2.3	Coefficiente de corrección K_Q	51
Tabla N° 2.4	Coefficiente de corrección K_z	51
Tabla N° 2.5	Fórmulas empíricas para definir la separación entre espigones.....	56
Tabla N° 2.6	Fórmulas empíricas para definir la separación entre espigones.....	58
Tabla N° 2.7	Parámetro de estabilidad (K_e).....	64
Tabla N° 2.8	Parámetro crítico de Shields (K_s).....	64
Tabla N° 2.9	Parámetro de turbulencia (K_T)	65
Tabla N° 2.10	Coefficientes de rugosidad para geoceldas con mezcla cemento-arena	67
Tabla N° 2.11	Propiedades Mecánicas/Hidráulicas del Geotextil	69
Tabla N° 3.1	Estación Meteorológica Iberia	80
Tabla N° 3.2	Estación Iberia: Datos históricos consistentes de Precipitación máxima en 24 horas anuales	81
Tabla N° 3.3	Ajuste Normal de $P_{m\acute{a}x24}$	83
Tabla N° 3.4	Parámetros fisiográficos de las subcuencas.....	86
Tabla N° 3.5	Clasificación de clases según la precipitación antecedente	91
Tabla N° 3.6	Tiempo de concentración y T_{lag} para la cuenca de río Manuripe	93
Tabla N° 3.7	Resultados del estudio hidrológico	96
Tabla N° 3.8	Resultados de ensayos de mecánica de suelos	100
Tabla N° 3.9	Rugosidad absoluta para el puente Mavila en su condición actual.....	101

Tabla N° 3.10	Resultados de alturas de socavación en el puente Mavila.....	106
Tabla N° 3.11	Propiedades de la Geocelda elegida	116
Tabla N° 3.12	Socavación en el sistema de diques guía.....	119
Tabla N° 3.13	Propiedades del Geotextil elegido	120
Tabla N° 3.14	Longitud de espigones	123
Tabla N° 3.15	Socavación en el sistema de espigones.....	124
Tabla N° 3.16	Ancho del manto antisocavación	125

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1.1	Relación entre el gasto medio anual y la pendiente del cauce	21
Figura N° 1.2	Representación esquemática del concepto de sinuosidad.....	22
Figura N° 1.3	Parámetros de una planta sinuosa.	22
Figura N° 1.4	Elementos geométricos de un meandro	23
Figura N° 1.5	Sección de un río en curva. Sobreelevación.....	24
Figura N° 1.6	Migración de un meandro en planta y corte.....	25
Figura N° 1.7	Erosión y sedimentación de un meandro.....	26
Figura N° 1.8 (a)	Morfología de cauces aluviales con relación a la carga de sedimentos.....	27
Figura N° 1.8 (b)	Morfología de cauces aluviales con relación a la carga de sedimento.....	28
Figura N° 1.9	Características morfológicas de un sistema fluvial meándrico.	30
Figura N° 1.10	Perfiles típicos de Velocidad y Concentración.	32
Figura N° 1.11	Socavación al encauzar un meandro.....	35
Figura N° 1.12	Coefficiente de arrastre efectivo en llanura con vegetación.....	42
Figura N° 2.1	Efecto de un puente sobre un río de meandros	45
Figura N° 2.2	Retroceso de la orilla en quebrada La Marinilla	46
Figura N° 2.3	Velocidad de caída (ω) para partículas de arena	48
Figura N° 2.4	Acción de la erosión local.....	49
Figura N° 2.5	Esquema general de la intersección del flujo y una estructura	51
Figura N° 2.6	Corte (estrangulamiento) de un meandro	52
Figura N° 2.7	Erosión vertical al modificar la sinuosidad	53
Figura N° 2.8	Fijación de un cauce por medio de espigones	55
Figura N° 2.9	Separación entre dos espigones	56
Figura N° 2.10	Sección longitudinal de un espigón construido con tubos de geotextil.....	57
Figura N° 2.11	Sección transversal de espigón construido con tubos de geotextil.....	57
Figura N° 2.12	Espigones a favor de la corriente.	58
Figura N° 2.13	Sistema mixto para defensa de márgenes.....	59
Figura N° 2.14	Modelo de un dique guía	59
Figura N° 2.15	Detalles del diseño preliminar de un dique guía	60
Figura N° 2.16	Curvas par a determinar la longitud de diques guía.....	61
Figura N° 2.17	Distribución de esfuerzo de tracción.....	62
Figura N° 2.18	Coefficientes de tracción de fondo y laterales.....	63
Figura N° 2.19	Borde Libre recomendado	63
Figura N° 2.20	Longitud de protección al pie del talud de las defensas.	65

Figura N° 2.21	Componentes del sistema de protección de canales Geoceldas.....	66
Figura N° 2.22	Número de Manning para césped.....	68
Figura N° 2.23	Velocidad máxima para situación sin desarrollo de la vegetación.....	72
Figura N° 2.24	Velocidad máxima para situación de vegetación permanente.....	72
Figura N° 3.1	Mapa de ubicación de la zona en estudio.....	74
Figura N° 3.2	Vista de Google Earth del puente Mavila – Madre de Dios.....	75
Figura N° 3.3	Recorrido del cauce del río Manuripe.....	75
Figura N° 3.4	Efectos del puente sobre el recorrido del río Manuripe.....	76
Figura N° 3.5	Ubicación geográfica de la cuenca del río Manuripe.....	80
Figura N° 3.6	Vista satelital de la Cuenca del río Manuripe y estaciones meteorológicas cercanas.....	81
Figura N° 3.9	Delimitación de sub-cuencas para el río Manuripe.....	86
Figura N° 3.10	Proceso de cálculo del programa HEC-HMS.....	87
Figura N° 3.11	Diagrama típico de la escorrentía en una cuenca.....	88
Figura N° 3.12	Efecto del tránsito a lo largo de un canal o un río.....	90
Figura N° 3.17	Hidrograma de salida para un $T_r = 500$ años.....	95
Figura N° 3.18	Ejemplo de archivo en el River 2D mostrando las condiciones de borde.....	98
Figura N° 3.19	Morfología del río Manuripe.....	99
Figura N° 3.20	Vista satelital del río Manuripe. Tramo: Puente Mavila (Madre de Dios) - Laguna Chotadigua (Brasil).....	102
Figura N° 3.21	Tirantes de agua en la situación actual del puente Mavila para un caudal $Q=528,3\text{ m}^3/\text{s}$ ($T_r=100$ años).....	103
Figura N° 3.22	Modelamiento de velocidades de la situación actual del puente Mavila para un caudal $Q=528,3\text{ m}^3/\text{s}$ ($T_r=100$ años).....	104
Figura N° 3.23	Erosión en el terraplén izquierdo del puente Mavila para un caudal $Q=528,3\text{ m}^3/\text{s}$ ($T_r=100$ años).....	104
Figura N° 3.24	Erosión en el estribo izquierdo del puente Mavila para un caudal $Q=528,3\text{ m}^3/\text{s}$ ($T_r=100$ años).....	105
Figura N° 3.25	Impacto del flujo sobre el estribo derecho del puente para un caudal $Q=528,3\text{ m}^3/\text{s}$ ($T_r=100$ años).....	105
Figura N° 3.26	Alternativa 1: Sistema de diques guía.....	106
Figura N° 3.27	Tirantes del flujo para el sistema de diques. Modelamiento con River2D para el caudal dominante $Q=284\text{ m}^3/\text{s}$	107
Figura N° 3.28	Dirección del flujo. Modelamiento para el sistema de diques con el River2D para un caudal $Q=528,3\text{ m}^3/\text{s}$ ($T_r=100$ años).....	108

Figura N° 3.29	Zona de vórtices en el extremo del dique guía de la margen izquierda. Modelamiento con el River2D para un caudal $Q=528,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr=100$ años).....	108
Figura N° 3.30	Alternativa 2: Sistema de espigones.....	109
Figura N° 3.31	Dirección de flujo para el sistema de sistema de espigones. Modelamiento con el River2D para el caudal dominante $Q=284\text{m}^3/\text{s}$	110
Figura N° 3.32	Cambio de dirección del flujo desde el primer espigón. Modelamiento con el River2D para el caudal dominante $Q=284\text{m}^3/\text{s}$	111
Figura N° 3.33	Zona de vórtices entre espigones 1 y 2. Modelamiento con el River2D para el caudal dominante $Q=284\text{m}^3/\text{s}$	111
Figura N° 3.34	Zona de vórtices entre espigones 2 y3. Modelamiento con el River2D para el caudal dominante $Q=284\text{m}^3/\text{s}$	112
Figura N° 3.35	Zona de vórtices entre espigones 3 y 4. Modelamiento con el River2D para el caudal dominante $Q=284\text{m}^3/\text{s}$	112
Figura N° 3.36	Dirección de flujo para el sistema de sistema de espigones. Modelamiento con el River2D para un caudal $Q=528,3 \text{ m}^3/\text{s}$. ($Tr=100$ años)	113
Figura N° 3.37	Zona de vórtices en el terraplén izquierdo de puente Mavila. Modelamiento en el River2D para un caudal $Q=528,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr=100$ años).	113
Figura N° 3.38	Protección del talud derecho aguas arriba de Puente Mavila	114
Figura N° 3.39	Sección típica de anclaje de goceldas al terreno natural.	116
Figura N° 3.40	Distribución del sistema de diques guía.....	117
Figura N° 3.41	Sección típica de diques guía.....	118
Figura N°3.42	Dimensiones de tubos de geotextil usados en la estructura de los diques	119
Figura N° 3.43	Distribución del sistema de espigones.....	122
Figura N° 3.44	Sección longitudinal típica de espigones.	123
Figura N° 3.44	Sección transversal típica de espigones.....	124

LISTA DE FOTOS

Foto N° 1.1	Río Itaya. Ubicación: Iquitos, Amazonía peruana.....	18
Foto N° 1.2	Morfología meándrica: Río Ucayali, Amazonía peruana.	20
Foto N° 1.3	Bosque de restinga en el río Madre de Dios.	38
Foto N° 1.4	Tahuampa a orillas de río Nanay-Iquitos.	39
Foto N° 1.5	Llanura de inundación cubierta de vegetación, número de Manning $n=0,20$	42
Foto N° 2.1	Protección de estribos con geoceldas de cemento-arena	66
Foto N° 2.2	Protección riberas con geoceldas revegetadas.....	67
Foto N° 2.3	Protección riberas con geobolsas.....	69
Foto N° 2.4	Encauzamiento de ribera con espigones de tubos de geotextil.....	70
Foto N° 3.1	Proceso de socavación aguas arriba del puente Mavila (Dic. 2011).....	77
Foto N° 3.2	Proceso de socavación del terraplén del puente Mavila (Ene. 2012).....	77
Foto N° 3.3	Pilotes expuestos del estribo derecho del puente Mavila.....	78
Foto N° 3.4	Vegetación en la llanura de inundación del río Manuripe	101

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

A	Área de flujo en una sección dada del cauce
A_c	Área de la cuenca
A_i	Área cubierta por vegetación en una sección determinada de cauce
B	Ancho del meandro en un cauce sinuoso
B_e	Ancho efectivo de un cauce incluyendo cauce principal y llanuras, si la sección corresponde a la de un puente se debe extraer el ancho de los pilares
C	Concentración de sedimentos en un flujo
C _v	Coefficiente de arrastre efectivo del caudal por la vegetación
D	Espaciamiento entre espigones
E	Espesor característico del revestimiento de talud
F	Relación entre la carga de fondo y la carga total de sedimentos
Fr	Número de Froud
G_s	Gravedad específica del material del lecho
H	Profundidad de agua en cualquier punto en el cauce de un río
I	Intensidad máxima de precipitación
la	Abstracción inicial
I_T	Caudal aguas arriba o caudal de entrada para una cuenca
K	Coefficiente de forma del cauce
K_b	Coefficiente de tracción en el lecho de río
K_{bk}	Coefficiente de tracción lateral del cauce de un río
K_e	Parámetro de estabilidad para el cálculo del espesor del revestimiento
K_h	Factor de profundidad para el cálculo del espesor del revestimiento
K_m	Coefficiente de corrección para determinar la socavación local de un estribo
K_p	Parámetro de pendiente para el cálculo del espesor del revestimiento
K_Q	Coefficiente de corrección para determinar la socavación local de un estribo
K_s	Parámetro de Shields
K_T	Parámetro de turbulencia para el cálculo del espesor del revestimiento
K_z	Coefficiente de corrección para determinar la socavación local de un estribo
K_θ	Coefficiente de corrección para determinar la socavación local de un estribo
L	Longitud del eje del cauce en un determinado tramo
L_e	Longitud de empotramiento del espigón
L_p	Longitud proyectada y efectiva del espigón, no incluye el tramo empotrado
L_s	Longitud del dique guía
L_t	Longitud total del espigón
M	Porcentaje de limo-arcilla en el perímetro del cauce
N	Coefficiente del tiempo de viaje del hidrograma a través del cauce
NC	Número de curva
O_T	Caudal aguas abajo o caudal de salida para una cuenca

P	Altura de precipitación acumulada en un tiempo "T"
P _d	Precipitación total
P _e	Exceso de precipitación acumulada en un tiempo "T"
P _{máx24}	Precipitación máxima en 24 horas
Q	Caudal de diseño
Q _A	Caudal a 30 metros del extremo de estribo
Q _c	Caudal o gasto desviado por un nuevo canal rectificado
Q _f	Caudal en la llanura de inundación en una de las márgenes
Q _m	Caudal medio anual
Q _r	Caudal que escurre por el meandro al realizar la rectificación del cauce
Q _T	Caudal que discurre en un determinado tiempo "T"
R	Radio hidráulico
Re	Número de Reynolds
S	Pendiente del cauce o lecho
S _f	Pendiente de fricción en el lecho
S _p	Máxima retención potencial
S _T	Cambio en la descarga o caudal durante un tiempo "T"
T _{lag}	Tiempo de retardo
T _r	Tiempo de retorno para que ocurra un caudal de avenida
T _p	Tiempo pico
U _p	Descarga pico
V	Velocidad media del flujo en un río
V _m	Velocidad máxima en las márgenes de un río
V _s	Velocidad para el inicio de transporte de sedimentos
X	Coeficiente adimensional para el cálculo de tránsito de avenidas
a	Amplitud de curva de un cauce sinuoso
b	Ancho del cauce principal del río
b _w	Ancho de la base de canal o del fondo de un río
c	Cohesión del suelo
d	Duración de la precipitación
d ₅₀	Diámetro medio de las partículas del suelo granular
d _c	Altura de socavación por contracción
d _g	Altura de socavación general
d _l	Altura de socavación local
d _m	Diámetro medio efectivo de las partículas
e	Altura de socavación considerada, medido desde el lecho de río socavado y el lecho antes de ser erosionado
g	Aceleración de la gravedad
i	Factor de inclinación

k	Constante universal de Preandtl-von Kármán para el cálculo de concentración de sedimentos
k ₁	Exponente para calcular la socavación por contracción en lecho móvil
k ₂	Coefficiente de forma del estribo de un puente o espigón para el cálculo de socavación local
k _s	Rugosidad absoluta
l	Coordenada arco del eje del cauce
m _i	Altura mínima a partir de la cual se inicia el transporte de sedimentos
m	Coefficiente de corrección para el cálculo del número de Manning (rugosidad)
n	Número de Manning o rugosidad
n ₁	Coefficiente de corrección para el cálculo del número de Manning (rugosidad)
n ₂	Coefficiente de corrección para el cálculo del número de Manning (rugosidad)
n ₃	Coefficiente de corrección para el cálculo del número de Manning (rugosidad)
n ₄	Coefficiente de corrección para el cálculo del número de Manning (rugosidad)
n _b	Rugosidad base de un tipo de suelo
n _o	Rugosidad natural de la llanura de inundación
p	Coefficiente para el cálculo de la erosión general transitoria
q	Intensidad de descarga
r	Radio de curvatura en un cauce sinuoso
s	Sinuosidad
t	Coefficiente para el cálculo de la erosión general transitoria que depende del periodo de retorno de la avenida de diseño
t _c	Tiempo de concentración
t _v	Tiempo de vida de las estructuras
u, v	Componentes de la velocidad en las direcciones x, y del eje de coordenadas
u _{cr}	Velocidad crítica del flujo
v _c	Velocidad cortante en el cauce principal
x	Coefficiente para el cálculo de la erosión general transitoria que depende del tamaño de la partícula de fondo
y _m	Tirante medio representativo de un cauce
y _o	Tirante normal, distancia medida desde el fondo de lecho a la superficie de agua
y _{sc}	Tirante de socavación por contracción, distancia medida desde el fondo socavado o erosionado hasta la superficie de agua
y _{sg}	Tirante de socavación general, distancia medida desde el fondo socavado o erosionado hasta la superficie de agua
y _{sl}	Tirante de socavación local, distancia medida desde el fondo socavado o erosionado hasta la superficie de agua
z	Talud de una superficie inclinada
α	Ángulo que forma el eje de cauce con la dirección del valle
β	Ángulo desviación de la corriente ante la presencia de espigones en su curso
Δ	Densidad relativa

ϕ	Ángulo de inclinación de un talud
ϕ_d	Ángulo de fricción drenada
ϕ_f	Ángulo de fricción
γ	Densidad del agua
γ_m	Peso específico de material del lecho
λ	Longitud de onda en un cauce sinuoso
$\tau_{bm\acute{a}x}$	Esfuerzo cortante o de tracción en el fondo de lecho
$\tau_{sm\acute{a}x}$	Esfuerzo cortante o de tracción lateral en el cauce de un río
$\tau_{xx}, \tau_{xy},$ τ_{yx} y τ_{yy}	Componentes del tensor de esfuerzos turbulentos horizontales
ω	Velocidad de caída de partícula de sedimento
ψ	Ángulo de curvatura en un cauce sinuoso
ψ_r	Ángulo de reposo de un talud
Θ	Ángulo que forma el estribo o espigón con la dirección de flujo o corriente
HEC	Centro de Ingeniería Hidrológica
MTC	Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú
NRCS	Servicio de Conservación de Recursos Naturales
OMM	Organización Meteorológica Mundial
SCS	Servicio de Conservación de Suelos
SENAMHI	Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú
UTM	Universal Transverse Mercator (Sistema de coordenadas Universal Transversal de Mercator)

INTRODUCCIÓN

Presento a consideración de los miembros del jurado la tesis Estudio de Defensas Ribereñas de Puentes en Zona de Llanura Amazónica. Para obtener el título de grado de Ingeniero Civil que otorga la Universidad Nacional de Ingeniería.

Este expediente técnico ha sido posible en base al modelamiento con el auxilio del software River 2D considerando en ella la geometría sinuosa del cauce resultando así la hidrodinámica de la zona de llanura amazónica sobre las obras de defensa del puente que cruza la sección del río.

Los ríos de llanura amazónica tienen una alta actividad hidrodinámica, debido al material del lecho, sinuosidad, pendiente del cauce y otros factores que lo convierten en un sistema complejo. Al colocar un puente sobre el cauce su curso se ve alterado, por lo tanto la estructura necesita ser defendida con sistemas que controlen la respuesta del flujo ante esta obstrucción.

La presente tesis busca estudiar estos sistemas de defensa y los materiales que las conforman ya que en la zona no encontramos el material convencional (roca).

En el Capítulo 1 se desarrolla el estudio del comportamiento de los ríos de llanura amazónica y sus principales características. Se presenta la morfología de estos ríos, la carga de sedimentos y el proceso de erosión especialmente la generada por los meandros. Además se describe la influencia de la vegetación en estas zonas y las rugosidades que presenta la llanura de inundación.

En el Capítulo 2, de manera inicial se indican los efectos que produce un puente sobre el cauce principal de un río meándrico. Luego se aborda el tema de los diferentes sistemas de defensas ribereñas que pueden controlar la actividad del río, como son los cortes de meandros, sistemas de espigones y defensas con sistemas de diques. Por último mencionamos los diferentes materiales en especial los geosistemas que pueden ser usados en esta zona de país.

En el Capítulo 3 aplicamos lo mencionado en los capítulos anteriores, en la problemática actual que presenta el puente Mavila ubicado en el departamento de Madre de Dios, sobre el cauce de río Manuripe. Éste puente ha sufrido la

acción del proceso de erosión causado por la actividad del río. Se propone dos alternativas de defensa: un sistema de diques guía y un sistema de espigones. Para comprobar si los diseños son adecuados, serán modelados con el programa River 2D.

CAPÍTULO I: RÍOS DE LLANURA AMAZÓNICA

La cuenca amazónica es la cuenca hidrográfica de mayor superficie del planeta Tierra. Los principales ríos poseen llanuras aluviales que cubren un área total de 300 000 km². En el Perú 770 000 km² pertenecen a esta área, donde 90 000 km² pertenecen a bosques montañosos tropicales ubicados a 600 msnm (vertientes andinas orientales), dejando así a 680 000 km² situados debajo de esta altura en donde la vegetación está compuesta por bosque húmedos tropicales bajos.

Kvist y Nebel (2000) mencionan que 62 000 km² de la Amazonía baja del Perú se encuentran expuestos a las inundaciones anuales, causadas por los principales ríos de sedimentos que nacen en las cumbres andinas. Además extensas áreas se inundan por los ríos y quebradas locales o por las lluvias.

En la Foto N°1.1 se muestra un río típico de llanura amazónica, vemos que se caracteriza por tener una morfología meándrica, se rige por procesos de sedimentación y erosión, además la vegetación existente cumple un papel importante en el curso del río. Estas características serán ampliadas a continuación.



Foto N° 1.1 Río Itaya. Ubicación: Iquitos, Amazonía peruana.

1.1. TIPOS DE INUNDACIÓN

En la llanura amazónica las inundaciones tienden a ser regulares, tienen diferentes amplitudes y pueden durar cortos o largos periodos. En los ríos grandes los periodos de inundación siguen un modelo monomodal o predecible mientras que en las llanuras de quebradas y ríos pequeños encontramos un modelo polimodal o impredecible.

Por ejemplo, el río Amazonas es de inundación monomodal, en la estación de Manaus (Brasil) se encontró que la magnitud de inundación ha sido 9,95 m y con la curva más elevada en el mes de junio durante un periodo de 90 años, este hecho la hace una inundación predecible. Por otro lado un estudio del río Ucayali en la estación Jenaro Herrera (Latitud 4°54'1", Longitud 73°39'0") muestra que el nivel máximo de precipitación se alcanza entre los meses de marzo y mayo pero aun así algunos datos se registraron antes o después de este periodo convirtiéndolo en un parámetro impredecible. Cabe mencionar que en muchos casos el modelo polimodal se debe a los tipos de lluvias que ocurren en las vertientes andinas más distantes.

Durante el periodo del nivel máximo de agua se estima que más del 90% de la llanura amazónica se encuentra inundada.

1.2. MORFOLOGÍA EN CUENCAS AMAZÓNICAS

En la naturaleza podemos identificar tres morfologías de ríos. En primer lugar están los ríos rectos que son considerados ríos ideales ya que no existe un río completamente recto, pero pueden considerarse como tales a aquellos cuyo cauce no presenta curvas y alcanzan altas velocidades por su gran pendiente.

Luego tenemos los ríos trezados, se caracterizan por tener varios canales o cauces secundarios llamados brazos, estos brazos se comunican entre sí formando bancos o islas entre ellos. La formación de un río trezado se debe a aumentos bruscos de la carga aluvial durante las avenidas y a la pérdida de la capacidad de arrastre al disminuir la pendiente o el caudal.

Por último se encuentran los ríos meándricos, estos presentan en su configuración una serie de curvas consecutivas que están relacionadas a las características de las márgenes. El extremo interior de la curva es un lugar de

deposición de sedimento mientras que la zona exterior coincide con la zona de mayor fuerza hidráulica lo que produce la socavación y erosión de la ribera. Estos ríos se encuentran en lugares de baja pendiente, por lo tanto la velocidad media disminuye y aumentan el recorrido fluvial.

La forma meándrica o serpenteante, es la más común en los ríos grandes de la Amazonía peruana, como por ejemplo el río Ucayali que se caracteriza por ser un solo canal muy sinuoso con muchos meandros (ver Foto N°1.2). Esto se debe a que la llanura amazónica cuenta con pendientes bajas, con material cohesivo en las orillas, un nivel de carga en suspensión elevado y un flujo de agua relativamente estable; que favorecen esta morfología.

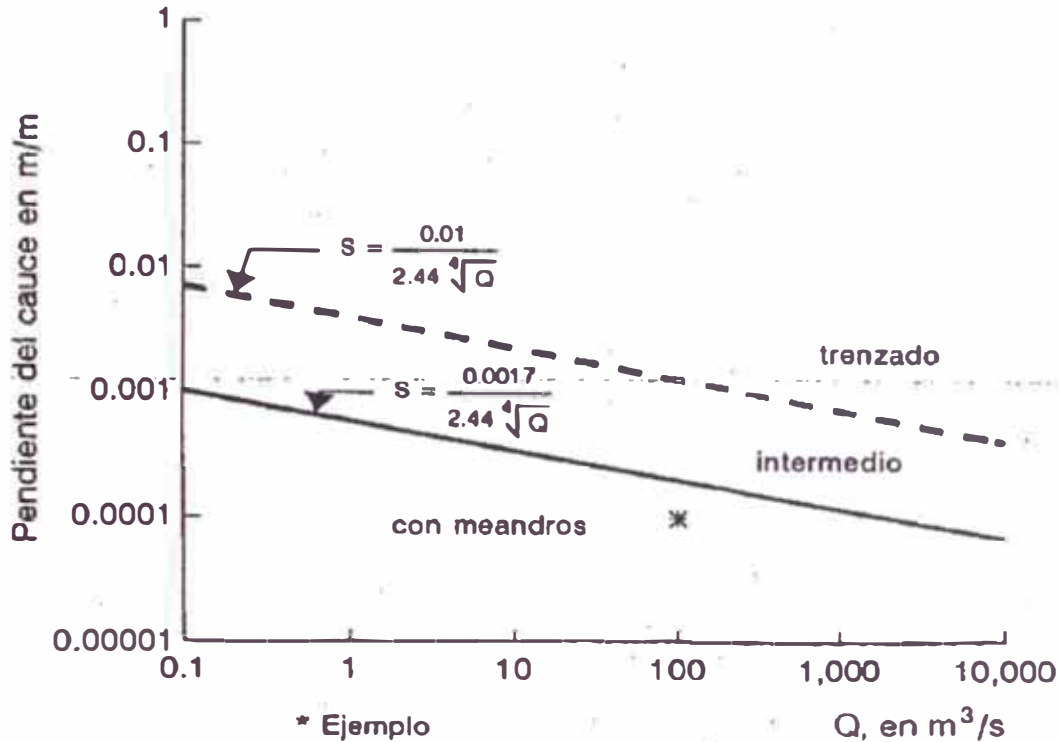


Foto N° 1.2 Morfología meándrica: Río Ucayali, Amazonía peruana.

Además es posible encontrar cursos de agua que combinan dos morfologías (trenzada y meándrica). Existe una fórmula planteada por Lane para determinar la formación o no de un cauce meándrico. Lane (1957) analizó 144 ríos tomando en cuenta el gasto medio, la pendiente, el material de fondo y de las márgenes y de la forma del río en planta. La ecuación es la siguiente:

$$S = \left(\frac{K}{2.44} \right) Q_m^{-0.25} \quad (\text{Ec. 1.1})$$

Donde S es la pendiente (m/m), Q_m gasto medio anual (m^3/s) y K un coeficiente que toma en cuenta la forma del cauce en planta. En la Figura N° 1.1 se muestra la gráfica de la ecuación anterior, y se incluyen los valores de K.



Fuente: Gracia, Jesús; Maza, José. 1997

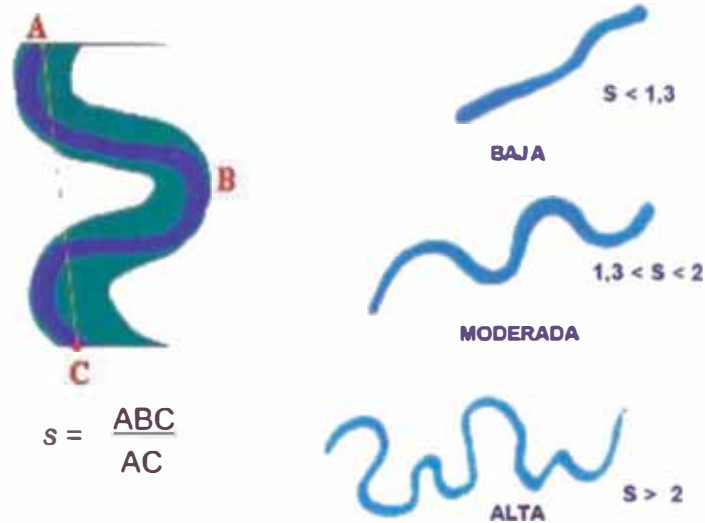
Figura N° 1.1 Relación entre el gasto medio anual y la pendiente del cauce

1.2.1. Sinuosidad (s)

La sinuosidad es importante para definir la forma de un río. Para esto se establece la relación entre la longitud del thalweg y la longitud del valle. El thalweg es la línea que une los puntos más profundos de cada sección transversal de río. El valor mínimo para la sinuosidad (s) es 1 que corresponde a un cauce perfectamente recto.

Entonces podemos encontrar ríos de baja sinuosidad ($s < 1,3$), ríos de mediana sinuosidad ($1,3 < s < 2$) o de alta sinuosidad ($s > 2$), como se muestra en la Figura N°1.2.

Los ríos de llanura amazónica son de mediana o alta sinuosidad, ya que el valor de "s" generalmente es mayor a 1,5.



Fuente: Rocha Felices, Arturo. 2009.

Figura N° 1.2 Representación esquemática del concepto de sinuosidad.

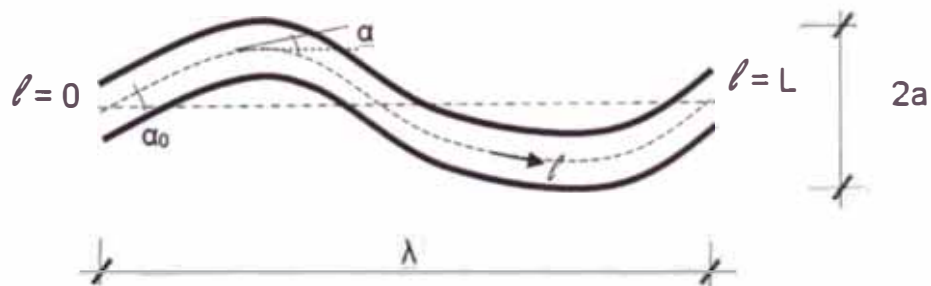
1.2.2. Geometría de meandros

1.2.2.1. Geometría en Planta:

La geometría en planta de un meandro simple se puede describir mediante la ecuación propuesta por Vide:

$$\alpha = \alpha_0 \text{ sen}(2\pi l / L) \quad (\text{Ec. 1.2})$$

Donde α es el ángulo del eje con la dirección del valle y l es la coordenada arco (Ver Figura N°1.3). Mediante esta ecuación se puede dibujar meandros en cualquier grado de desarrollo.

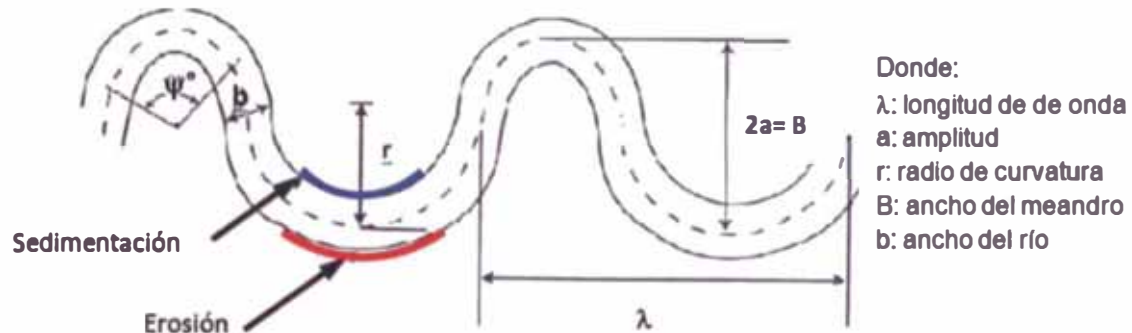


Fuente: Vide, 2003.

Figura N° 1.3 Parámetros de una planta sinuosa.

1.2.2.2. Características o Parámetros Geométricos:

Por lo general un río serpenteante puede dividirse en meandros individuales donde a partir de un punto de inflexión se definen sus características geométricas (ver Figura N°1.4)



Fuente: Nava, Alejandra; Cortés, Darío. 2012.

Figura N° 1.4 Elementos geométricos de un meandro

1.2.2.3. Relación de parámetros:

Se han desarrollado muchas teorías para predecir parámetros comunes de la morfología de un meandro. Por ejemplo, Werner obtuvo $\lambda/b = 2Fr$, donde λ es la longitud de onda, b es el ancho de la corriente y Fr es el número de Froude; por otro lado Vide establece que λ es de 7 a 10 veces el ancho b .

Por otra parte, si examinamos las dimensiones de las secciones transversales de los ríos, se ha encontrado que el ancho b es proporcional a la raíz cuadrada del caudal ($b \propto Q^{0.5}$), es decir, que un río cuatro veces más caudaloso que otro tendrá un ancho dos veces mayor.

Para hallar la longitud de onda (λ) y la amplitud (a) también existen diversas teorías, siendo Q_m el caudal medio anual.

Según Carlston:
$$\lambda = 166Q_m^{1/2} \quad (\text{Ec. 1.3})$$

Inglis propone:
$$\lambda = 53,6Q_m^{1/2} = 6.06b \quad (\text{Ec. 1.4})$$

$$2a = 153,2Q_m^{1/2} = 17.38b \quad (\text{Ec. 1.5})$$

Las relaciones anteriores muestran que el caudal Q_m determina el ancho B y la longitud de onda λ , de tal modo que existe una semejanza geométrica entre la planta de los ríos de forma meándrica, ya sean grandes o pequeños.

1.2.2.4. Tipo de Curva

También es posible determinar el tipo de curva, existen tres tipos: libres superficiales, limitadas y forzadas o deformadas. Se puede determinar con la relación mostrada en la Tabla N°1.1, donde "r" es el radio de curvatura y "b" el ancho de río:

Tabla N° 1.1 Tipos de curvas

Tipo de curvas	r/b
Limitadas	7,0 – 8,0
Libres	4,5 – 5,0
Forzadas	2,5 – 3,5

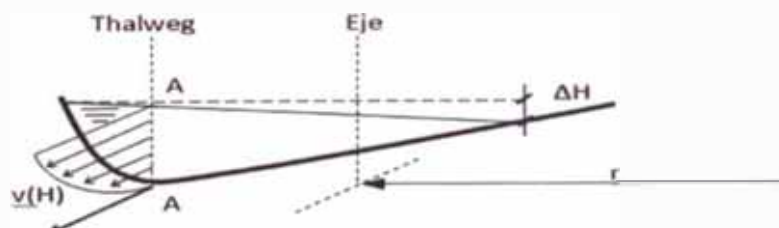
Fuente: Gracia, Jesús; Maza, José. 1997

Una curva libre corresponde a un río meándrico que discurre por llanos aluviales sin restricción alguna (típico de llanura Amazónica). En una curvatura limitada las paredes del valle forman parte de las márgenes de la corriente y en una curva forzada se refleja la acción de alguna estructura en su curso.

1.2.2.5. Sobre elevación del nivel de agua:

Un aspecto importante es la sobre elevación del nivel de agua entre la orilla exterior e interior por causa de la fuerza centrífuga (Ver Figura 1.5). Vide, propone la siguiente fórmula, donde V es la velocidad y r el radio de curvatura.

$$\Delta H = \frac{V^2 b}{gr} \quad (\text{Ec. 1.6})$$



Fuente: Vide, 2003

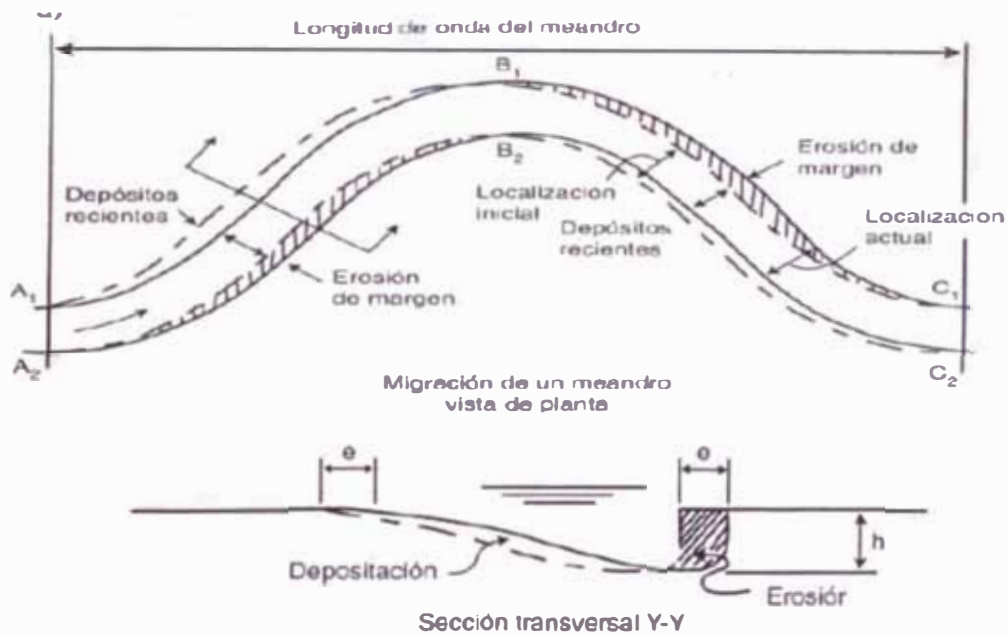
Figura N° 1.5 Sección de un río en curva. Sobre elevación.

1.2.3. Evolución de meandros

Los meandros no son estables, sino todo lo contrario. Su dinámica se manifiesta en dos categorías:

- Alargamiento y migración hacia aguas abajo
- Estrangulamiento y cortes eventuales del meandro

El alargamiento y migración se observa en la Figura N°1.6. Vemos como el curso de agua cambia su ubicación por la acción de la erosión y sedimentación del material del lecho del río, produciendo desplazamientos laterales y longitudinales. Antes de entrar a la curva (tramo A-B) la erosión se da hacia la margen derecha y al salir de la curva (tramo B-C) en la margen izquierda; de esta manera la migración se da hacia aguas abajo.



Fuente: Nava, Alejandra; Cortés, Darío. 2012

Figura N° 1.6 Migración de un meandro en planta y corte.

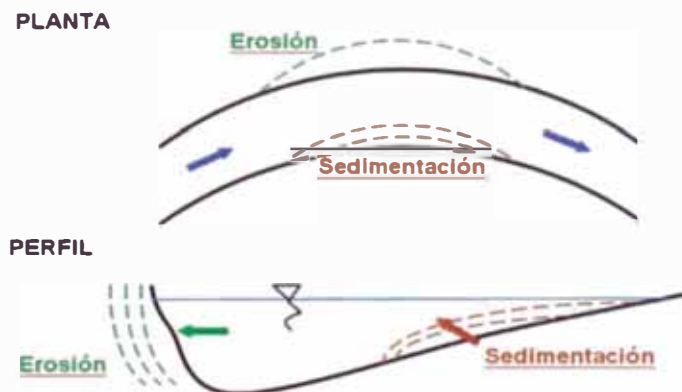
Por otro lado, debido a la erosión de las márgenes exteriores de las curvas, se produce un acercamiento entre las márgenes cóncavas hasta que ocurre un estrangulamiento.

Esto sucede principalmente en una gran avenida, el cauce excede su capacidad y el agua pasa por la parte más estrecha erosionando las márgenes y produciendo así un canal más corto.

El tramo fluvial, ahora aislado, se le conoce como meandro abandonado, este constituye una laguna o cocha generalmente de forma semicircular.

1.3. SEDIMENTACIÓN

El proceso de sedimentación es tan importante como el de erosión en un río serpenteante. El proceso de sedimentación actúa en la orilla interior, como se muestra en la Figura N° 1.7. De esta manera se origina una sucesión de curvas que se desplazan lateralmente.



Fuente: Rocha Felices, Arturo. 2009.

Figura N° 1.7 Erosión y sedimentación de un meandro.

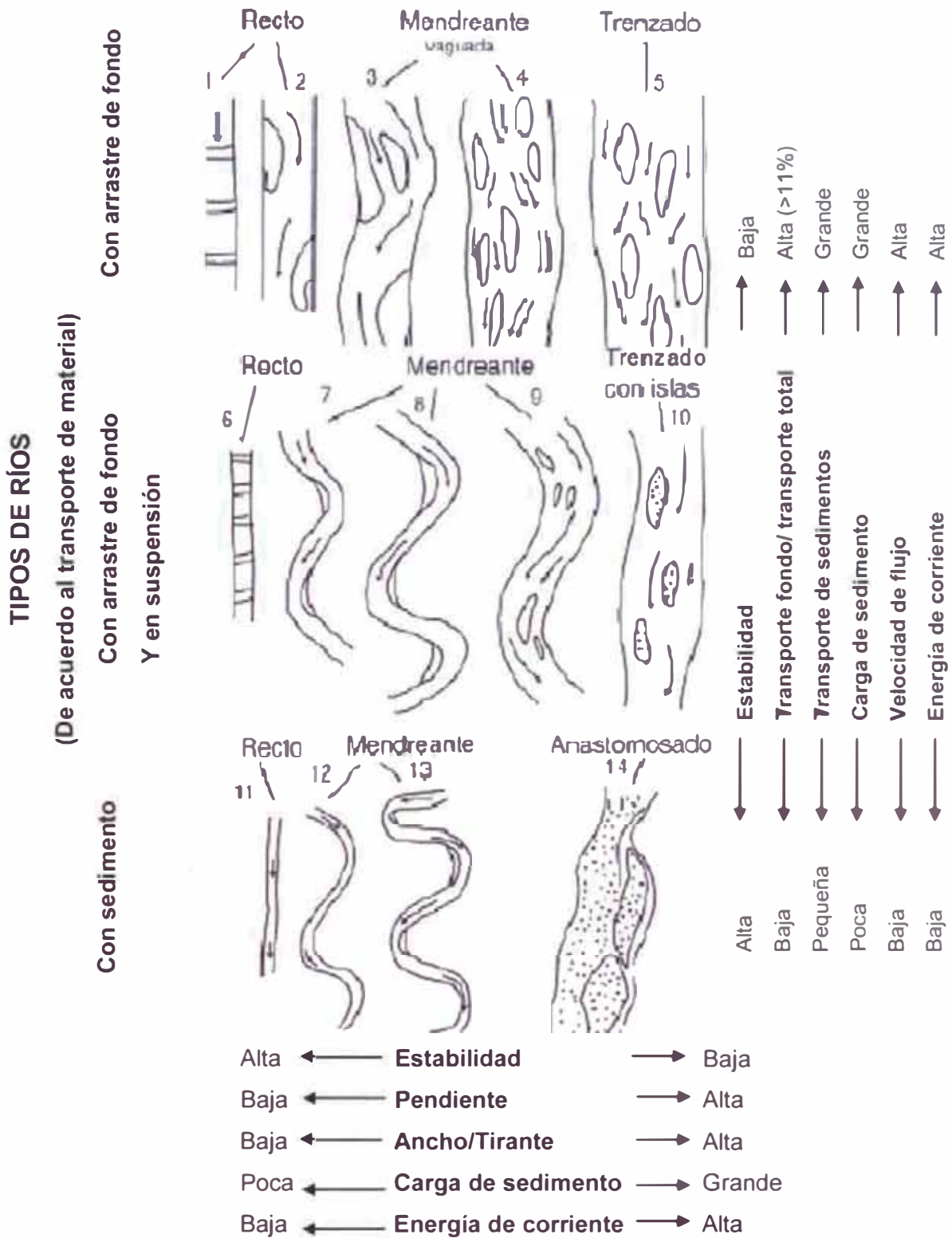
1.3.1. Carga de sedimentos

El material que transporta un curso de agua en su trayectoria nos puede dar una idea de la forma que este puede tomar. A partir de esto tenemos: cauces con carga de fondo (material transportado y que tiene origen en el lecho), cauces con carga en suspensión (material transportado por el flujo disuelto en agua, es decir, carga de lavado) y cauces con carga mixta (carga suspendida y carga de fondo en porcentajes similares). Un río amazónico se caracteriza por contener una alta cantidad de materiales en suspensión. En la Figura N°1.8 se muestra la forma que toma un curso de agua según la carga de sedimentos que transporta.

MORFOLOGÍA		Carga de Fondo	Carga Mixta	Carga en Suspensión
Tipo	CANAL SIMPLE	Forma del cauce	Meándrico	Recto
		Ancho/profundidad	25	8
CANAL MÚLTIPLE	Patrones	Patrón del canal		
		Sinuosidad	1.4	2.5
Asociaciones	Abanico aluvial	Forma del cauce		
		Sinuosidad	1	1.1
		Abanico aluvial	Llanura de Inundación	Delta

Fuente: Marín Uribe, Gregorio, 2000.

Figura N° 1.8 (a) . Morfología de cauces aluviales con relación a la carga de sedimentos



Fuente: Nava, Alejandra; Cortés, Darío. 2012

Figura N° 1.8 (b) Morfología de cauces aluviales con relación a la carga de sedimento.

Por otro lado Schumm hace un aporte importante al estudiar la carga o transporte de sedimentos. A partir de este dato, él hace una clasificación del

cauce según su estabilidad y la erosión producida. La Tabla N°1.2 muestra el resumen de sus investigaciones.

Tabla N° 1.2 Clasificación de cauces aluviales según Schumm, con relación a la carga de sedimentos y modo de transporte.

Modo de transporte de sedimentos	M%	F%	ESTABILIDAD DEL CAUCE		
			Estable	En sedimentación (exceso de carga)	En erosión (deficiencia de carga)
Suspendida, carga del 85% al 100%	100	< 3	Relación ancho/profundidad < 7	La mayor sedimentación en las márgenes causa estrechamiento del cauce; la sedimentación en el fondo es menor al comienzo del proceso	Predomina la erosión en el fondo del lecho, el ensanche del cauce es menor al comienzo del proceso
			Sinuosidad > 2,1		
			Pendiente del canal: moderada		
Carga mixta, carga suspendida del 65% al 85%; carga de fondo del 15% al 35%	30	3 a 11	Relación ancho/profundidad > 7, < 25	Al comienzo mayor sedimentación en las márgenes y avanzando el proceso en el lecho	Comienza por erosión del fondo, seguida por una ampliación del cauce
			Sinuosidad < 2,1; > 1,5		
			Pendiente del canal: moderada		
Carga de fondo, del 35% al 70%	0	> 11	Relación ancho/profundidad > 25	Sedimentación en el lecho y formación de islas	Poca erosión del fondo; predominante ensanchamiento de canal
			Sinuosidad < 1,5; > 1,0		
<i>M: Porcentaje de Limo-Arcilla en el perímetro de cauce (%)</i>					
<i>F: Relación entre la carga de fondo y la carga total (%)</i>					

Fuente: Marín Unbe, Gregorio. 2000.

1.3.2. Procesos de depósitos en ríos amazónicos

Los principales elementos morfológicos de depósito en un sistema de ríos se muestran en la Figura N° 1.9 y son los siguientes: canal principal que es de especial interés para ríos meándricos, barras de punto, bordos naturales, planicies de inundación, los lagos laterales y las áreas de desborde.



Fuente: Marin Uribe, Gregorio. 2000.

Figura N° 1.9 Características morfológicas de un sistema fluvial meándrico.

En cada uno de estos elementos se acumulan los sedimentos por la acción del canal principal y por la inundación periódica de la planicie adyacente.

a. Depósitos de Canal

Son depósitos compuestos por material grueso que son transportados en los periodos de máximas avenidas. Este material incluye gravas, troncos u otro material vegetal de grandes dimensiones, y lodo parcialmente consolidado que ha sido erosionado de las paredes del canal. Tiende a ser de forma ovoide y los clastos se colocan uno sobre otro.

b. Depósitos de Barras de Punto

Estos depósitos se generan en las partes interiores de las curvas del canal a partir de un flujo espiral que se crea en dicho punto. Debido a este flujo, los granos gruesos se depositan en la base de la barra y los sedimentos finos en la parte superior. La estructura sedimentaria característica es la estratificación laminada de forma cóncava.

c. Depósitos de Bordo

Estos depósitos se desarrollan en la zona exterior de la curva que delimitan los meandros. Son de mayor espesor y de grano más grueso cerca del canal principal y se hacen más finos al avanzar hacia la planicie de inundación. Aquí encontramos arenas finas con estratificación horizontal y rizaduras de corriente que subyacen bajo lodos laminados.

d. Depósitos de Planicies de Inundación

Están constituidos por sedimentos finos depositados en suspensión a partir de las inundaciones. Estos depósitos tienen poco espesor y contienen grandes cantidades de material vegetal con presencia moderada de turba.

e. Depósitos de desborde

Estos depósitos se generan cuando la corriente principal rompe el muro que la confina. La sedimentación ocurre cuando el agua cargada de material grueso y fino pierde su capacidad de transporte, originando depósitos gradados.

f. Depósitos de largo lateral

Encontramos sedimentos finos, arcillas y lodo, que han sido introducidos a los lagos laterales durante los periodos de inundación. Son laminados y pueden llegar a presentar restos de vegetación.

1.4. MATERIALES EN SUSPENSIÓN

Los ríos amazónicos pueden contener tres tipos de materiales en suspensión, y se les distingue por su color característico. En primer lugar tenemos a los ríos de agua blanca que predominan en la Amazonía peruana. A esta categoría pertenecen los ríos Amazonas, Napo, Marañón, Huallaga, Ucayali y Madre de Dios. Todos estos ríos nacen en las montañas andinas y están cargados de material en suspensión que arrastran de sus vertientes.

El segundo tipo son los ríos de aguas negras que nacen de áreas arenosas y pantanosas muy poco drenadas. Son muy comunes en el Perú pero no se encuentran en los grandes ríos; por ejemplo el río Pacaya, Samiria y Nanay que desemboca en el Amazonas, son de este tipo.

Por último los ríos de "aguas claras" que no contienen concentraciones significativas de sedimentos en suspensión ni materia orgánica. Estos ríos provienen de áreas de roca firme que han sido lixiviadas, son raros en el Perú pero en Brasil algunos de los grandes tributarios como el Xingú y el río Tapajós son del tipo agua clara.

Para determinar el transporte de material de fondo en suspensión, se debe tomar en cuenta que la concentración depende de la velocidad de arrastre (Ver Figura N°1.10) a mayor velocidad menor cantidad de sedimentos en suspensión. Además se realiza un análisis de condiciones de equilibrio, el movimiento descendente del sedimento debido a la velocidad de caída, debe ser equilibrado por el movimiento ascendente neto debido a las fluctuaciones turbulentas.

De lo anterior, Ruse (1973) propone la siguiente ecuación para obtener la concentración a una distancia "H" del fondo:

$$\frac{C(H)}{C_m} = \left[\left(\frac{y_o - H}{H} \right) \left(\frac{m_i}{H - m_i} \right) \right]^z \quad \text{si: } z = \frac{\omega}{k v} \quad (\text{Ec. 1.7})$$

Donde:

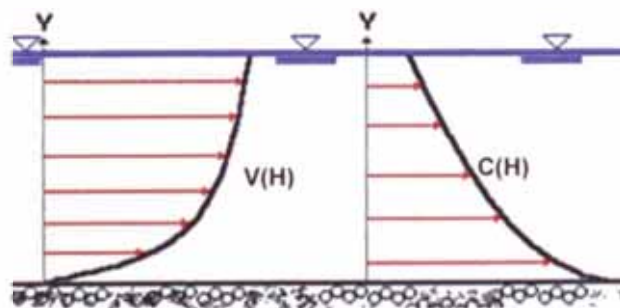
- C(H): Concentración de sedimentos a una altura "y" del fondo del río.
- C_m: Concentración de sedimentos a la altura "m" del fondo.
- m_i: Altura mínima a partir de la cual se inicia el trasporte de sedimentos.
- y_o: Tirante en la sección.
- ω: Velocidad de caída de la partícula
- v: Velocidad cortante en el cauce principal
- k: Constante universal de Preandtl-von Kármán (k=0,4)

Para determinar C_m, se puede utilizar la ecuación propuesta por M. García y G. Parker (1 991):

$$C_m = \frac{1,3 \times 10^{-7} Z_u^5}{1 + \frac{A}{0,3} Z_u^5} \quad \text{si, } Z_u = \frac{v_*}{\omega} \text{Re}^{0,6} \quad (\text{Ec. 1.8})$$

Donde:

Re: Número de Reynolds.



Fuente: Marín, Gregorio. 2 000.

Figura N° 1.10 Perfiles típicos de Velocidad y Concentración.

1.5. EROSIÓN GENERAL EN LLANURAS AMAZÓNICAS

El proceso de erosión junto con el proceso de sedimentación se complementa al modelar un cauce meándrico, el cual es característico de la llanura amazónica. Podemos decir que la erosión es el descenso del fondo o retroceso de las orillas como consecuencia de la dinámica fluvial o por acción del hombre.

Para empezar la Tabla N° 1.3 nos proporciona una idea general de las velocidades límites para que ocurra erosión en cada tipo de suelo.

Tabla N° 1.3 Velocidades a las cuales se produce erosión

Tipo de material	Velocidad agua limpia (m/s)	Velocidad agua con sedimentos (m/s)
Arena fina	0,45	0,76
Suelo arenoso	0,53	0,76
Limo aluvial	0,60	1,06
Ceniza volcánica	0,76	1,06
Arcilla dura	1,14	1,52
Lutitas	1,82	1,82
Grava fina	0,76	1,52
Grava gruesa	1,22	1,82
Cantos	1,52	1,67

Fuente: Suarez, 1 992

1.5.1. Erosión general transitoria

Es aquel descenso del fondo durante el tiempo de avenida. Cuando la avenida decrece el fondo asciende rellenando el espacio erosionado y da la impresión que la cota de fondo no ha variado. Por esta razón es difícil determinar la erosión transitoria, aun así existen métodos de cálculo que intentan modelar este proceso.

El método de LISCHTVAN-LEBEDIEV es uno de los más usados y modela la erosión transitoria en un cauce granular y cohesivo. Debemos tener en cuenta que solo se aplica para cauces definidos y de flujo sub-critico ($Fr < 1$).

Para cauces granulares se propone la siguiente fórmula:

$$y_{sg} = \left[\frac{z(y_0)^{5/3}}{0.68 d_{50}^{0.28} t} \right]^{1/(1+x)} \quad (\text{Ec. 1.9})$$

Y para cauces cohesivos la siguiente:

$$y_{sg} = \left[\frac{p(y_0)^{5/3}}{0.60 \gamma_m^{1.18} t} \right]^{1/(1+x)} \quad (\text{Ec. 1.10})$$

Tabla N° 1.4 Valores de t y x para determinar la socavación general

Tr (años)	t	γ_m	x	γ_m	x	d_{50}	x	d_{50}	x
1	0,77	0,80	0,52	1,20	0,39	0,05	0,43	40	0,30
2	0,82	0,83	0,51	1,24	0,38	0,15	0,42	60	0,29
5	0,86	0,86	0,50	1,28	0,37	0,50	0,41	90	0,28
10	0,90	0,88	0,49	1,34	0,36	1,00	0,40	140	0,27
20	0,94	0,90	0,48	1,40	0,35	1,50	0,39	190	0,26
50	0,97	0,93	0,47	1,46	0,34	2,50	0,38	250	0,25
100	1,00	0,96	0,46	1,52	0,33	4,00	0,37	310	0,24
300	1,03	0,98	0,45	1,58	0,32	6,00	0,36	370	0,23
500	1,05	1,00	0,44	1,64	0,31	8,00	0,35	450	0,22
1000	1,07	1,04	0,43	1,71	0,30	10,00	0,34	570	0,21
		1,08	0,42	1,80	0,29	15,00	0,33	750	0,20
		1,12	0,41	1,89	0,28	20,00	0,32	1000	0,19
		1,16	0,40	2,00	0,27	25,00	0,31		

Fuente: Universidad del Cauca, 1998

Donde:

- y_{sg} : Profundidad total de erosión general, m.
- y_0 : Tirante normal, m.
- d_{50} : Diámetro medio de las partículas del suelo (granular), mm.
- γ_m : Peso específico del material (cohesivo), Ton/m³.
- t: Coeficiente que depende del periodo de retorno de la avenida
- x: Coeficiente que depende del tamaño de la partícula de fondo

Además "p" es un coeficiente que depende de la sección analizada:

$$p = \frac{Q}{Be * y_m^{5/3}} \quad (\text{Ec. 1.11})$$

Donde:

Be: Ancho efectivo, m².

y_m: Tirante medio (Área/Be)

En los ríos de llanura amazónica para determinar la socavación general transitoria, usualmente se emplea la de material cohesivo en el lecho.

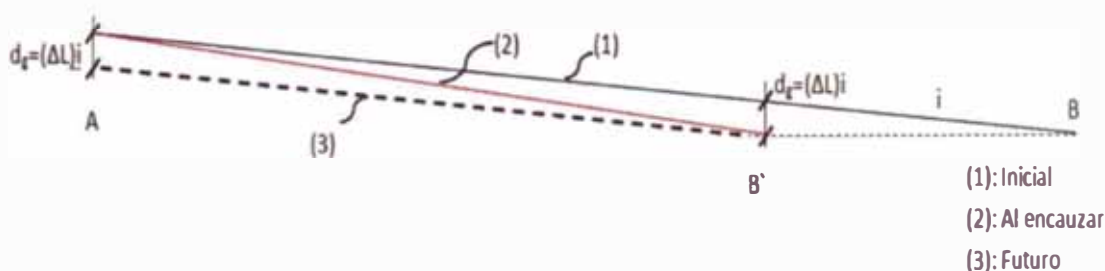
La altura de socavación general (d_g) se calcula de la siguiente manera:

$$d_g = y_{nK} - y_o \quad (\text{Ec. 1.12})$$

1.5.2. Erosión general a largo plazo

Esta erosión se debe a la acción del hombre donde la acción de cambio es antigua pero el proceso está en curso. Por ejemplo la construcción de una presa aguas arriba de un curso de agua, donde el proceso de erosión es lento.

Otro caso sería un corte de meandro (Ver Figura N°1.11) como ocurre en ríos de llanura amazónica para encausar un río sinuoso; según Vide, esta erosión se puede evaluar mediante la expresión d_g= (ΔL) S, donde “d_g” es la altura de socavación general, “S” la pendiente inicial y ΔL el acorazamiento de del río.



Fuente: Vide, 2003

Figura N° 1.11 Socavación al encausar un meandro

Otras causas son: la extracción de material del lecho como agregado de construcción, la destrucción de una presa, estrechamientos de ríos.

Para determinar la socavación general a largo plazo, tenemos la fórmula de Lacey:

En tramo recto: $y_{sg} = 1,25 y_m$ (Ec.1.13)

En tramo curvo: $y_{sg} = 2,0 y_m$ (Ec.1.14)

$$y_m = \frac{Q^{1/3}}{d_{50}^{1/6}} \quad (\text{Ec. 1.15})$$

$$d_g = y_m - y_{sg} \quad (\text{Ec. 1.16})$$

Dónde:

- d_g : Altura de socavación general (m)
- y_{sg} : Profundidad Total de erosión general, m.
- y_m : Tirante medio, m.
- Q : Caudal, m³/s.
- d_{50} : Diámetro medio de las partículas del suelo, m.

1.5.3. Erosión general en curvas

Sabemos que los lados exteriores de las curvas presentan mayores tirantes de un río. Altunin propone el cálculo del tirante máximo en la curva como una relación al tirante en el tramo recto aguas arriba, veamos:

$$y_{sg} = \epsilon y_m \quad (\text{Ec. 1.17})$$

Dónde:

- y_{sg} : Profundidad o tirante de socavación general, en m
- y_m : Profundidad o tirante medio en el tramo recto situado aguas arriba, en m
- ϵ : Coeficiente que depende del ancho "b" y del radio de curvatura "r", ambos en m. en la Tabla N°1.5 se muestran los valores de ϵ .

Tabla N° 1.5 Valores de ϵ

r/b	∞	20	10	6	5	4	3	2
ϵ	1,27	1,33	1,40	1,48	1,84	2,20	2,57	3,00

Fuente: Vide, 2001

1.6. INFLUENCIA DE LA VEGETACIÓN

Para clasificar la vegetación en la llanura aluvial es importante tener en cuenta a los factores hidrológicos. Dentro de estos factores, el de mayor importancia es la duración de inundación que nos permite determinar la composición y estructura de los bosques pantanosos así como los bosques de llanura aluvial amazónica. Indicadores como la amplitud, la frecuencia y la duración de la inundación pueden ayudar a clasificar la vegetación.

1.6.1. Clasificación de la vegetación de la llanura amazónica peruana

En la Tabla N° 1.6 se muestra la clasificación de la vegetación de la llanura aluvial de Perú según Encarnación (1985, 1993), cuyos indicadores fueron: el periodo de inundación, características de agua inundante, el drenaje de suelo, la ubicación geográfica, y la estructura de la vegetación de la zona.

Tabla N° 1.6 Formación de vegetación forestal de ríos principales de llanura amazónica

DESCRIPCIÓN	CLASIFICACIÓN
A.1 VEGETACIÓN LEÑOSA	
B.1 Buen drenaje	
C.1 Bosque mixto ribereño, inundado con agua blanca mixta (cinturón meándrico)	
D.1 Anualmente inundado 0-1 mes - Etapa de sucesión tardía (lejos del río) - Etapa de sucesión temprana (cerca del río)	1 Restinga alta 2 Restinga temprana
D.2 Anualmente inundado 1-3 mes - Etapa de sucesión tardía (lejos del río) - Etapa de sucesión temprana (cerca del río)	3 Restinga alta 4 Restinga temprana
D.3 Anualmente inundado 3-6 mes - Etapa de sucesión tardía (lejos del río) - Etapa de sucesión temprana (cerca del río)	5 Tahuampa 6 Tahuampa temprana
C.2 Bosque mixto no ribereño, inundado con agua blanca mixta a negra (cuenca de inundación) - Inundado anualmente 0-1 mes - Inundado anualmente 1-3 mes - Inundado anualmente 3-6 mes	7 Restinga alta de cuenca de inundación 8 Restinga baja de cuenca de inundación 9 Tahuampa de cuenca de inundación
B.2 Drenaje pobre a permanentemente inundado	
- Bosque de latifoliadas mixto de lugares ribereños (cinturón meándrico)	10 Bajjal
- Bosque de latifoliadas mixto de lugares no ribereños (cuenca de inundación)	11 Bajjal de cuenca de inundación
- Árbol dominante <i>Pseudobombax munguba</i>	12 Pungal
- Palmera dominante <i>Mauritia flexuosa</i>	13 Aguajal
A.2 VEGETACIÓN NO LEÑOSA	
- Permanente vegetación pantanosa y flotante	14 Pantanal
- Al menos periódicamente con aguas abiertas	15 Lago y río
- Vegetación de maleza anual en lugares ribereños arcillosos	16 Barrial
- Vegetación de maleza anual en lugares ribereños arenosos	17 Playa

Fuente: Kvist y Nebel, 2000.

1.6.1.1. Vegetación en zonas altas: Restinga

Se entiende por restinga a la parte alta de la llanura aluvial, la cual solo se inunda por un periodo corto; se llama "restinga alta" a aquella cuyo periodo de inundación promedio es 1 mes y como "restinga baja" cuando el periodo varía

entre 1 y 3 meses. En la Foto N°1.3 se aprecia un típico bosque de restinga que pertenece en el río Madre de Dios. Podemos distinguir 6 categorías de restinga (N° 1, 2, 3, 4, 7 y 8 en la Tabla N° 1.6).

De acuerdo a la ubicación, las categorías N° 1 Y 7 se ubican principalmente en superficies planas y amplias ya que se originan de depósitos ribereños. Las categorías N° 3 Y 8 aparecen en espacios creados por depósitos del canal meándrico, compuesto de estrechas y largas aristas. Las restingas jóvenes (categoría N° 2) se depositan en el cinturón de meandros ya que se regeneran en condiciones abiertas.

Por el tiempo de vida, podemos decir que los bosques maduros (categorías N° 1, 3, 7 y 8) están representados por grandes árboles que pueden llegar a tener miles de años. Los bosques jóvenes son aquellos que se desarrollan cerca del río, donde los sedimentos se depositan durante la inundación y el terreno crece rápidamente.



Foto N° 1.3 Bosque de restinga en el río Madre de Dios.

1.6.1.2. Vegetación en zonas bajas: Tahuampa

La Tahuampa, se sitúa en terreno más bajo, y se inunda por un periodo mayor que va entre 3 a 6 meses, aun así este tipo de vegetación se drena muy bien en

los meses restantes. En la Foto N°1.4 se muestra una tahuampa durante la crecida del río Nanay en Iquitos.

Los bosques de tahuampa se dividen en 3 categorías, la categoría N° 6 corresponde a una tahuampa joven, la categoría N° 5 es una tahuampa madura y la tahuampa de la cuenca aluvial (N° 9) tiende a situarse lejos de los cursos actuales de los ríos principales, es más pobre en nutrientes y mucho más antigua que las tahuampas del cinturón del meandro (N° 5 y 6).



Foto N° 1.4 Tahuampa a orillas de río Nanay-Iquitos.

1.6.2. La vegetación y el número de Manning

La vegetación existente en un cauce determina la rugosidad en las márgenes del río; esto determina la velocidad del flujo y el grado de socavación lateral o en las curvas. Petryk y Bosmajian (1975) proponen hallar la rugosidad con influencia de la vegetación (n) a partir de la rugosidad natural de la llanura de inundación (n_o). Para determinar el valor de n_o se aplica la siguiente fórmula:

$$n_o = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m \quad (\text{Ec. 1.18})$$

Dónde:

- n_o : Rugosidad natural de la llanura de inundación
- n_b : Valor base según el tipo de suelo. (Ver Tabla N°1.7)
- n_1 : Corrección por irregularidades en la superficie (Ver Tabla N°1.8)

- n_2 : Corrección por variación en forma y tamaño de sección (Ver Tabla N°1.8)
 n_3 : Corrección por obstrucciones (Ver Tabla N°1.8)
 n_4 : Corrección por presencia de vegetación (Ver Tabla N°1.8)
 m : Corrección por sinuosidad en la llanura de inundación (Ver Tabla N°1.8)

Se debe tener en cuenta que para una llanura de inundación no existe variación en la sección y la sinuosidad es despreciable, por lo tanto el valor de n_2 será igual a 0 y "m" será 1.

Tabla N° 1.7 Valores de rugosidad base (n_b)

Tamaño medio de las partículas en el lecho del río (mm)	Valor de n_b
0.2	0.012
0.3	0.017
0.4	0.020
0.5	0.022
0.6	0.023
0.8	0.025
1.0	0.026

Fuente: Arcement G.J. y Schneider V.R., 1997

Tabla N° 1.8 Factores de corrección para el cálculo de rugosidad

Factor de corrección	Descripción	Valor
n_1 (Grado de irregularidad)	Liso	0,00
	Menor	0,001 – 0,005
	Moderado	0,006 – 0,010
	Severo	0,011 – 0,020
n_2 (Variación en la sección)	Gradual	0,00
	Alternado ocasional	0,001 – 0,005
	Alternado frecuente	0,001 – 0,015
n_3 (Efecto de obstrucciones)	Despreciable	0,000 – 0,004
	Menor	0,005 – 0,015
	Apreciable	0,020 – 0,030
	Severo	0,040 – 0,050

Factor de corrección	Descripción	Valor
n ₄ (Tamaño de la vegetación)	Pequeño	0,001 – 0,010
	Medio	0,010 – 0,025
	Largo	0,025 – 0,050
	Muy largo	0,050 – 0,100
	Enorme	0,100 – 0,200
m (grado de sinuosidad)	Menor	1,00
	Apreciable	1,15
	Severa	1,30

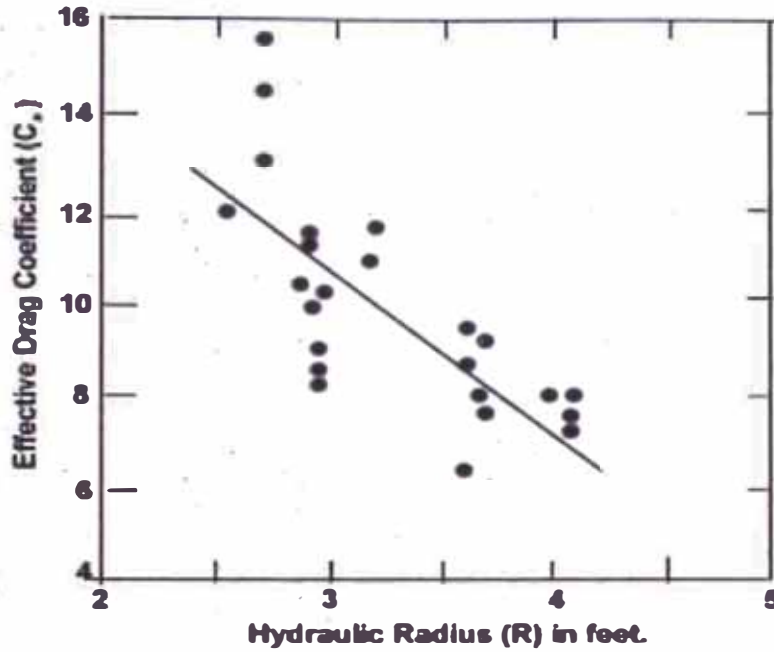
Fuente: Arcement G.J. y Schneider V.R., 1997

Ahora, para el cálculo de n donde interviene la acción de la vegetación se tiene:

$$n = n_o \cdot \sqrt{1 + \frac{C \cdot \sum A_i}{2gAL} \left(\frac{1}{n_o}\right)^2 R^{4/3}} \quad (\text{Ec. 1.19})$$

Donde:

- n_o: Coeficiente de Manning natural de la llanura de inundación.
- C: Coeficiente de arrastre efectivo por la vegetación (Ver Figura N°1.12)
- ΣA_i: Área cubierta por la vegetación que obstruye el flujo de agua (m²)
- A: Área de la sección analizada. (m²)
- L: Longitud del área analizada (m)
- R: Radio hidráulico de la sección analizada (m)



Fuente: Arcement and Schneider, USGS WSP233.

Figura N° 1.12 Coeficiente de arrastre efectivo en llanura con vegetación.

Para complementar el cálculo, se presenta en la Tabla N°1.9 valores de “n” para diferentes tipos de cauces naturales y sus planicies de inundación. Además existen fotografías que nos sirven de guía para la determinación de este parámetro como la que muestra la Foto N°1.5.



Foto N° 1.5 Llanura de inundación cubierta de vegetación, número de Manning $n=0,20$.

Tabla N° 1.9 Número de Manning, valores típicos.

Tipo de canal y descripción		Mínimo	Normal	Máximo
A. Excavado o dragado				
a.	En tierra, recto uniforme			
	- Limpio, recientemente terminado	0.016	0.018	0.02
	- Limpio después de exposición a la interperie	0.018	0.022	0.025
	- Con pastos cortos, algunas malezas	0.022	0.027	0.033
b.	En tierra, serpenteante y lento			
	- Sin vegetación	0.023	0.025	0.03
	- Pastos, algunas malezas	0.025	0.03	0.033
	- Malezas densas o plantas acuáticas en canales profundos	0.03	0.035	0.04
c.	Excavado con pala o dragado			
	- Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
	- Matorrales ligeros en las bancas	0.035	0.05	0.06
d.	Canales sin mantenimiento, malezas y matorrales sin cortar			
	- Malezas densas, tra altas como la profundidad de flujo	0.05	0.08	0.12
	- Fondo limpio, matorrales en los lados	0.04	0.05	0.08
	- Igual al anterior a nivel máximo de flujo	0.045	0.07	0.11
	- Matorrales densos, nivel alto	0.08	0.1	0.14
B. Corrientes naturales				
B.1. Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente < 30 m)				
a.	Corrientes en planicies			
	- Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.025	0.03	0.033
	- Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos	0.033	0.04	0.045
	- Tramos lentos, con malezas y pozos profundos			
	- Tramos con mucha maleza, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos	0.075	0.1	0.15
B.2. Planicies de inundación				
a.	Pastizales, sin matorrales			
	- Pasto corto	0.025	0.03	0.035
	- Pasto alto	0.03	0.035	0.05
b.	Áreas cultivadas			
	- Sin cultivo	0.02	0.03	0.04
	- Cultivos en línea maduros	0.025	0.035	0.045
	- Campos de cultivo maduros	0.03	0.04	0.05
c.	Matorrales			
	- Matorrales dispersos, mucha maleza	0.035	0.05	0.07
	- Pocos matorrales y árboles, en invierno	0.035	0.05	0.06
	- Pocos matorrales y árboles, en verano	0.04	0.06	0.08
	- Matorrales medios a densos, en invierno	0.045	0.07	0.11
	- Matorrales medios a densos, en verano	0.07	0.1	0.16
d.	Árboles			
	- Sauces densos, rectos y en verano	0.11	0.15	0.2
	- Terreno limpio, con troncos sin retoños	0.03	0.04	0.05
	- Igual que el anterior pero con mayor cantidad de retoños	0.05	0.06	0.08
	- Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel del agua por debajo de las ramas	0.08	0.1	0.12
	- Igual al anterior, pero con nivel de creciente por encima de las ramas	0.1	0.12	0.16

Fuente: Ven Te Chow, 1994.

Para el modelamiento, será necesario utilizar el valor de la rugosidad absoluta (k_s), Dado un valor de profundidad de agua "H" (m), este factor se relaciona con el valor n de Manning de la siguiente manera:

$$k_s = \frac{12H}{2,718^m} \quad (\text{Ec. 1.20})$$

$$m = \frac{H^{1/6}}{2,5n\sqrt{g}} \quad (\text{Ec. 1.21})$$

CAPÍTULO II:

DEFENSAS RIBEREÑAS PARA PUENTES EN LLANURA AMAZÓNICA

En 1976 se realizó un estudio estadístico sobre las causas de falla o rotura de 143 puentes en todo el mundo de los cuales 70 fallos fueron causados por las avenidas que representa un 49% del total. Esto indica la importancia del conocimiento de la protección de la estructura ante fenómenos de socavación y fuerzas de impacto.

2.1. UBICACIÓN DEL PUENTE

Como primera consideración se tiene que elegir la ubicación del puente, para que las obras de protección no aumenten el costo de la obra. Podemos tener en cuenta las siguientes recomendaciones para su ubicación:

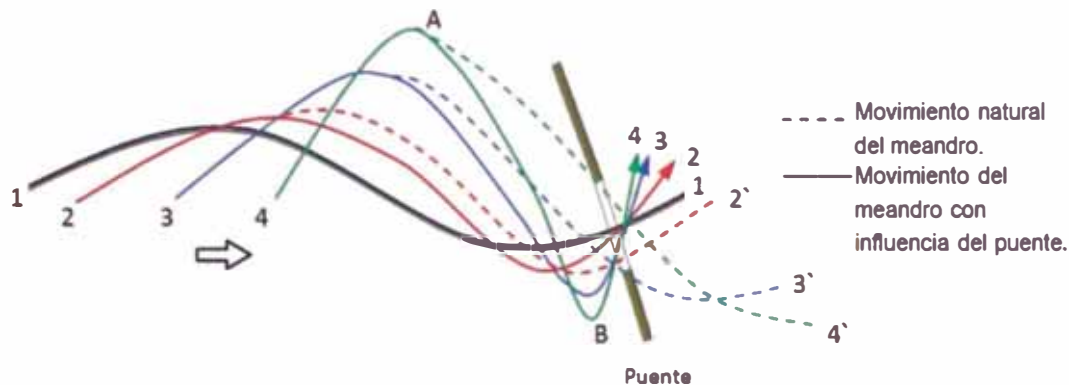
- Un lugar de estabilidad fluvial, es decir que el río no modifique su cauce de manera negativa para el puente. Para esto se necesita estudiar el río en un cauce largo y elegir el tramo más estable.
- Para ríos de llanura amazónica se prefieren tramos de llanura de inundación estrecha, donde las curvas no sean tan pronunciadas y la sinuosidad sea la menor posible y no se produzcan cortes de meandros.
- Tener un conocimiento de la hidrología de la cuenca y de la hidráulica y morfología del río. Además los datos cartográficos, fotografías aéreas e imágenes satelitales pueden ser de gran ayuda para ubicar el puente. Aún así es importante conocer si en el futuro la estructura proyectada tendrá influencia significativa en la estabilidad del curso de agua.

2.2. INFLUENCIA DEL PUENTE SOBRE EL CAUCE PRINCIPAL DE UN RÍO MEÁNDRICO

2.2.1. Efectos de un puente sobre la migración de meandros

Sabemos que la evolución natural del río meándrico sería la de profundizar y avanzar hacia aguas abajo los meandros del cauce principal como lo indica la Figura N° 2.1. Como el único paso libre es el vano del puente, el cauce principal se ve obligado a pasar por ahí; este proceso tiene dos efectos principales:

- Se modifica la curvatura natural de los meandros, que aumenta cerca del puente; el efecto es como si los meandros se apretaran contra el puente, quitándoles libertad de desplazamiento.
- El agua pasa bajo el puente no perpendicularmente sino oblicuo; como consecuencia se reduce la capacidad efectiva de desagüe del vano y además las pilas y estribos sufren incidencia oblicua del flujo.



Fuente: Vide, 2003

Figura N° 2.1 Efecto de un puente sobre un río de meandros

La aproximación de los meandros puede llegar a ser un ataque al terraplén de la vía. Nótese que el aumento de la curva induce mayores erosiones en las curvas próximas al terraplén. La capacidad del cauce disminuye porque el vano es menos efectivo en el desagüe y la resistencia al flujo aumenta con la curvatura. La inundación se hace, más probable a causa del puente. Además a medida que el meandro se aprieta, mayor es el riesgo de que, en una avenida catastrófica, el río se desborde precisamente por los lugares de mayor curvatura (A, B), destruya el terraplén y se abra un nuevo cauce principal. Esta evolución dinámica de un río de meandros se produce como consecuencia de la restricción a su libertad de desplazamiento.

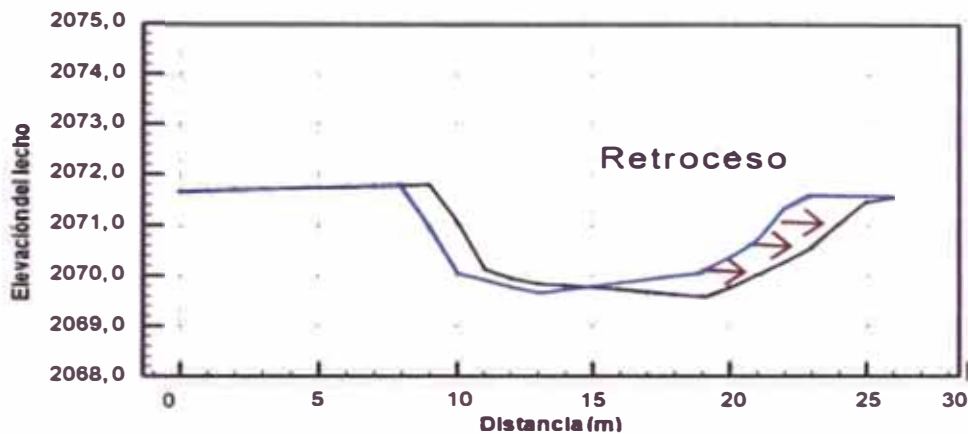
Ya que nos encontramos con cauces sinuosos, no estables, sometido a procesos de migración y además sufren procesos de erosión y sedimentación; la decisión de la ubicación adecuada para dicha estructura es importante. El modelamiento físico es complejo sobre todo los referidos a las tasa de migración.

Estudios realizados en Colombia en ríos de cuenca amazónica sugieren que la mejor forma de modelar es a través de imágenes satelitales y de softwares

hidrodinámicos como el RIVER2D que nos proporcionan una buena aproximación a la solución de problema.

A partir de estos estudios se deduce que un puente produce un confinamiento en el cauce ocasionando la incapacidad hidráulica, llevando a una migración lateral del cauce y a un aumento de la sinuosidad aguas debajo de la estructura como ya se mencionó.

En la Figura N°2.2 se muestra la variación de la sección del cauce producida por la influencia de un puente colocado en la quebrada meándrica y amazónica La Marinilla (Colombia).



Fuente: Ceballos Julian, 2011.

Figura N° 2.2 Retroceso de la orilla en quebrada La Marinilla

Además el suelo con mayor tendencia a erosionar es un suelo arenoso-limoso, típico de un suelo de llanura amazónica, especialmente si no existe cubierta vegetal. Esta cubierta influye directamente a la estabilidad de la misma.

2.2.2. Socavación por contracción

Uno de los efectos que produce la construcción de un puente sobre un río de llanura amazónica es la socavación general por contracción del flujo, producida por la reducción de la sección del cauce por la construcción de terraplenes de acceso al puente y en menor grado por las pilas que bloquean parte de la sección recta.

El método que vamos a plantear requiere determinar previamente la forma de socavación: en lecho móvil o en agua clara. En un lecho móvil existe una

apreciable cantidad de partículas grandes en el fondo del cauce. En la condición de agua clara, la cantidad de material que es transportado desde aguas arriba a la contracción es poca o es muy fino como para ser retenido en la depresión de socavación.

Para determinar en qué condición nos encontramos debemos calcular la velocidad para el inicio de transporte de sedimentos V_s de la partícula de diámetro medio (d_{50}) y compararla con la velocidad V del cauce principal aguas arriba de la contracción.

Agua clara: $V < V_s$

Lecho móvil: $V > V_s$

Donde:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

$$V_s = \frac{K_s^{1/2} (G_s - 1)^{1/2} d_{50}^{1/2} y_o^{1/6}}{n} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Dónde:

R: Radio hidráulico (m)

S: Pendiente del cauce (m/m)

K_s : Parámetro de Shields=0,039

G_s : Gravedad específica de material del lecho (2,65: valor referencial)

n: Coeficiente de rugosidad de Manning ($n=0,041d_{50}$)

y_o : Tirante normal (m)

En ciertos casos es conveniente calcular el tirante de socavación en ambas condiciones y tomar el más recomendable.

2.2.2.1. Socavación por contracción en lecho móvil.

Se utiliza la versión de Laurasen (1960). La ecuación asume que el material del lecho es transportado en la sección aguas arriba del puente.

$$\frac{y_{sc}}{y_m} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left(\frac{Be_1}{Be_2} \right)^{4/7} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

$$d_c = y_{sc} - y_m \quad (\text{Ec. 2.4})$$

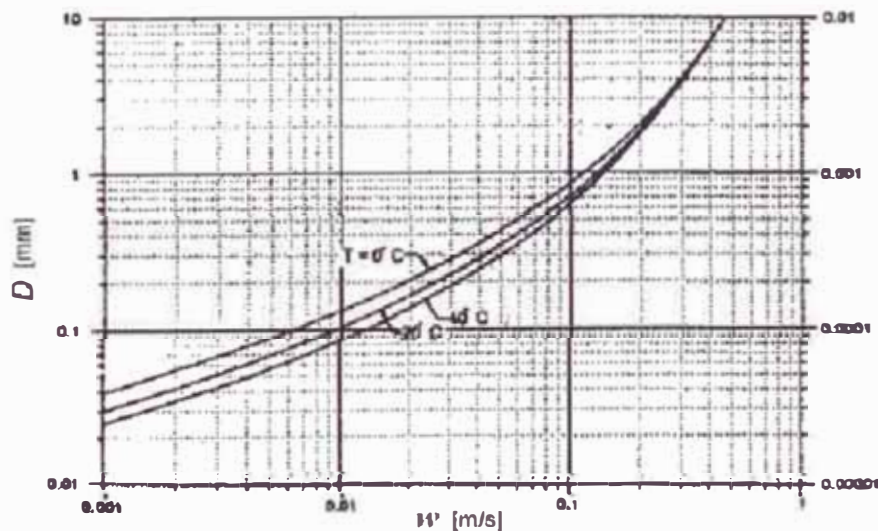
Dónde:

- Q₁: Caudal en la sección aguas arriba del cauce principal y laderas
- Q₂: Caudal en la sección contraída del puente
- d_c: Profundidad media o altura de socavación por contracción.
- y_{sc}: Profundidad de socavación por contracción en la sección contraída del puente.
- y_m: Profundidad media del flujo en el cauce principal y laderas aguas arriba del puente.
- Be₁: Ancho efectivo del cauce principal y laderas en la sección aguas arriba.
- Be₂: Ancho efectivo del cauce en la sección del puente sustrayendo el ancho de las pilas.
- k₁: Exponente en que depende de las características principales del sedimento (Ver Tabla N°2.1)
- v_{*}: Velocidad cortante en el cauce principal o ladera en la sección aguas arriba $v_* = \sqrt{g y_m S_1}$
- ω: Velocidad de caída para d₅₀ (ver Figura N°2.3)
- g: Aceleración de la gravedad = 9,8 m/s²
- S₁: Pendiente de la sección aguas arriba de puente.

Tabla N°2.1 Valores para el parámetro k₁

v _* /ω	k ₁	Modo de transporte del sedimento del lecho
<0,50	0,59	Mucho material en contacto con el lecho
0,50 a 2,0	0,64	Algo de material de lecho suspendido
>2,0	0,69	Mucho material de lecho suspendido

Fuente: HEC 18, 1993.



Fuente: HEC 18, 1993.

Figura N° 2.3 Velocidad de caída (ω) para partículas de arena

2.2.2.2. Socavación por contracción en agua clara

Laurasen planteó la ecuación siguiente:

$$y_{sc} = \left(\frac{0,025Q^2}{d_m^{2/3} B e_2^2} \right)^{3/7} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

$$d_c = y_{sc} - y_o \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Donde:

- y_{sc} : Profundidad de socavación por contracción en la sección contraída del puente (m)
 Q : Caudal del cauce principal (m^3/s)
 y_o : Profundidad normal en la sección del puente antes de la socavación (m)
 d_m : Diámetro medio efectivo del material del lecho, se puede considerar como $d_m = 1,25 d_{50}$ (m)
 $B e_2$: Ancho efectivo en la sección del puente descontando el ancho de las pilas (m).
 d_c : Profundidad media de socavación por contracción (m)

2.2.3. Socavación local

Para el cálculo de socavación local existen diversas fórmulas y su aplicación es independiente del sistema que se aplique para la protección (Este tema se detalla en el ítem 2.3). Las más usadas son las de Liu y la de Artamonov.

En la Figura N°2.4 se observa el flujo puede formar un remolino que erosiona el pie de una estructura colocada ya sea de forma transversal o longitudinal en el lecho de un río. En muchas ocasiones la socavación local puede ser de mayor influencia que la general.



Fuente: Vide, 2003

Figura N°2.4 Acción de la erosión local

La fórmula de Liu, que es utilizada para el cálculo de socavación en estribos y espigones, se presenta a continuación:

$$d_l = K_\theta k_2 \cdot L_t^{0.40} \cdot y_o^{0.06} Fr^{0.33} \quad , \text{ Si } L_t/y_o < 25 \quad (\text{Ec. 2.7})$$

$$d_l = 4K_\theta \cdot y_o Fr^{0.33} \quad , \text{ Si } L_t/y_o > 25 \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Dónde:

- d_l: Altura de socavación local (m)
- L_t: Longitud efectiva del espigón o estribo (m)
- y_o: Tirante normal o calado (m)
- Fr: Número de Froud
- k₂: Coeficiente de forma. (k₂=1,10 para talud o derrame y k₂=2,15 para contornos verticales)
- K_θ: Coeficiente que depende de la inclinación del espigón o estribo (Ver Figura N°2.5). Se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$K_\theta = \left(\frac{\theta}{90} \right)^{0.13} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

El método de Artamonov es usado para la socavación de estribos, también se recomienda para espigones, diques guía y para estructuras de defensa de márgenes, en la Figura N°2.5 se presenta un esquema general y la fórmula es la siguiente:

$$y_{sl} = K_\theta K_Q K_z y_o \quad (\text{Ec. 2.10})$$

Dónde:

- y_{sl}: Tirante de erosión local máxima, medida desde la superficie libre de la corriente (m)
- K_θ: Coeficiente que depende del ángulo que forma el eje de la obra con la corriente. (Ver Tabla N°2.2)
- K_Q: Coeficiente que depende de la relación entre el caudal interceptado (Q₁) y el caudal total (Q). (Ver Tabla N°2.3)
- K_z: Coeficiente del talud lateral de la obra de protección. (Ver Tabla N°2.4)
- y_o: Tirante normal en la sección analizada antes de la socavación. (m)

Tabla N° 2.2 Coeficiente de corrección K_θ

θ	20°	60°	90°	120°	150°
K_θ	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

Fuente: Universidad del Cauca, 1998

Tabla N° 2.3 Coeficiente de corrección K_Q

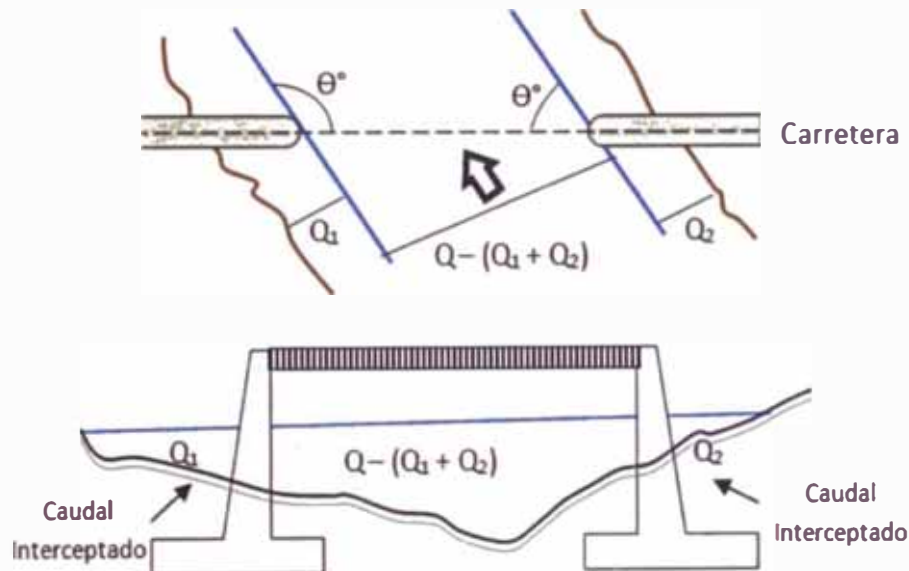
Q_1/Q	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
K_Q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Fuente: Universidad del Cauca, 1998

Tabla N° 2.4 Coeficiente de corrección K_z

Talud z	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
K_z	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Fuente: Universidad del Cauca, 1998



Fuente: Universidad del Cauca, 1998

Figura N° 2.5 Esquema general de la intersección del flujo y una estructura

2.3. SISTEMAS DE DEFENSA

Un sistema de defensa para un puente en llanura amazónica, busca intervenir en el cauce de tal manera que nuestra estructura no se vea afectada por la acción fluvial del río. Los objetivos principales son los siguientes:

- Estabilización o fijación de un cauce, para asegurar que el río discurrirá en el futuro de modo permanente. Con esto se busca obtener una ubicación

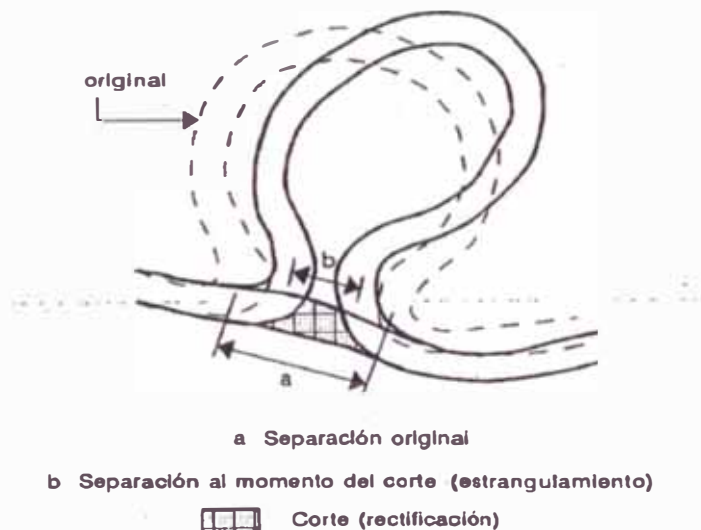
adecuada de la estructura dentro de un curso meándrico. Esto se puede lograr con la construcción de espigones y/o diques guía.

- En ocasiones se requiere controlar el corte de un meandro, bien sea para evitar una ruptura brusca que altere el régimen ya establecido del río y las condiciones favorables para la ubicación de un puente. Este control puede requerir desde la rectificación completa río hasta el corte artificial del mismo. (Ver ítem 2.3.1)
- Defensa o protección de las márgenes de río, para impedir la destrucción de terrenos cercanos al puente o de los propios estribos y por consiguiente la destrucción del mismo.

2.3.1. Modificación de sinuosidad: Corte de meandros

Un cauce que presenta elevada sinuosidad tiene mayor longitud y por lo tanto menor pendiente, además las curvas generan una resistencia al flujo. Estas características generan desbordamientos y una erosión significativa en las márgenes.

Mediante una alineación o un encauzamiento más recto se puede resolver estos problemas como se muestra en la Figura N°2.6.

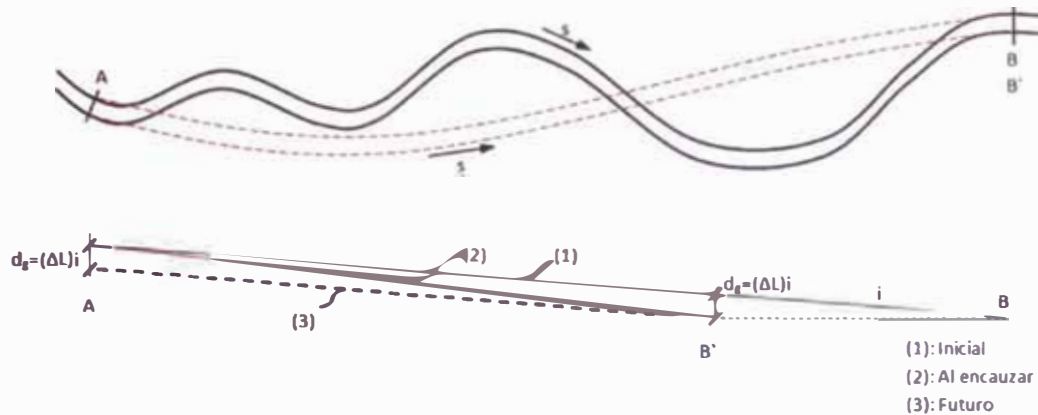


Fuente: Gracia, Jesús; Maza, José. 1997

Figura N° 2.6 Corte (estrangulamiento) de un meandro

Se debe tener en cuenta los fenómenos causados al cortar un meandro. En primer lugar el nuevo cauce debe ser capaz de soportar la erosión vertical (Ver

Figura N°2.7). Después de realizar el corte y aumentar la pendiente, el río tiende a disminuirla en forma gradual para alcanzar la pendiente original antes de la rectificación, lo cual puede llevar varios años.



Fuente: Vide, 2003

Figura N° 2.7 Erosión vertical al modificar la sinuosidad

Por otro lado, el material del lecho no permanece constante, en cauces cuyo fondo tiene partículas bien graduadas, el tamaño del material se incrementa. Las partículas más finas son arrastradas con facilidad y existe la tendencia a que el fondo quede acorazado con las de mayor tamaño.

Otro fenómeno es el cambio de geometría, cambia la pendiente y disminuye la longitud, por lo tanto el ancho y el tirante también se ven afectados. Al cortar un meandro se rompe el equilibrio y buscará recuperarlo de forma gradual hasta obtener su estado original. Para estabilizarse nuevamente el río tiende a desplazarse y desarrolla nuevos meandros, en algunos casos se reactivan cauces abandonados modificando así el trazo. Por esta razón es conveniente proteger los márgenes del río (espigones o defensa de márgenes).

El diseño de cortes artificiales en un solo meandro para reducir la longitud se conocen como "cortas" (Ver Figura N°2.6). Este tipo de obra presenta un elevado costo ya que implica la protección de márgenes aguas arriba del corte y el dragado aguas debajo de la zona. Se recomienda que el nuevo encauzamiento no deba seguir alineaciones completamente rectas sino con cierta curvatura.

Para su diseño toma en cuenta las siguientes consideraciones:

a. Cauce piloto:

La construcción de la rectificación comprende la excavación de un cauce piloto, que será ampliado con el paso de los volúmenes de agua desviados. En lo posible la excavación debe realizarse en material aluvial, es decir, en lugares de depósitos del propio río. Además se cumple con la siguiente relación:

$$\frac{Q_c}{Q} + \frac{Q_r}{Q} = 1 \quad (\text{Ec. 2.11})$$

Dónde:

Q, caudal que transporta el río, m³/s.

Q_c, caudal desviado por el canal rectificado, m³/s.

Q_r, caudal que escurre por el meandro, m³/s.

Al paso de tiempo, el primer término aumentará y el segundo tendrá que disminuir.

b. Trazo del cauce piloto:

El alineamiento de los extremos de corte debe ser tangencial a la dirección de flujo principal. La entrada del corte debe ser acampanada. El fondo del cauce piloto a la entrada y salida del mismo, debe coincidir con la elevación del fondo del río, así como también ser uniforme en toda su longitud.

Para determinar las dimensiones de los cauces piloto, se busca la sección más económica que asegure la ampliación y el buen desarrollo del río. Ya que el cálculo hidráulico debe tener en cuenta la compatibilidad de gradientes de energía, tanto en el tramo aguas arriba como aguas abajo del corte.

c. Ancho mínimo

En ríos de llanura amazónica, el material es más resistente o cohesivo, por esto la sección de corte debe ser más ancha. Para determinar este valor se selecciona el mayor obtenido de los siguientes criterios:

- El ancho debe ser como mínimo igual a dos veces la altura del corte.
- El ancho que garantice un radio hidráulico (R) mínimo para que el esfuerzo cortante en el fondo, $\tau_{b\text{máx}} = \gamma_m R S$, sea mayor a tres veces el esfuerzo cortante crítico para iniciar el movimiento.

2.3.2. Espigones

Los espigones son diques transversales a la corriente, implantados a la orilla y con una ligera inclinación hacia el eje o centro del cauce. Su efecto es desplazar las aguas y el cauce más hondo hacia el centro. Normalmente son más bajos que las orillas del cauce principal, de modo que quedan sumergidos ante una avenida y dificultan el transporte de la corriente.

En los ríos de llanura amazónica por ser de baja pendiente y transportar material sólido en suspensión, esta obstrucción causa una disminución de la capacidad hidráulica, pero se tiene como beneficio la sedimentación de finos en los espacios entre espigones lo cual reduce el ancho del río y forma un cauce estable y único. (Ver Figura N°2.8)



Fuente: Vide, 2008

Figura N° 2.8 Fijación de un cauce por medio de espigones

2.3.2.1. Longitud y Separación de espigones

La longitud total de un espigón (L_t) está siempre relacionado al ancho del río en el cual el espigón está ubicado. En general debe estar comprendido entre el 25% y 30% del ancho del cauce (b) para que su presencia no interfiera en el margen opuesto. La longitud de empotramiento (L_e), es la parte del espigón construida dentro de la orilla para evitar alteraciones en la estabilidad del espigón. En terrenos blando como es el caso de las llanuras amazónicas, la longitud L_e en el primer espigón aguas arriba es de 25 a 40% L_t , mientras que en los siguientes está entre 15 y 20% L_t .

El espaciamiento (D) está relacionado con la longitud proyectada de los espigones (L_p), su orientación y la localización (en tramo recto o curvo).

Una separación muy corta puede producir una gran sedimentación entre los espigones, por otro lado una gran separación no altera considerablemente las condiciones hidráulicas del río, llegando a ser inútil.

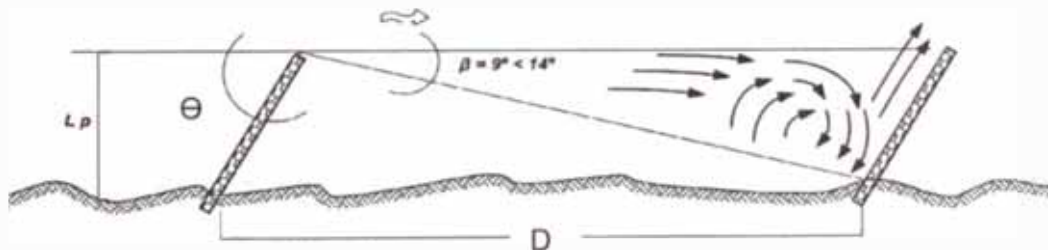
Después de realizar diversas investigaciones, muchos autores proponen las relaciones entre la longitud del espigón (L_p) o ancho del cauce (b) y el espaciamiento (D) mostradas en la Tabla N° 2.5. La variedad de los valores permite entender la dificultad de medir este parámetro de manera general.

Tabla N° 2.5 Fórmulas empíricas para definir la separación entre espigones

Distancia entre espigones	Tipo de margen	Referencia
$3L_p$	Cóncava	Grant, 1948
$2L_p - 4L_p$	Curva	Alvarez, 1948
$5,1L_p - 6,3L_p$	Recta	
$1L_p$	Cóncava	Naciones unidas, 1953
$2L_p - 2,5L_p$	Convexa	
$3L_p - 5L_p$		Storm, 1962
$2L_p - 4L_p$		Neil, 1973
$2L_p$		U.S.Army
$1,5L_p$	Cóncava	Distrito de los ángeles, 1980
$2L_p$	Recta	
$2,5L_p$	Convexa	
$4L_p - 6L_p$	Cóncava	Richard & simond, 1983

Fuente: Macaferri, 2012

De manera preliminar se toma en cuenta que entre dos espigones se el curso de agua forma un remolino (Ver Figura N°2.9). La distancia necesaria para la formación de este remolino puede definir la separación entre dos espigones.



Fuente: Macaferri, 2012.

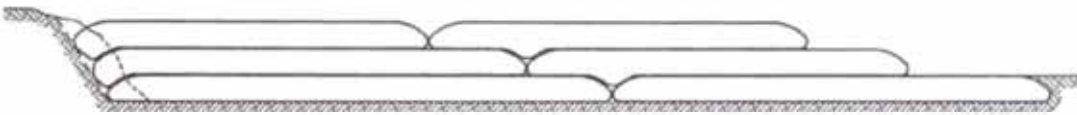
Figura N° 2.9 Separación entre dos espigones

Algunos autores recomiendan que si la orientación de los espigones Θ está entre 70° y 90° , D varía de $5,2$ a $6,4L_p$; si la orientación Θ es 60° , D varía de $5,7$ a $6,9$

Lp. Por otro lado, Maza recomienda, en caso de espigón perpendicular a la margen, que la distancia está comprendida entre 4 a 6,3Lp y equivale a un ángulo de desviación β entre 9° a 14°.

2.3.2.2. Sección longitudinal y transversal del espigón

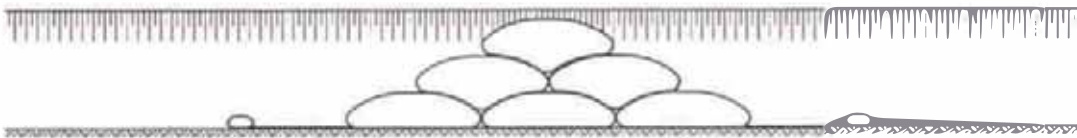
Longitudinalmente, la cresta en general es decreciente o escalonada según el material, es decir que la cota del espigón decrece de la orilla hacia el centro del río, esta forma interfiere menos en el régimen de las aguas durante la crecida. (Ver Figura N°2.10), la pendiente puede variar entre 0,05 y 0,25. La cota de la extremidad en general es de 0,5 m sobre el tirante de aguas mínimas. Además se recomienda que el talud del extremo del espigón este entre 2:1 a 5:1 (H:V).



Fuente: Macaferri, 2012

Figura N° 2.10 Sección longitudinal de un espigón construido con tubos de geotextil

Transversalmente, se recomienda un diseño trapecial o piramidal (Ver Figura N°2.11), debido a que el terreno generalmente no tiene buenas características geotécnicas y la capacidad de soporte no es homogénea. La cresta tiene anchos variables de 1m a 3,5m, pudiendo llegar hasta 6m.



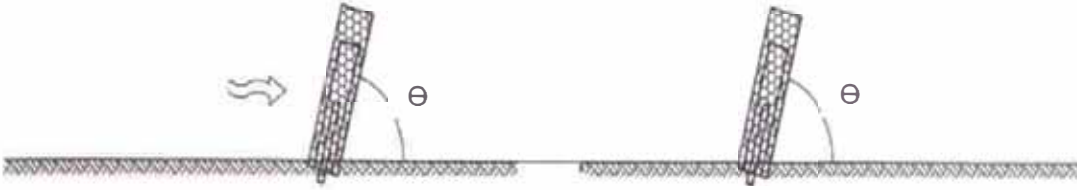
Fuente: Macaferri, 2012

Figura N° 2.11 Sección transversal de espigón construido con tubos de geotextil.

2.3.2.3. Ángulo de orientación respecto a la corriente

El ángulo es medido desde el margen aguas abajo hasta el eje del espigón. En una orientación aguas arriba ($\Theta > 90^\circ$) se produce un incremento en la sedimentación formando depresiones aguas abajo, aun así, el flujo se aleja de las riberas. La orientación perpendicular ($\Theta = 90^\circ$) es la más común ya que permite una menor longitud y por lo tanto una disminución en los costos. Por último, en la orientación hacia aguas abajo ($\Theta < 90^\circ$) se da una turbulencia menor y se colocan especialmente en curvas.

En ríos de llanura amazónica se recomienda una orientación a favor del río (Ver Figura N°2.12) esto genera una protección distribuida inmediatamente aguas abajo del mismo. Maza recomienda que el valor de Θ sea cercano a 70° .



Fuente: Macaferri, 2012

Figura N° 2.12 Espigones a favor de la corriente.

En la Tabla N°2.6 se presenta el ángulo " Θ " aplicado por muchos autores y diversas investigaciones realizadas.

Tabla N° 2.6 Fórmulas empíricas para definir la separación entre espigones

Ángulo " Θ " recomendado	Referencia
$100^\circ - 120^\circ$	Naciones Unidas, 1953
$\leq 90^\circ$	Lindner, 1969
100° y 120°	Central Board of Irrigation and Power, 1971
90°	Richardson y Simons, 1973
75°	U.S.Army, Corps of Engineers, 1980
$70^\circ - 90^\circ$	Alvarez, 1983

Fuente: Macaferri, 2012 y University of Nebraska, 1992

2.3.3. Defensa de márgenes

Al hablar de defensa de márgenes nos referimos a un sistema longitudinal de protección que no resta la sección hidráulica y en ríos meandriformes como los de llanura amazónica, se aplica para lograr la estabilidad del río.

Esta defensa está conformada por diques revestidos ubicados a lo largo del flujo de agua. Si esta defensa se coloca al ingreso del puente, se le conoce con el nombre de dique guía.

En muchas ocasiones, especialmente en ríos de llanura amazónica, se opta por un sistema mixto de diques longitudinales y espigones sumergibles (Ver Figura N°2.13).



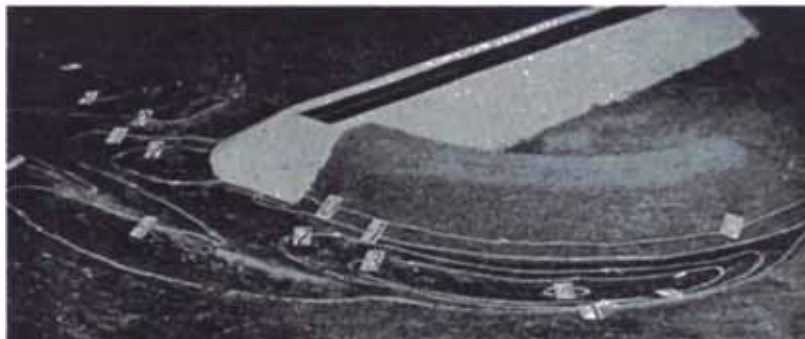
Fuente: Vide, 2003

Figura N° 2.13

Sistema mixto para defensa de márgenes

2.3.3.1. Diques guía

Ante una gran avenida el flujo del agua puede circular a lo largo del estribo en la cara hacia aguas arriba, causando erosión al ingreso del puente. Un dique guía puede reducir de manera efectiva el gradiente de velocidad en esta zona y así evitar este proceso erosivo. En la Figura N°2.14 se muestra la ubicación de esta estructura junto al estribo.

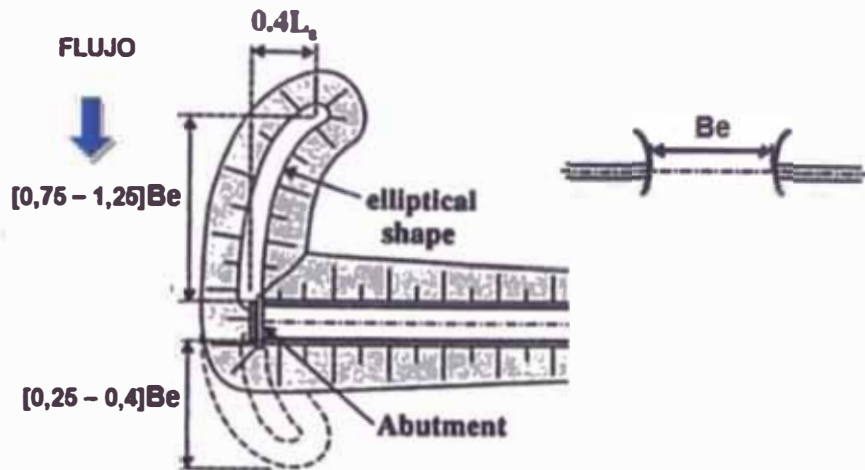


Fuente: Macaferri, 2012 y University of Nebraska, 1992

Figura N° 2.14 Modelo de un dique guía

El ancho de la corona puede variar de 3 a 4 m, si el caudal es mayor a los 500 m³/s se recomienda un ancho de 4 m.

Además la longitud del dique aguas arriba debe estar entre 0,75 y 1,25 veces la luz del puente, y el dique aguas abajo debe estar entre 0,25 y 0,4 veces la luz, como lo muestra la Figura N°2.15.



Fuente: Macaferri, 2012 y University of Nebraska, 1992

Figura N° 2.15 Detalles del diseño preliminar de un dique guía

Otra alternativa para determinar la longitud de un dique guía se puede utilizar el gráfico de la Figura N°2.16 que es el producto de una serie de modelamientos y depende del radio de descarga (Q_r/Q_A) y de la velocidad media (V).

Dónde:

Q_r : Caudal de la llanura de inundación a uno de los extremos (m^3/s)

Q_A : Caudal a 30 metros del extremo del estribo (m^3/s)

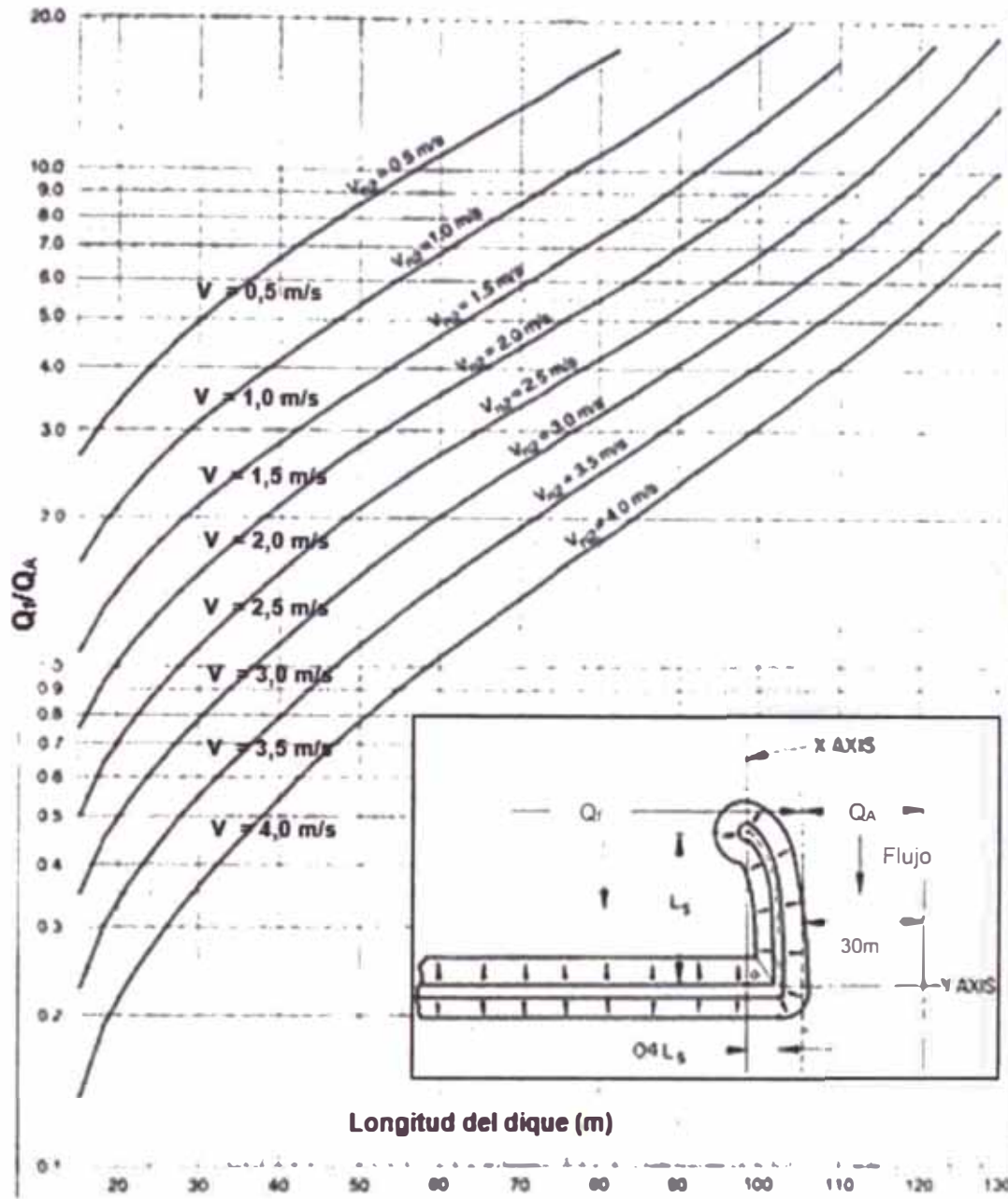
V : Velocidad media (m/s)

L_s : Longitud proyectada del dique guía (m)

La forma de un dique está determinada por la ecuación de un cuarto de elipse:

$$\frac{x^2}{L_s^2} + \frac{y^2}{(0,4L_s)^2} = 1 \quad (\text{Ec. 2.12})$$

Al observar la Figura N°2.16, se puede decir que si la longitud mínima que puede alcanzar un dique es 15 m, para que el flujo pueda ser correctamente direccionado y establecer un curso recto.

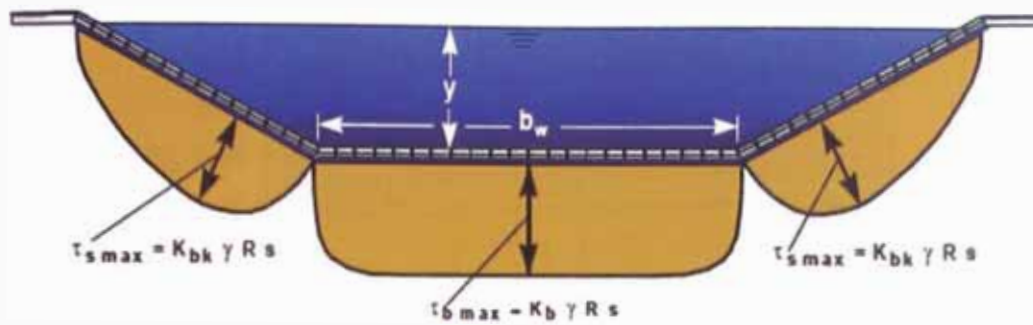


Fuente: HDS-1 Hydraulics of Bridge Waterways

Figura N° 2.16 Curvas par a determinar la longitud de diques guía

2.3.3.2. Esfuerzo de tracción

El esfuerzo de tracción se presenta a lo largo de la protección, si este esfuerzo es mayor al que resiste el material de defensa, el flujo puede arrastrar la estructura. La distribución de este esfuerzo se muestra en la Figura N°2.17.



Fuente: Presto Geosystems, 2008

Figura N° 2.17 Distribución de esfuerzo de tracción.

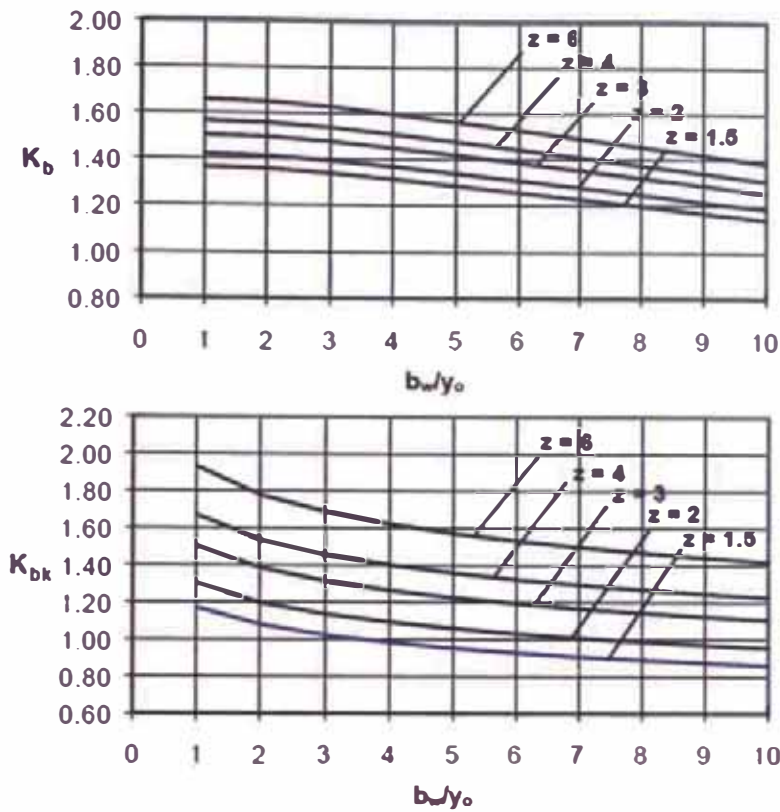
Podemos aplicar las siguientes fórmulas:

$$\tau_{b \max} = K_b \cdot \gamma \cdot R \cdot S \quad (\text{Ec. 2.13})$$

$$\tau_{s \max} = K_{bk} \cdot \gamma \cdot R \cdot S \quad (\text{Ec. 2.14})$$

Dónde:

- $\tau_{b \max}$: Esfuerzo máximo de tracción (Kg/m^2)
- $\tau_{s \max}$: Esfuerzo máximo de tracción en la margen (Kg/m^2)
- K_b : Coeficientes de tracción en el lecho (Ver Figura N°2.18)
- K_{bk} : Coeficientes de tracción lateral (Ver Figura N°2.18)
- γ : Densidad del agua ($1\,000\ \text{kg/m}^3$)
- R : Radio hidráulico (m)
- S : Pendiente de fondo del canal (m/m)
- b_w : Ancho de la base del canal (m)
- y_o : Tirante normal (m)
- z : Talud de canal (m/m)

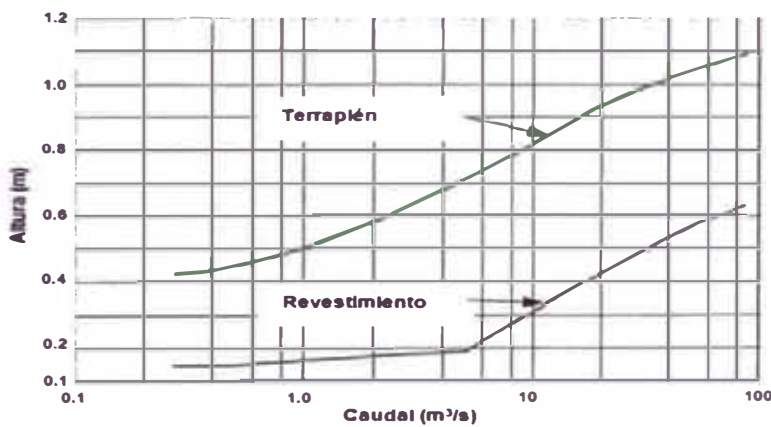


Fuente: Presto Geosystems, 2008

Figura N° 2.18 Coeficientes de tracción de fondo y laterales

2.3.3.3. Borde Libre

Es necesario considerar un borde libre sobre la de la protección ante la ocurrencia de alguna avenida. El borde libre requerido y la altura de la protección sobre el máximo nivel de agua alcanzado están relacionados al tamaño y a la capacidad de la estructura como se muestra en la Figura N°2.19.



Fuente: Ven Te Chow, 1994.

Figura N° 2.19 Borde Libre recomendado

2.3.3.4. Espesor de la protección

Para el espesor de la protección podemos utilizar la fórmula planteada por Pilarczyk en el año 1998.

$$\Delta E = 0.035 \frac{K_e K_T K_h V_c^2}{K_S K_p 2g} \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Donde:

Δ = Densidad relativa

E = Espesor característico del revestimiento (m)

V_c = Velocidad crítica o de corte (m/s)

K_e = Parámetro de estabilidad (Tabla N°2.7)

K_S = Parámetro crítico de Shields (Tabla N°2.8)

K_T = Factor de Turbulencia (Tabla N°2.9)

K_h = Parámetro de profundidad (Ec. 2.16)

K_p = Parámetro de pendiente (Ec. 2.17)

k_s = Rugosidad absoluta (m)

y_m = Tirante medio (m)

S = Pendiente del lecho de río (m/m)

$$K_h = \frac{2}{\left[\log \left(\frac{12 y_m}{k_s} \right) \right]^2} \quad (\text{Ec. 2.16})$$

$$K_p = \cos(\arctg S) \quad (\text{Ec. 2.17})$$

Tabla N° 2.7 Parámetro de estabilidad (K_e)

Tipo de revestimiento	Superficie continua	Bordes y transiciones
Riprap, bloques	1,0	1,5
Gabiones, geomatrices, geoceldas, geomantas	0,50 a 0,75	0,75 a 1,00

Tabla N° 2.8 Parámetro crítico de Shields (K_s)

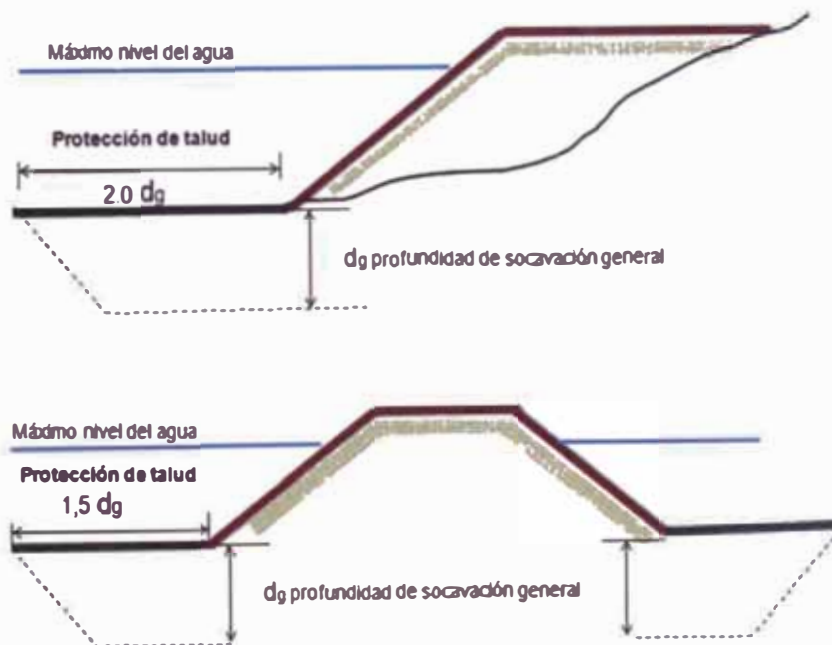
Tipo de Revestimiento	K_s
Riprap	0,035
Geobolsas, bloques rellenos, geoceldas	0,05
Hidrosiembra,	0,07
Gaviones	0,07
Geomantas	0,07

Tabla N° 2.9 Parámetro de turbulencia (K_T)

Tipo de flujo	K_T
Turbulencia normal	1,0
Turbulencia creciente	1,5
Alta turbulencia	1,5
Salto hidráulico	2,0
Discusiones locales fuertes	2,0
Curvas agudas	2,0 - 2,5
Carga debido al jet de agua	3,0 - 4,0

2.3.3.5. Protección al pie de talud

Los diques estarán expuestos a los fenómenos de erosión del lecho del río, para evitar esto será necesario colocar una protección al pie del talud, la longitud depende de la altura de socavación producida como se puede observar en la Figura N°2.20.



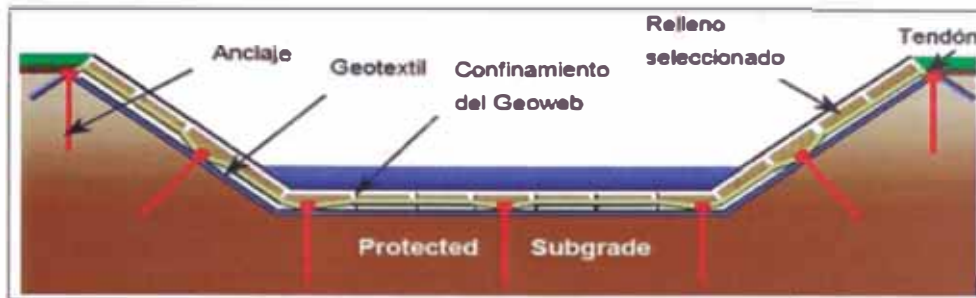
Fuente: HEC-20, Design Guideline 15: Guide Banks, 2011.

Figura N° 2.20 Longitud de protección al pie del talud de las defensas.

2.4. MATERIALES APLICADOS A DEFENSAS RIBEREÑAS

2.4.1. Geoceldas

El sistema de geoceldas está conformado por una malla de celdas de polietileno que confinan un material seleccionado (vegetación, gravas o concreto) según la protección que se desea diseñar. En la Figura N°2.21 se presenta un esquema del sistema.



Fuente: Presto Geosystems, 2008

Figura N° 2.21 Componentes del sistema de protección de canales Geoceldas

2.4.1.1. Geoceldas: Cemento-Arena

Un sistema de geocelda cubierta con una mezcla de cemento arena o concreto pobre, se recomienda para zonas expuestas altas velocidades y alta actividad hidrodinámica (Ver Foto N°2.1).

El concreto pobre proporciona durabilidad y resistencia ante la erosión, por otro lado el sistema de celdas le da la estructura flexibilidad ante el posible acomodo y movimiento de la estructura, además permiten el drenaje del agua ente la contracción y expansión de la mezcla agua cemento.



Foto N° 2.1 Protección de estribos con geoceldas de cemento-arena

A partir de diversos estudios se parte de dos puntos importantes: la velocidad máxima admisible es 10,8 m/s y el esfuerzo de tracción máximo admisible 980 Pa. Algunos proveedores recomiendan una celda de aproximadamente 460 cm² se recomienda para pendientes mayores que 18,5° (3H: 1V).

La rugosidad del material depende del acabado que le demos a la mezcla, en la Tabla N°2.10 encontramos una lista con diferentes valores adoptados.

Tabla N° 2.10 Coeficientes de rugosidad para geoceldas con mezcla cemento-arena

Tipo de acabado de concreto	Manning ("n")
Lisa	0,012 – 0,014
Frotachada	0,013 – 0,015
Cepillado	0,016 – 0,018
Rastrillada	0,020 – 0,022
En capas	0,030 – 0,040

Fuente: Presto Geosystems, 2008

2.4.1.2. Geoceldas: Revegetación

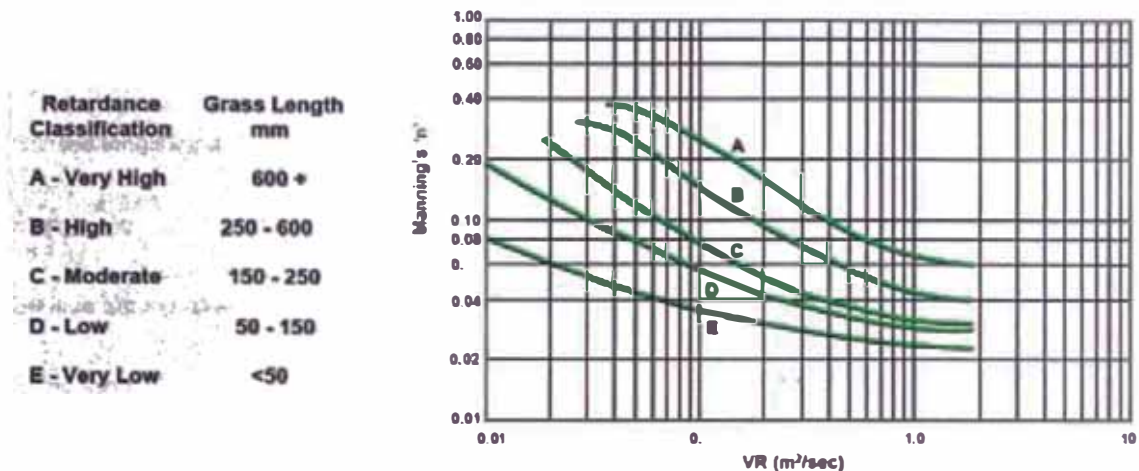
Un sistema geocelda revegetado (Ver Foto N°2.2) se recomienda para flujos de altas velocidades cuya duración sea temporal o intermitente (< 24 horas). Las raíces de la vegetación se entrelazan por los orificios de la celda para luego llegar a la capa de suelo, de esta manera el esfuerzo de tracción permitido incrementa.



Foto N° 2.2 Protección riberas con geoceldas revegetadas.

Para iniciar el diseño se parte de dos puntos importantes: la velocidad máxima admisible es 10 m/s y el esfuerzo de tracción máximo admisible es 860 Pa.

La rugosidad del material depende del tipo de vegetación que se quiera plantar, el coeficiente de rugosidad depende de la densidad y longitud del césped, además de la intensidad y velocidad del flujo, si el caudal aumenta el césped se deflecta disminuyendo su rugosidad. La Figura N°2.22 muestra el resultado de diversos ensayos experimentales, donde el valor de "n" se calcula a partir del producto de la Velocidad (V) y el radio hidráulico del canal (R).



Fuente: Presto Geosystems, 2008

Figura N° 2.22 Número de Manning para césped

En cuanto al espesor del material algunos proveedores recomiendan lo siguiente:

- 75 mm (3 pulg.): cuando el subsuelo va a apoyar al desarrollo de las raíces y la pendiente o inclinación del recubrimiento es menor a 26°.
- 100 mm (4 pulg.): cuando es incierto el apoyo del subsuelo al desarrollo de las raíces y la pendiente del recubrimiento es mayor o igual a 26°.

Además el peso debe ser ligero, aproximadamente entre 150 y 200 gr/m².

2.4.2. Bolsas de geotextil

Este material está conformado por una bolsa de grandes dimensiones compuesta por un Geotextil de Polipropileno de alto Módulo a la tensión, en la Tabla N°2.11 se muestran las características típicas de este material. Además, en sus cuatro extremos se colocan argollas o eslingas de Nylon que sirven para sujetar y colocar la bolsa.

Tabla N° 2.11 Propiedades Mecánicas/Hidráulicas del Geotextil

Propiedad	Unidad	Tr 3000	Tr 4000	Tr 600
Material	PP	Polipropileno estabilizado UV		
Método GRAB:				
Resistencia a la tensión	N	1 870	2 400	2 900
Elongación	%	19	16	22
Método de la TIRA ANCHA:				
Sentido longitudinal	kN/m	58	66	112
Elongación	%	22	22	19
Sentido transversal	kN/m	55	57	115
Elongación	%	15	15	18
Tamaño de abertura aparente	mm (N°Tamiz)	0,60 (30)	0,60 (30)	0,425 (40)
Espesor	mm	1,0	1,2	0,5

Fuente: Pavco, 2009

El material de llenado será del fondo del río y deberá ser arena fina cuya composición no deberá tener más de 35% que pase por el tamiz N°200 para minimizar el proceso de consolidación del material dentro de la bolsa.

En la Foto N°2.3 se muestra la utilidad de este material.



Foto N° 2.3 Protección riberas con geobolsas.

2.4.3. Tubos de geotextil

Los tubos de geotextil de sección ovalada, también conocidos como geocontenedores son estructuras flexibles en forma de tubo hecha con Geotextil de Polipropileno tejido de alta resistencia (Ver Tabla N°2.11) este geotextil tiene propiedades únicas de filtración y retención.

La mezcla de llenado es conocida como "Slurry" y corresponde al lecho del río, el cual no debe tener más del 35% de material que pasa por el tamiz N°200. Esta mezcla es introducida al tubo de geotextil por mangas o puertos de llenado de 12" de diámetro y 1,50 m de longitud, ubicados en la parte superior cada 7m en toda su longitud.

Estos tubos pueden ser usados en la protección de riveras, como estructura de encauce de ríos o espigones (Ver Foto N°2.4) y para control de socavación fluvial. Si se tienen corrientes agresivas o velocidad mayor a 2 m/s se debe proteger al geotextil para evitar el rasgado de este.

Para el control de erosión se utilizan mantos de tipo permanente que se extiende hacia la mitad del río y a toda la longitud del tubo.



Foto N° 2.4 Encauzamiento de ribera con espigones de tubos de geotextil.

2.4.4. Geomembranas o geomantas

Son mantos formados por fibras gruesas de material sintético, que garantiza la protección de suelo, controla la erosión y según el caso el buen establecimiento de la vegetación. La densa camada compuesta por tierra, raíces y filamentos, confiere mayor resistencia y capacidad para retener las partículas finas, minimizando el riesgo de erosiones.

Tiene un peso específico de 10kN/m^3 y es utilizada en canales de baja velocidad, pero si se requiere una mayor resistencia se une a una malla de doble torsión o a una matriz tridimensional y se fija con estacas al suelo. De esta manera puede soportar flujos más intensos.

Para el diseño de una defensa con geomantas se debe tener en cuenta dos factores importantes: la fuerza tractiva máxima (esfuerzo cortante) que depende de cada proveedor y de la velocidad permisible que veremos más adelante.

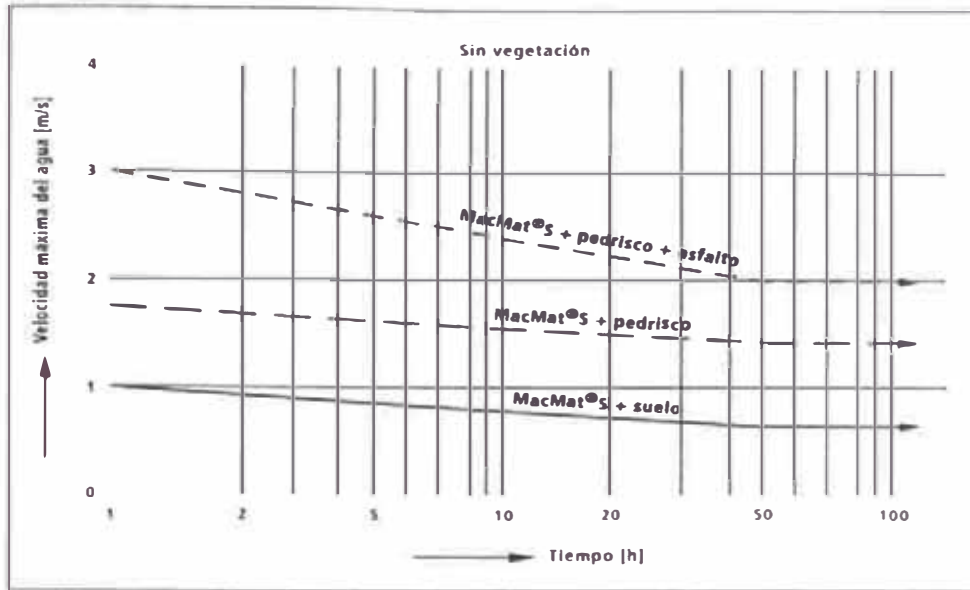
a. Rugosidad

Si hablamos de un material geosintético sin vegetación el número de Manning varia de 0,020 a 0,028 basado en la experiencia y ensayos de laboratorio de acuerdo al proveedor. Si se rellena con emulsión asfáltica puede tener una rugosidad "n" igual a 0,0205.

Para una cobertura vegetal los valores serán los mismos que se consideran en la Figura N°2.22 que dependen de la vegetación, velocidad y profundidad del flujo.

b. Velocidad máxima admisible

Si se tiene que el revestimiento permanece bajo agua lo que inhibe el crecimiento de la vegetación, se puede utilizar la Figura N°2.23 para calcular la velocidad crítica en función de la duración de la crecida (en horas) que provoca la erosión del fondo y el colapso del revestimiento.

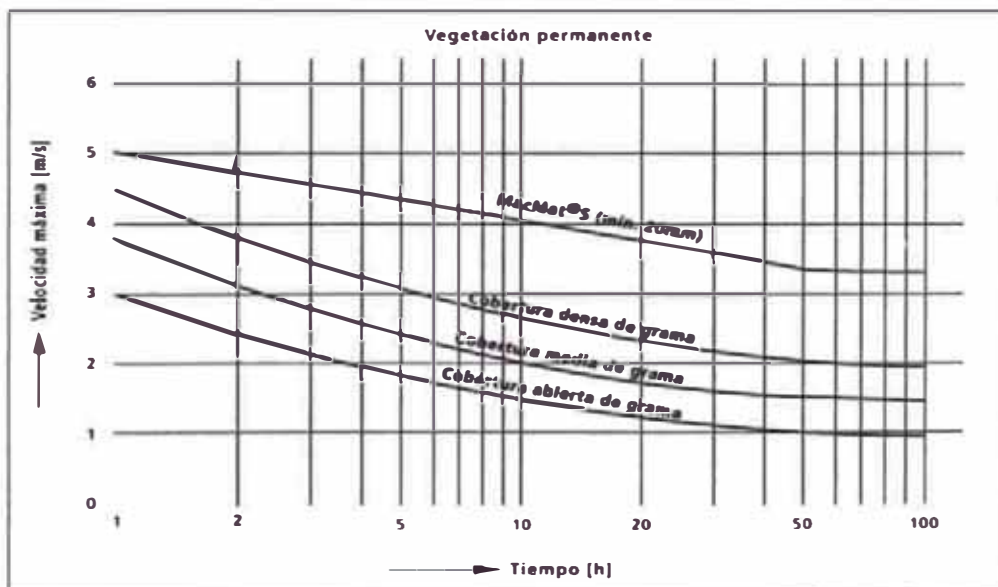


Fuente: Maccaferm, 2012

Figura N° 2.23 Velocidad máxima para situación sin desarrollo de la vegetación

Es recomendable aplicar un factor de seguridad de entre 1,2 y 1,5 sobre el tiempo de duración.

Por otro lado, si se tiene que el revestimiento no está completamente sumergido o queda bajo el agua por cortos periodos de tiempo, lo cual posibilita el desarrollo de la vegetación, se puede utilizar la Figura N°2.24.



Fuente: Maccaferm, 2012.

Figura N° 2.24 Velocidad máxima para situación de vegetación permanente

Es importante resaltar que, para los casos donde la vegetación es pobre, debe ser aplicado un factor de seguridad de 1,5, mientras que, en los casos donde la vegetación es densa, el coeficiente puede ser de 1,2.

Para obtener la velocidad máxima en las márgenes (V_m) es necesario multiplicar la velocidad "V" obtenida en la Figura N°2.28 o N°2.29, según sea el caso, por un factor "i" o factor de inclinación.

$$V_m = i V \quad (\text{Ec. 2.18})$$

El factor "i" está dado por:

$$i = \left(1 - \frac{\text{sen}^2 \phi}{\text{sen}^2 \psi_r} \right)^{1/4} \quad (\text{Ec 2.19})$$

Dónde:

ϕ : Ángulo de inclinación del talud
 ψ_r : Ángulo de reposo del terreno

CAPÍTULO III:

APLICACIÓN EN EL PUENTE MAVILA - MADRE DE DIOS

3.1. Generalidades

El puente Mavila se encuentra en el departamento de Madre de Dios, geográficamente está ubicado en llanura amazónica en las coordenadas UTM (WGS84) 487 234,471 m Este y 8 681 072,676 m Sur de la zona 19L. En la Figura N° 3.1 se muestra la ubicación del puente en el territorio peruano.

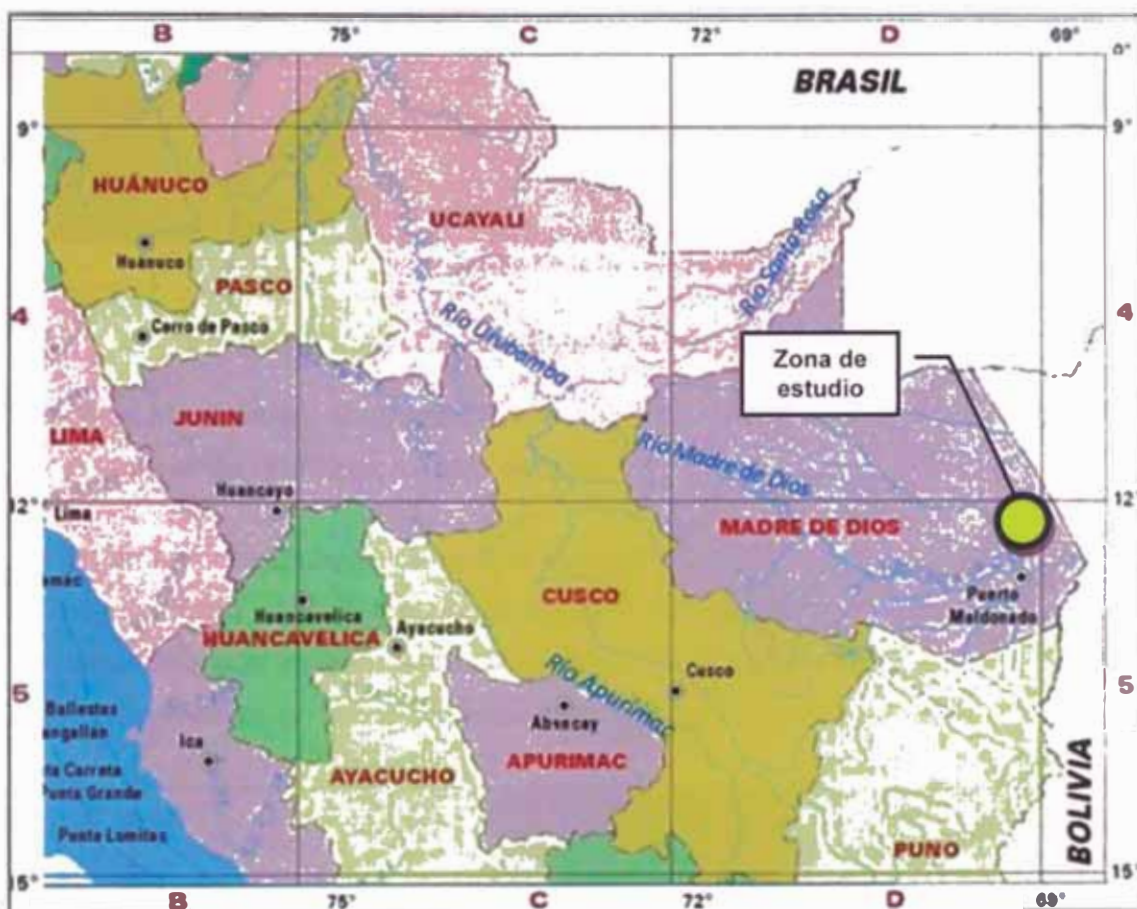


Figura N° 3.1 Mapa de ubicación de la zona en estudio.

En la Figura N°3.2 se muestra la ubicación de puente Mavila en una imagen satelital.

Este puente forma parte del tramo III del Corredor Vial Interoceánico Sur (Ver Figura N°3.2) atravesando el río Manuripe de llanura amazónica, que es afluente del río Tahuamanu.



Figura N° 3.2 Vista de Google Earth del puente Mavila – Madre de Dios.

3.2. Problemática actual del Puente Mavila

El puente Mavila cruza el río Manuripe el cual se encuentra en llanura amazónica y por lo tanto es de interés en nuestro estudio.

Aguas arriba del puente, el curso que sigue el río Manuripe es el producto de un estrangulamiento ocurrido anteriormente como se observa en la Figura N°3.3, que corresponde a una imagen satelital tomada en el año 2005. En la misma figura se nota como el cauce en busca de la estabilidad generó un nuevo meandro.

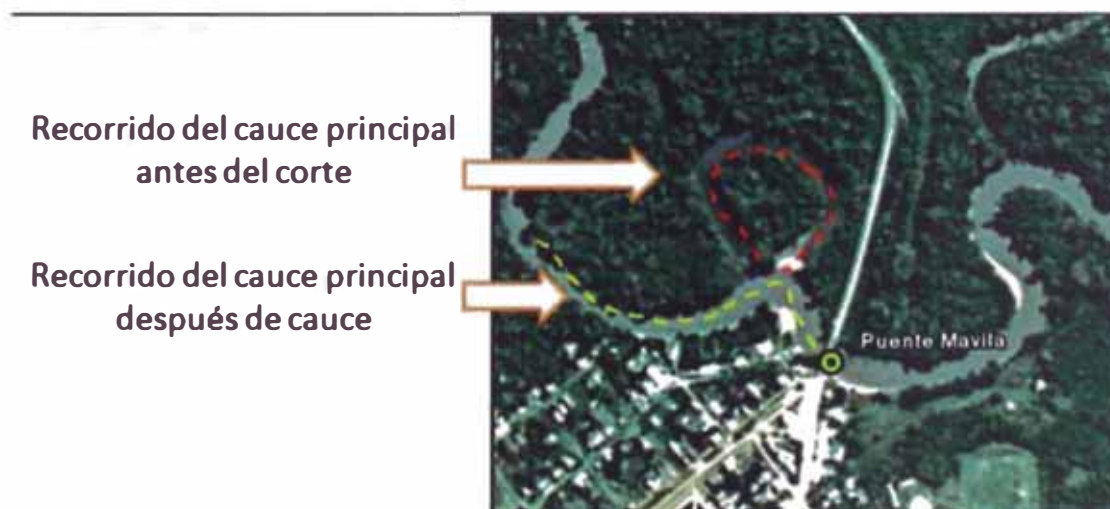


Figura N° 3.3 Recorrido del cauce del río Manuripe.

Al colocar el puente, este generó una restricción en la libertad de desplazamiento natural del meandro, este desplazamiento natural se refiere al alargamiento y migración hacia aguas abajo por los procesos de sedimentación y erosión de ríos amazónicos. Como la única alternativa de paso es el vano de puente, el meandro aguas arriba aumenta su curvatura obligándolo a migrar lateralmente aproximándose al terraplén de la vía erosionando su margen derecha, fenómeno que se explica en el acápite 2.2.

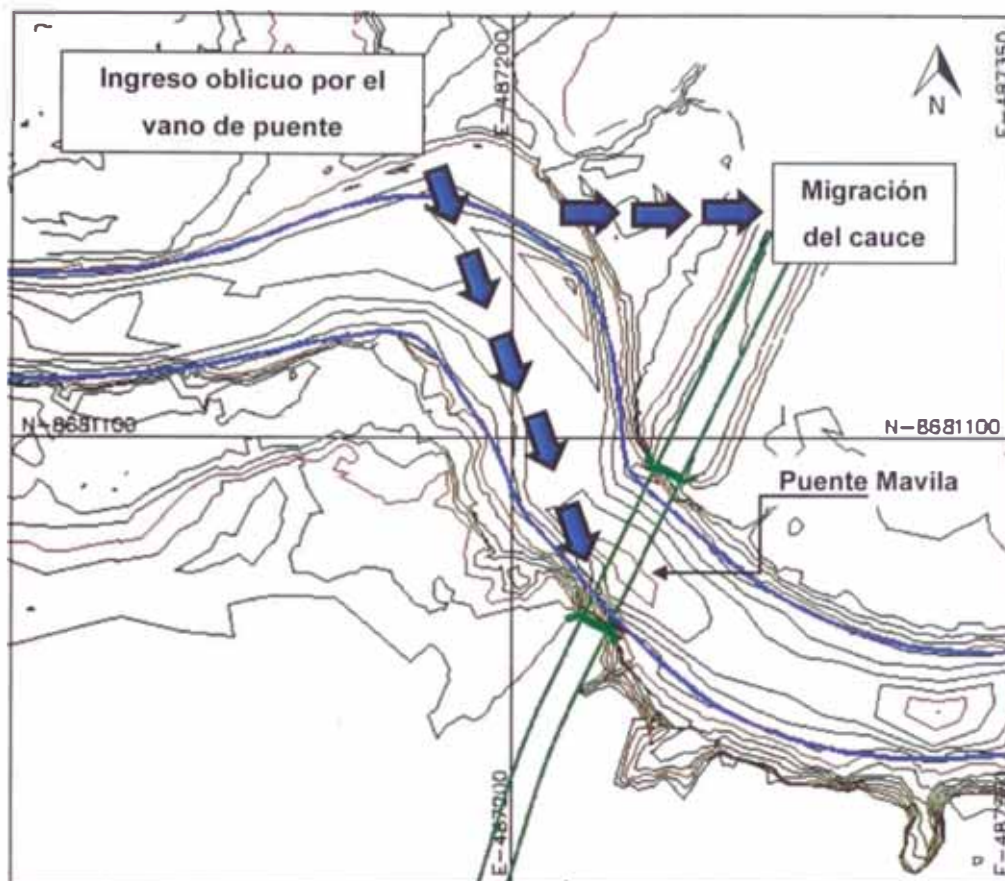


Figura N° 3.4 Efectos del puente sobre el recorrido del río Manuripe.

En la foto N°3.1 tomada en diciembre del 2011, vemos como la margen derecha del meandro aguas arriba del puente está siendo erosionada, esta erosión ha avanzado hasta el terraplén de la vía como se muestra en la Foto N°3.2. El problema originado puede ser muy peligroso ya que en periodos de máximas avenidas el proceso de socavación puede generar que el cauce pase a través de la vía por la margen izquierda del puente y no debajo del vano.



Foto N° 3.1 Proceso de socavación aguas arriba del puente Mavila (Dic. 2011)

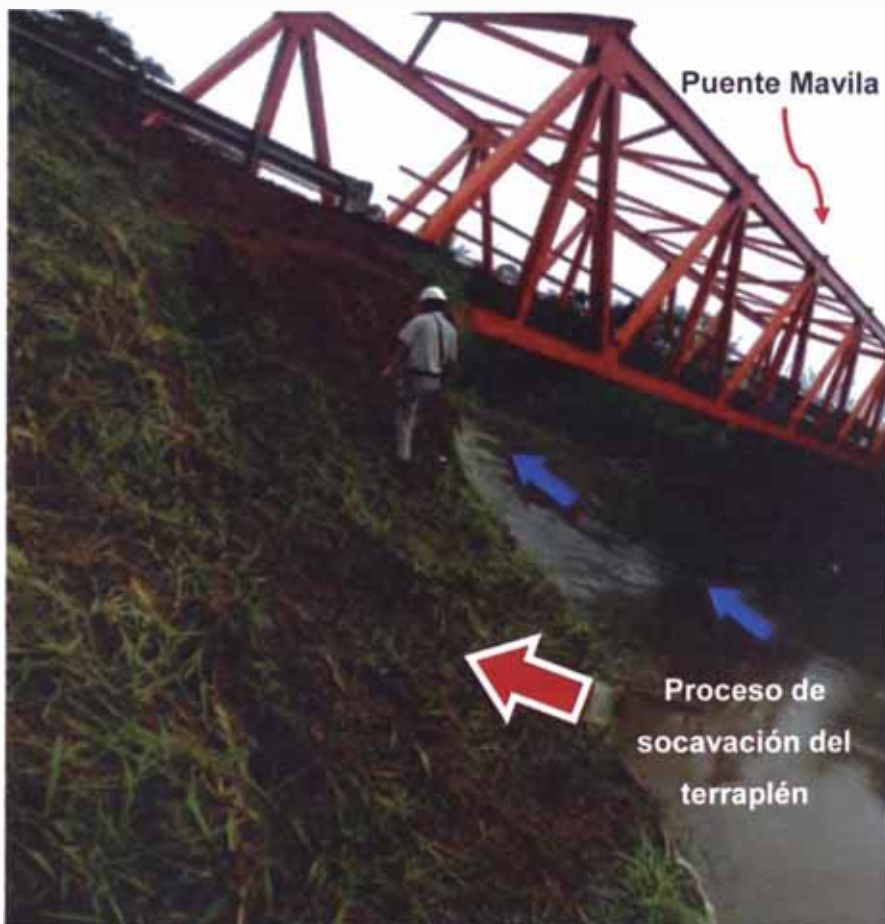


Foto N° 3.2 Proceso de socavación del terraplén del puente Mavila (Ene. 2012)

Además de lo ya indicado, por el aumento de curvatura hacia la margen izquierda, el flujo ya no ingresa perpendicularmente debajo del puente sino de forma oblicua causando daños en el estribo derecho.

En las foto N°3.3 se observa como los pilotes de cimentación están expuestos, por fenómenos de socavación lateral, dejándolo vulnerable a los impactos directos de la corriente afectando así el soporte del puente.



Foto N° 3.3 Pilotes expuestos del estribo derecho del puente Mavila

Dada esta situación es necesario diseñar un sistema de defensa ribereña para proteger el puente. Se han estudiado dos alternativas de defensa:

- Alternativa 1: Sistema de diques guía. Se busca que el flujo se dirija perpendicularmente hacia el puente.
- Alternativa 2: Sistema de espigones. Colocados en la margen izquierda aguas arriba del puente con el fin de modificar la excesiva curvatura del cauce

Para esto será necesario realizar el estudio hidrológico del río Manuripe y el estudio hidráulico actual del puente Mavila.

3.3. Estudio hidrológico

3.3.1. Generalidades

Para el diseño de las alternativas de protección será necesario calcular el caudal de diseño. Según el reglamento de Hidrología, Hidráulica y Drenaje para Obras Viales del Perú se recomienda utilizar un caudal con periodo de retorno de 100 años para el diseño y en cuanto al estudio de fenómenos de socavación será un caudal con 500 años de periodo de retorno.

A partir de la topografía, podemos obtener como dato inicial el caudal dominante del río. Este caudal corresponde a aquel gasto que da forma al cauce principal de río sin que el flujo llegue a las llanuras de inundación. Para el tramo en estudio del río Manuripe se tiene un caudal dominante de $284 \text{ m}^3/\text{s}$.

El río Manuripe no tiene registro de caudales por lo cual los caudales de avenida serán generados a partir de datos de precipitación. Se aplicará el método del hidrograma Unitario que es recomendable para cuencas de área intermedia como ocurre en el caso del río Manuripe, Para esto se requiere la información de precipitación máxima en 24 horas.

3.3.2. Cuenca del río Manuripe

La cuenca del río Manuripe geográficamente se ubica entre las coordenadas $69^{\circ}05'$ y $70^{\circ}21'$ de longitud oeste, y entre los $11^{\circ}26'$ y $12^{\circ}07'$ de latitud sur, además en el sistema de coordenadas UTM (elipsoide WGS84) pertenece a la zona 19L. Limita por el norte-este con la cuenca del río Muymamu, por el sur-oeste con la cuenca del río Huáscar.

El río Manuripe que es afluente del río Tahuamanu, pertenece a la cuenca del río Madeira, afluente del Amazonas. Desde la zona de ubicación del puente (Ver Figura N° 3.5 y Plano MAVILA-HI-01) el área de la cuenca es de $2\,715,99 \text{ Km}^2$ y tiene una variación altimétrica desde 218 msnm (en la zona del puente) a 466 msnm .

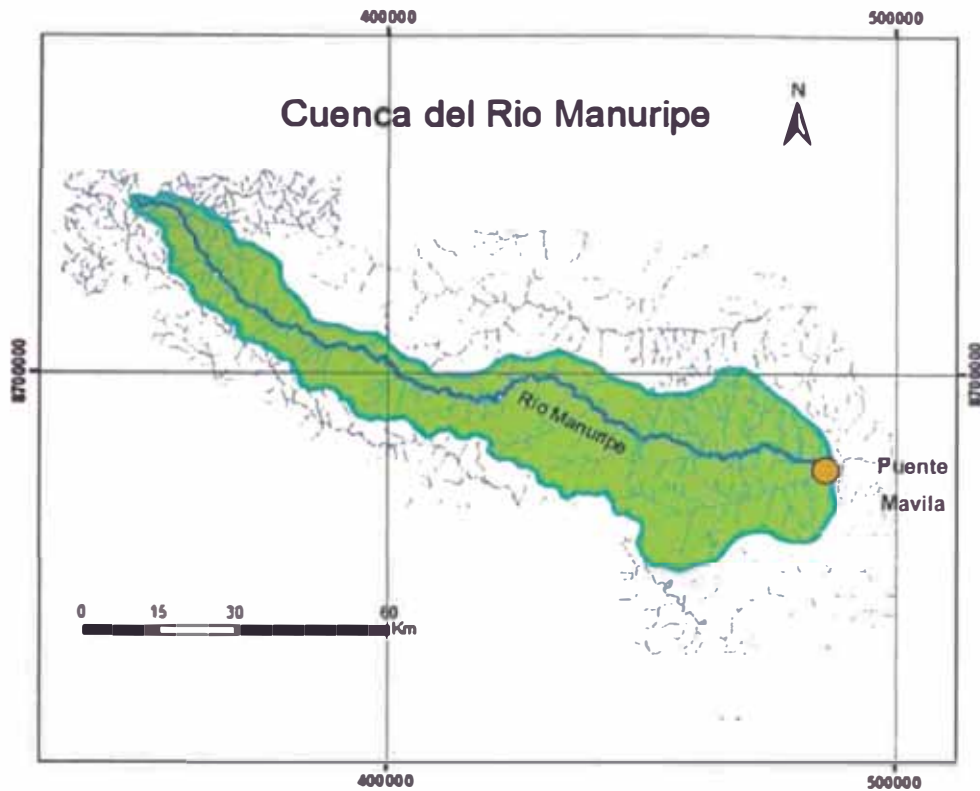


Figura N° 3.5 Ubicación geográfica de la cuenca del río Manuripe

3.3.3. Datos Precipitación máxima de 24 horas

En la Figura N°3.6 se muestra la ubicación de tres estaciones pluviométricas entre Puerto Maldonado e Iñapari. Podemos notar que no existe una distribución adecuada de estaciones que representen de manera adecuada el comportamiento hidrológico.

Se seleccionó la información histórica de precipitación máxima en 24 horas (P_{máx24}) de la estación Iberia del SENAMHI para el presente estudio hidrológico ya que como se muestra en la Figura N°3.6 esta estación es la más cercana a toda la cuenca. En la tabla N°3.1 se muestran las características de la estación Iberia.

Tabla N° 3.1 Estación Meteorológica Iberia

Código	Estación	Cota (msnm)	Periodo de registro	Coordenadas geográficas	
				Latitud	Longitud
000591	IBERIA	345,0	1945 – 1974 /	11°21' "S"	69°35' "W"



Figura N° 3.6 Vista satelital de la Cuenca del río Manuripe y estaciones meteorológicas cercanas

En el Anexo 1 se presentan los 24 años de registro histórico de precipitación máxima en 24 horas.

Del registro mencionado se descartaron seis (6) años por presentar datos incompletos, ya que en zonas de llanura amazónica, el periodo de lluvias es variable y cualquier dato ausente nos puede llevar al error. En la Tabla N° 3.2 se presenta el registro de los 18 datos a utilizar en el estudio.

Tabla N° 3.2 Estación Iberia: Datos históricos consistentes de Precipitación máxima en 24 horas anuales

N°	AÑO	Pmáx24 (mm)
1	1954	86,0
2	1955	187,0
3	1956	92,0
4	1957	72,0
5	1958	80,0
6	1959	84,0
7	1960	120,0

Nº	AÑO	P _{máx24} (mm)
8	1961	105,0
9	1962	110,0
10	1963	70,5
11	1965	78,0
12	1966	74,5
13	1967	48,5
14	1968	37,0
15	1970	100,0
16	1971	69,0
17	1972	68,0
18	1973	112,0

Los datos estadísticos de las precipitaciones máximas diarias son:

- Número de datos = 18
- El promedio de P_{max24} = 88,5 mm
- La máxima de P_{max24} = 187,0 mm
- La mínima de P_{max24} = 37,0 mm

3.3.4. Tiempo de retorno (Tr)

El tiempo de retorno (Tr) está en función de la vida de diseño de las estructuras de (tv) y la probabilidad de riesgo de falla de acuerdo a la siguiente formulación.

$$\text{Riesgo} = 1 - (1 - 1/\text{Tr})^{tv} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Para el diseño de puentes, como es en nuestro caso, el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje para Obras Viales, del MTC del Perú considera un riesgo admisible de 22% para un tiempo de vida (tv) de 25 años. Es decir que el tiempo de retorno es de aproximadamente 100 años.

Además como ya se mencionó, se recomienda utilizar un tiempo de retorno de 500 años para el cálculo de socavación en puentes.

3.3.5. Tormenta de diseño

3.3.5.1. Ajuste Estadístico de precipitación máxima en 24 horas (P_{máx24})

Se verificó para la serie histórica de P_{máx24} anuales el mejor ajuste de distribución, para ello se usó la Prueba Smirnov-Kolmogorov y se obtuvo que la distribución de mejor ajuste es la NORMAL.

La Organización Meteorológica Mundial (OMM) recomienda un coeficiente de corrección para datos de estaciones que se registran dos veces al día de 1,04.

En el siguiente cuadro se presenta la precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno corregidas a partir del cual se obtendrá la tormenta de diseño.

Tabla N° 3.3 Ajuste Normal de P_{máx24}

Tr (años)	P _{máx24} (mm)	P _{máx24} corregida (mm)
2	88,5	92,07
5	116,1	120,69
10	130,4	135,65
20	142,3	148,01
25	145,8	151,61
50	155,7	161,92
100	164,6	171,19
200	172,8	179,67
300	177,2	184,34
500	182,6	189,95
1000	189,6	197,17

Tr: Tiempo de Retorno

La memoria de cálculo se presenta en el Anexo 1 - Cuadros 3 y 4

3.3.5.2. Hietograma de Diseño

Para la distribución de las precipitaciones en duraciones de tormenta menores a una hora, se utilizó la metodología de Dick and Peshcke (Guevara, 1991). La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{m\acute{a}x24} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0,25} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Donde:

- P_d : Precipitación total (mm)
 d : Duración de precipitación en minutos
 $P_{m\acute{a}x24}$: Precipitación máxima en 24 horas (mm)

De esta distribución se obtuvo la curva duración-intensidad-frecuencia con la siguiente relación:

$$I = \frac{10^{2,975} \cdot Tr^{0,117}}{d^{0,75}} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Dónde:

- I : Intensidad máxima (mm/h)
 Tr : Periodo de retorno (años)
 d : Duración de la precipitación (min.)

Luego de aplicar el método del bloque alterno se genera el hietograma de diseño para 100 y 500 años de periodo de retorno (Ver Figuras N°3.7 y 3.8). La memoria de cálculo se encuentra en el Anexo 1.

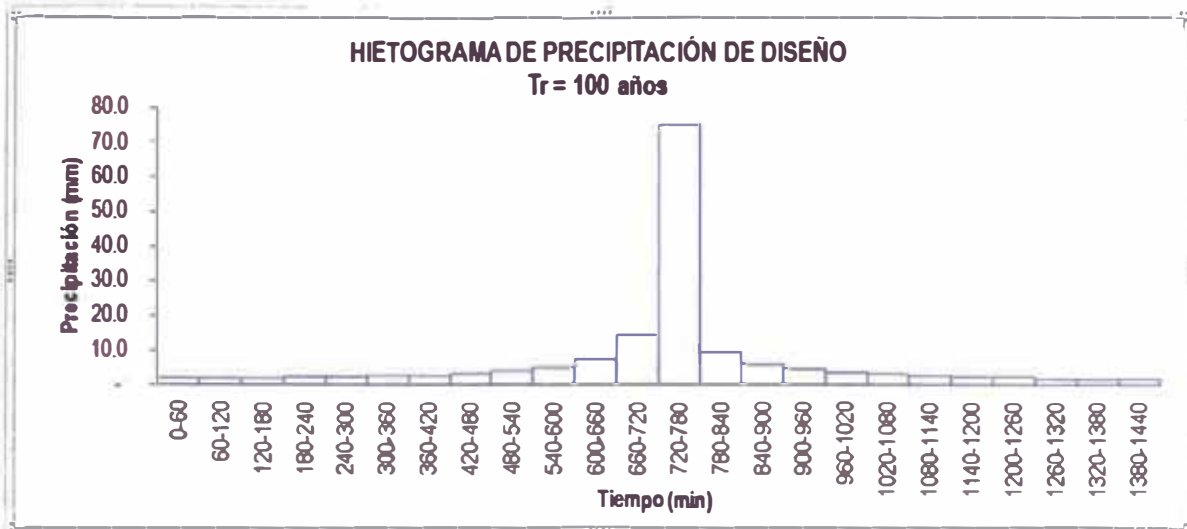


Figura N° 3.7 Hietograma de precipitación para Tr = 100 años para la Estación Iberia

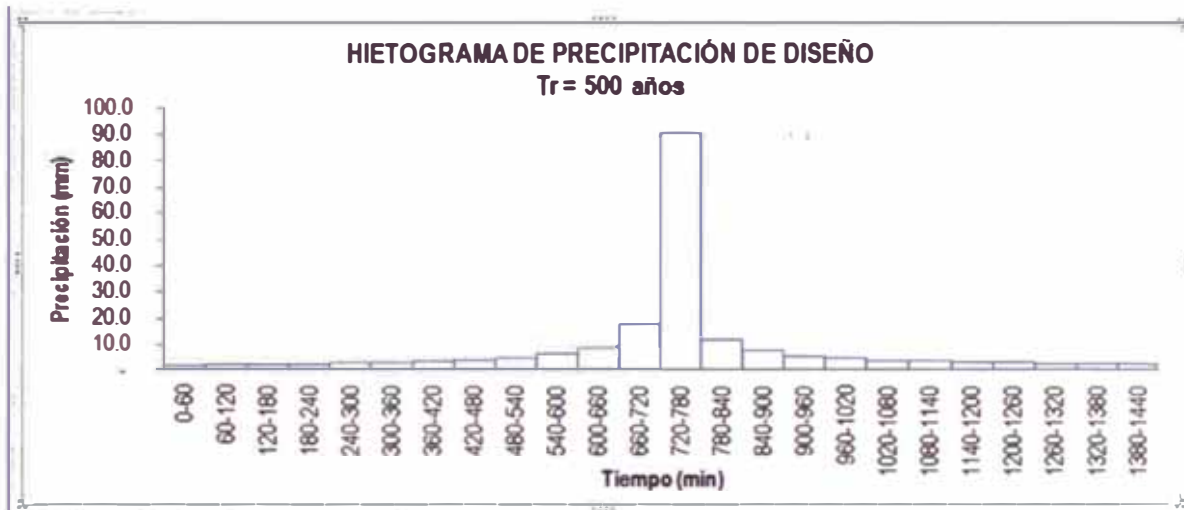


Figura N° 3.8 Hietograma de precipitación para Tr = 500 años para la Estación Iberia

3.3.6. Estimación de caudales

3.3.6.1. Parámetros fisiográficos de la Cuenca

Para la determinación de los caudales de diseño se ha dividido la cuenca del río Manuripe en 4 sub-cuencas como muestra la Figura N° 3.9, cuyos parámetros fisiográficos se encuentra en la Tabla N° 3.4. El caudal de cada subcuenca después de haber transitado a lo largo del cauce hasta el punto de interés (Puente Mavila) dará como resultado el caudal de diseño para el tiempo de retorno analizado.

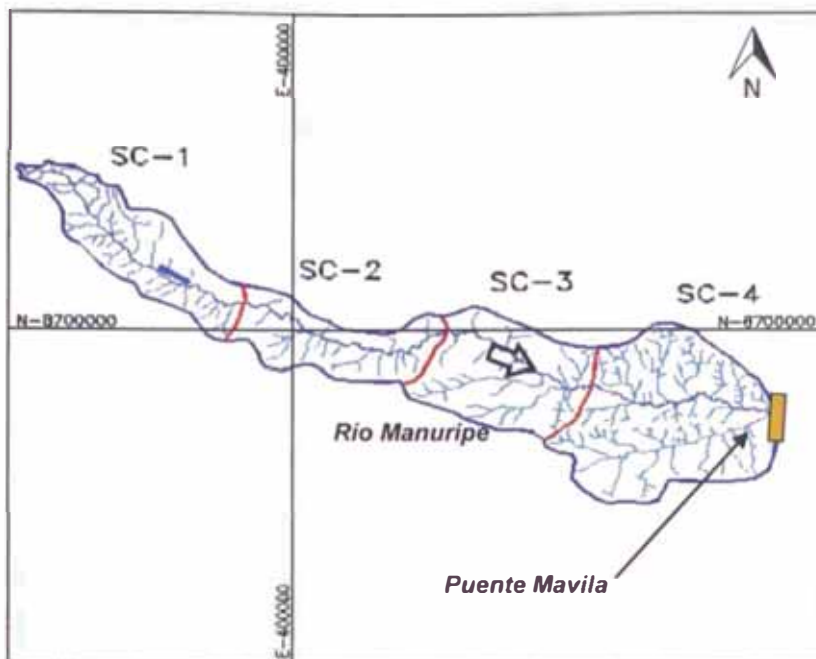


Figura N° 3.9 Delimitación de sub-cuencas para el rio Manuripe

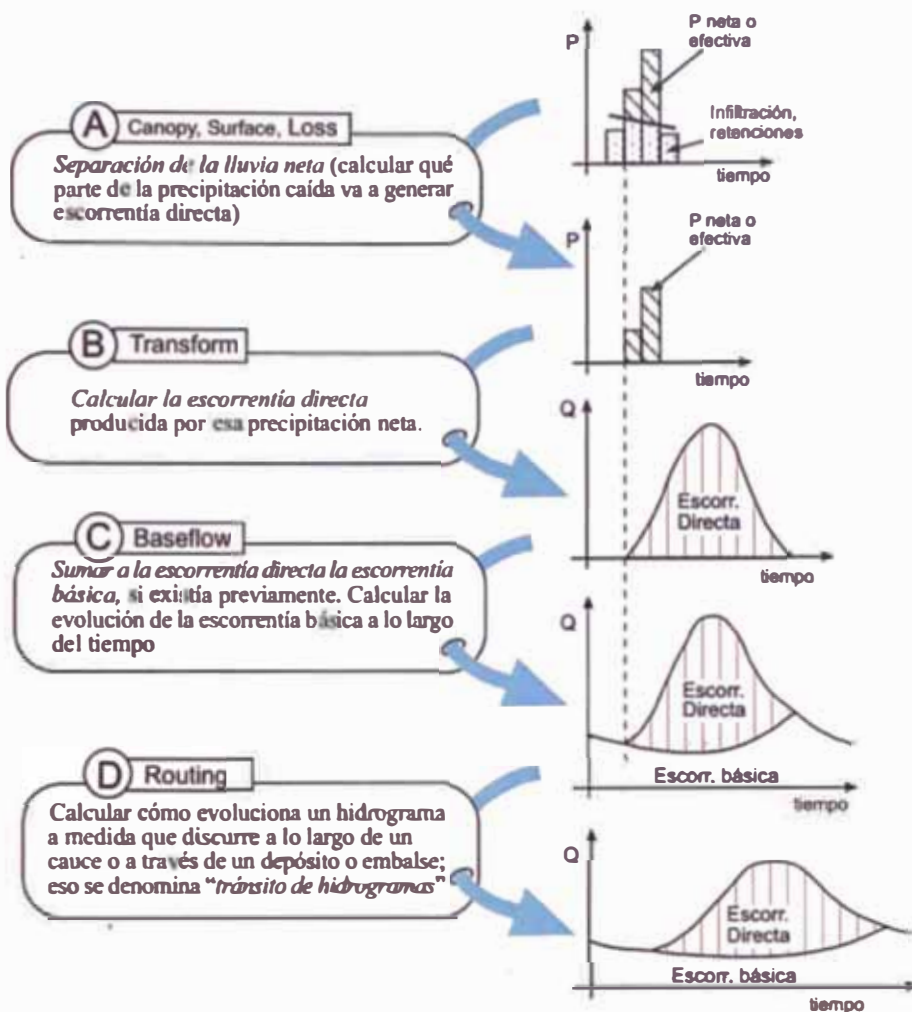
Tabla N° 3.4 Parámetros fisiográficos de las subcuencas

Sub-cuenca	Área (km ²)	Cota mínima del cauce (msnm)	Cota máxima del cauce (msnm)	Longitud cauce mayor (m)	Pendiente del cauce principal (m/m)	Pendiente de la cuenca (m/m)
Sc-1	563,33	364,00	466,00	63 767,00	0,0016	0,0018
Sc-2	442,06	292,00	400,00	65 114,00	0,0017	0,0026
Sc-3	622,26	260,00	347,00	49 076,00	0,0018	0,0023
Sc-4	1 088,33	248,00	337,00	60 335,00	0,0015	0,0022
Total	2 715,99			238 292,00		

3.3.6.2. Aplicación del programa HEC-HMS y sus parámetros de entrada

a. Generalidades: programa HEC-HMS

El programa HEC-HMS ha sido diseñado para simular los procesos de precipitación y escorrentía de sistemas de cuencas. Los resultados obtenidos por el programa pueden ser usados para el estudio de caudales, drenaje urbano, reservorios, daños por inundaciones, regulación de llanuras y otros. A lo largo de este proceso el HEC-HMS realiza 4 fases mostradas en la Figura N°3.10.



Fuente: Technical Reference Manual, HMS

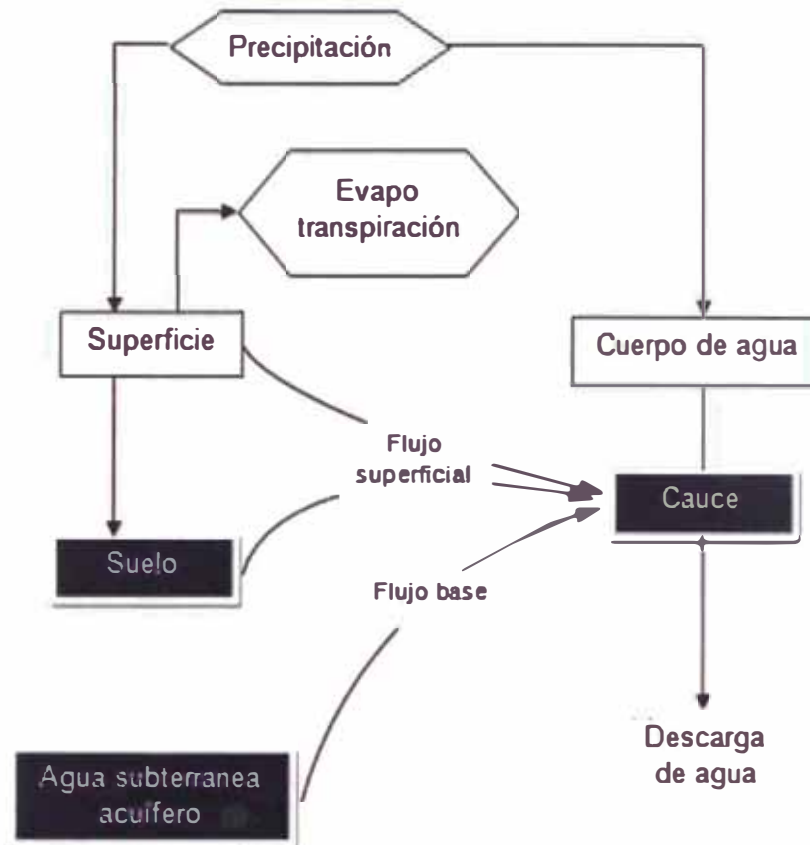
Figura N° 3.10 Proceso de cálculo del programa HEC-HMS

El HEC-HMS da solución a diferentes ecuaciones diferenciales midiendo la variación del caudal con respecto al tiempo ($\Delta Q/\Delta T$). Dando un valor inicial al caudal en un tiempo "T" se tiene la siguiente ecuación:

$$Q_T = Q_{T+\Delta T} + \left(\frac{\Delta Q}{\Delta T} \right) \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Los datos de precipitación representan las condiciones iniciales que deben ser especificadas para usar los modelos con los que cuenta el programa.

La Figura N°3.11 muestra una representación típica de procesos que el programa realiza a partir de los datos de entrada y obtener el caudal de descarga, modelando así la escorrentía de la cuenca. Si nuestro modelo no incluye detalles de aguas subterráneas, el programa omite estos procesos.



Fuente: Technical Reference Manual, HMS

Figura N°3.11 Diagrama típico de la escorrentía en una cuenca

El programa inicia con el modelamiento de los datos de precipitación, existen dos alternativas, la primera es a partir de datos históricos, como ocurre en nuestro caso de estudio, estos datos nos pueden ayudar a calibrar y verificar los parámetros del modelo. La segunda alternativa es usar los diseños hipotéticos de tormenta que tiene el programa de manera predeterminada, como son los modelos del SCS o ahora llamado NRCS (Servicio de conservación de los Recursos Naturales).

En la Figura N°3.11 se menciona que parte del caudal se va a infiltrar, para determinar esta pérdida de volumen presenta tres modelos:

- Modelo de pérdida Inicial y Constate
- Modelo de pérdida Número de curva SCS
- Modelo de Green y Ampt

En nuestro estudio se aplicará el modelo del Número de curva SCS, ya que estima la infiltración en función del uso de suelo, cobertura y antecedentes de humedad, utilizando la fórmula siguiente:

$$P_c = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S_p} \quad (\text{Ec.3.5})$$

Dónde:

- P_e : Exceso de precipitación acumulada en un tiempo "T"
 P : Altura de precipitación acumulada en un tiempo "T"
 I_a : Abstracción inicial
 S_p : Máxima retención potencial

El valor de " S_p ", muestra las características de la cuenca ya depende del valor del número de curva (NC). El valor de NC está entre 100 a 30 y representa el uso del suelo y el grado de permeabilidad que este posee.

De lo anterior el programa obtiene la lluvia neta, es decir la cantidad de precipitación que va a generar escorrentía directa. El HEC-HMS, calcula la escorrentía directa con el uso de modelos de Hidrogramas Unitarios, que se listan a continuación:

- Hidrograma Unitario Paramétrico Sintético
- Hidrograma Unitario de Snyder
- Hidrograma Unitarios SCS
- Hidrograma Unitario de Clark

Para el presente estudio se utilizó el Hidrograma Unitario de SCS, este modelo elegido establece la relación que existe entre la precipitación y la escorrentía, teniendo en cuenta la cobertura del suelo. Para el SCS, la descarga pico (U_p) para un tiempo "T", está dada por la siguiente relación:

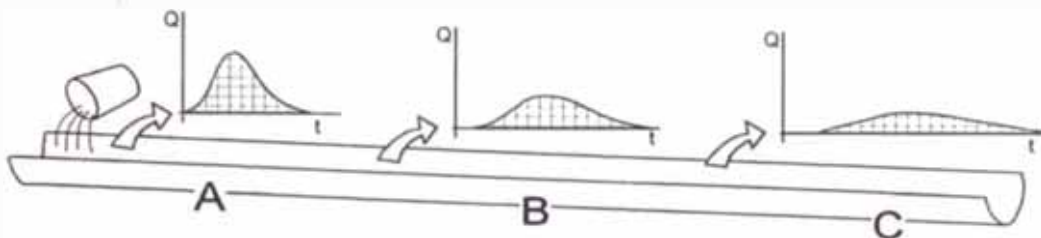
$$U_p = j \frac{A_c}{T_p} \quad (\text{Ec.3.6})$$

Donde " A_c " es el área de la cuenca, "j" es un coeficiente de conversión y T_p es el tiempo pico.

Además el programa calcula el flujo subterráneo base, se puede elegir entre tres modelos:

- Constante, valor variable mensual
- Modelo de retardo exponencial
- Modelo del volumen de reservorio lineal.

Para modelar un cauce, el programa analiza subcuencas adyacentes de dicho cauce de manera independiente para luego relacionarlas aplicando el tránsito de avenidas. El tránsito de avenidas toma el hidrograma generado por una subcuenca y lo circula por el cauce de la subcuenca adyacente (ver Figura N°3.12), luego lo adiciona al hidrograma obtenido de esta segunda subcuenca. Si existiera una tercera subcuenca ocurre el mismo proceso.



Fuente: *Technical Reference Manual, HMS*

Figura N°3.12 Efecto del tránsito a lo largo de un canal o un río

El HEC-HMS, incluye cinco (5) modelos para el análisis del tránsito de avenidas.

- Lag
- Muskinum
- Plus modificado
- Cinemática de onda
- Muskingum Cunge

Para este estudio se va a utilizar el método de Muskingum Cunge que presenta la siguiente ecuación tipo descarga – almacenamiento:

$$S_T = NO_T + NX(I_T - O_T) = N[XI_T + (1 - X)O_T] \quad (\text{Ec.3.7})$$

Dónde:

- S_T : Cambio en la descarga durante el tiempo "T"
- I_T : Caudal aguas arriba o caudal de entrada
- O_T : Caudal aguas abajo o caudal de salida
- N : Coeficiente del tiempo de viaje del hidrograma a través del cauce
- X : Coeficiente adimensional ($0 \leq X \leq 0,5$)

b. Datos de entrada

Al programa requiere los siguientes datos:

- Datos físico de la cuenca (Área de la cuenca, Longitud del cauce, pendiente del cauce y pendiente de la cuenca)
- Precipitaciones máximas en 24 horas
- Número de curva adoptado
- Tiempo de concentración (t_c) y tiempo de retardo (T_{lag})

Los datos físicos de la cuenca se encuentran en la tabla N°3.4 y las precipitaciones máximas se muestran en el Anexo 1.

El número de curva (NC) es un parámetro que califica el uso del suelo de la cuenca en estudio. Este valor varía según la precipitación antecedente como se muestra en la tabla N°3.5. El tipo II corresponde a condiciones normales, para los tipos I y III el valor debe ser ajustado por las ecuaciones mostradas a continuación.

$$NC_I = \frac{4,2NC_{II}}{10 - 0,058NC_{II}} \quad (\text{Ec.3.8})$$

$$NC_{III} = \frac{23NC_{II}}{10 + 0,13NC_{II}} \quad (\text{Ec. 3.9})$$

Tabla N° 3.5 Clasificación de clases según la precipitación antecedente

Grupo	Lluvia antecedente total de 5 días (cm)	
	Estación inactiva	Estación de crecimiento
Tipo I	Menor a 1,3	Menor a 3,6
Tipo II	Entre 1,3 - 2,8	Entre 3,6-5,3
Tipo III	Mayor a 2,8	Mayor a 5,3

Fuente: Ven Te Chow, 1994.

La cuenca del río Manuripe está cubierta por una vegetación muy tupida. El número de curva adoptado (Ver Anexo 1) para una escorrentía tipo II es 45, sin embargo teniendo en cuenta que las precipitaciones máximas entre los meses de marzo y abril son mayores a 5,5 cm, la cuenca corresponde a una escorrentía tipo III. De lo anterior el valor se ajusta a $NC = 66$.

El tiempo de concentración (t_c) se define como el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca. Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. El t_c depende de muchos factores, entre ellos están la geometría de la cuenca, pendiente, características del suelo y la cobertura vegetal.

Para el tiempo de concentración se aplicaron las fórmulas de Kirpich, US Corps of Engineers, Bransby-Williams y la fórmula del SCS, como se muestra en el Anexo 1. Los valores que obtenemos, a excepción de la ecuación del SCS, son muy bajos y no corresponden a la geomorfología de la cuenca ya que estas ecuaciones se aplican para ríos de montaña. Por esta razón se aplicará la ecuación del SCS, que se ajusta a las condiciones de baja pendiente como ocurre con la cuenca en estudio (pendiente de la cuenca en el orden de 2/1000):

$$t_c = \frac{0,0136L^{0,8} \left(\frac{1000}{NC} - 9 \right)^{0,7}}{S^{0,3}} \quad (\text{Ec. 3.10})$$

Donde:

- tc: Tiempo de concentración (min)
- L: Longitud del cauce mayor (m)
- NC: Número de curva
- S: Pendiente de la cuenca (m/m)

El tiempo de retardo o T_{lag} , es la diferencia de tiempo entre el centroide del hietograma de exceso de lluvia y el pico del hidrograma unitario. El T_{lag} , se considera como el 60 % del tiempo de concentración (t_c).

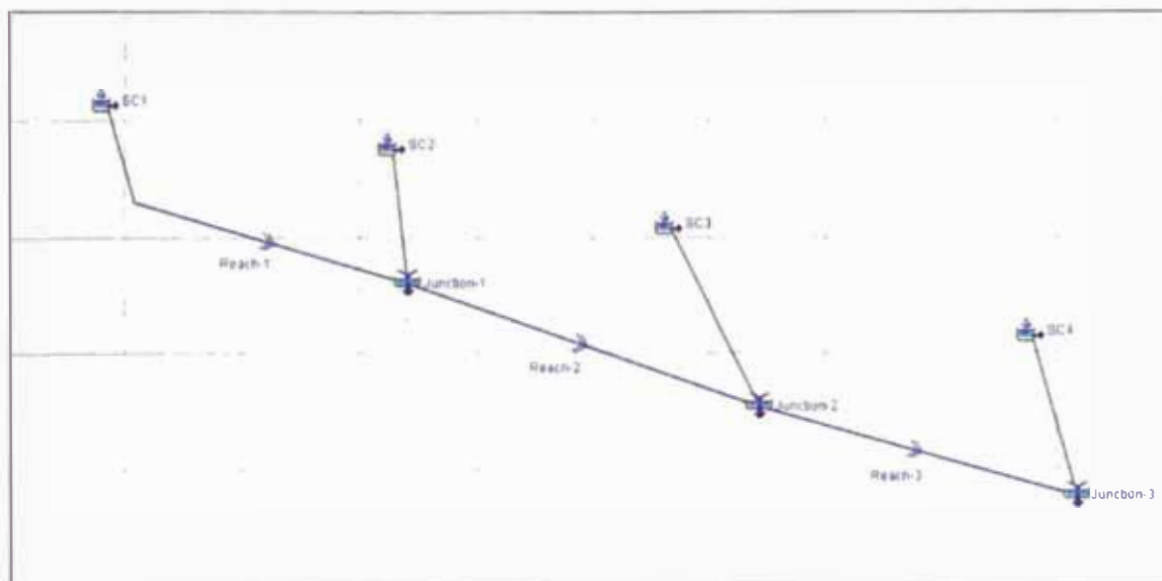
Como ya se ha mencionado, la cuenca de río Manuripe se ha dividido en 4 sub-cuencas, la Tabla N° 3.6 se muestran los tiempos de concentración para cada una de ellas.

Tabla N° 3.6 Tiempo de concentración y Tlag para la cuenca de río Manuripe

Sub- cuenca		SC-1	SC-2	SC-3	SC-4
T _c	min.	7 918,59	6 732,40	5 774,63	6 837,32
	horas	131,98	112,21	96,24	113,96
T lag	min.	4 751,16	4 039,44	3 464,78	4 102,39

El flujo base del sistema se consideró cero, ya que nos encontramos en una zona de llanura amazónica, la precipitación es uniforme durante todo el año por lo tanto el lecho del río está completamente saturado y en tiempo de avenidas la contribución subterránea es nula. A partir de esto, se deduce que el 100% de caudal en el río es por aporte de escorrentía superficial.

Con la información anterior y mediante el programa HEC-HMS se determinan los caudales de avenida en la zona de puente Mavila. El esquema usado en el programa es el mostrado en la Figura N°3.13.

**Figura N° 3.13** Esquema de entrada para el HEC-HMS

Además para el diseño se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Método de cálculo de escorrentía: SCS - Número de curva
- Método de cálculo de caudal: SCS – Hidrograma Unitario
- Método de Transito de avenidas: Mushkingcum – Cunge

3.3.6.3. Resultados del HEC-HMS

Para un tiempo de retornos de 100 años el programa HEC-HMS obtuvo los resultados mostrados en la Figura N°3.14 y N°3.15.

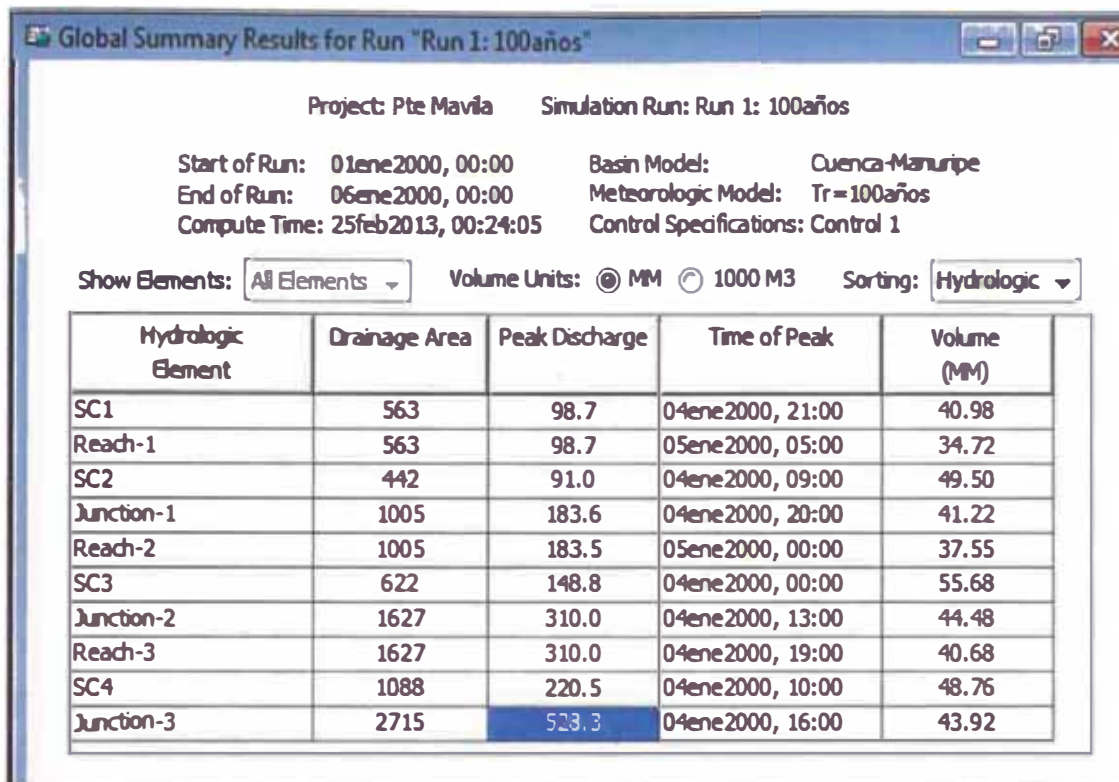


Figura N° 3.14 Resumen de resultados del HEC-HMS para un Tr = 100 años

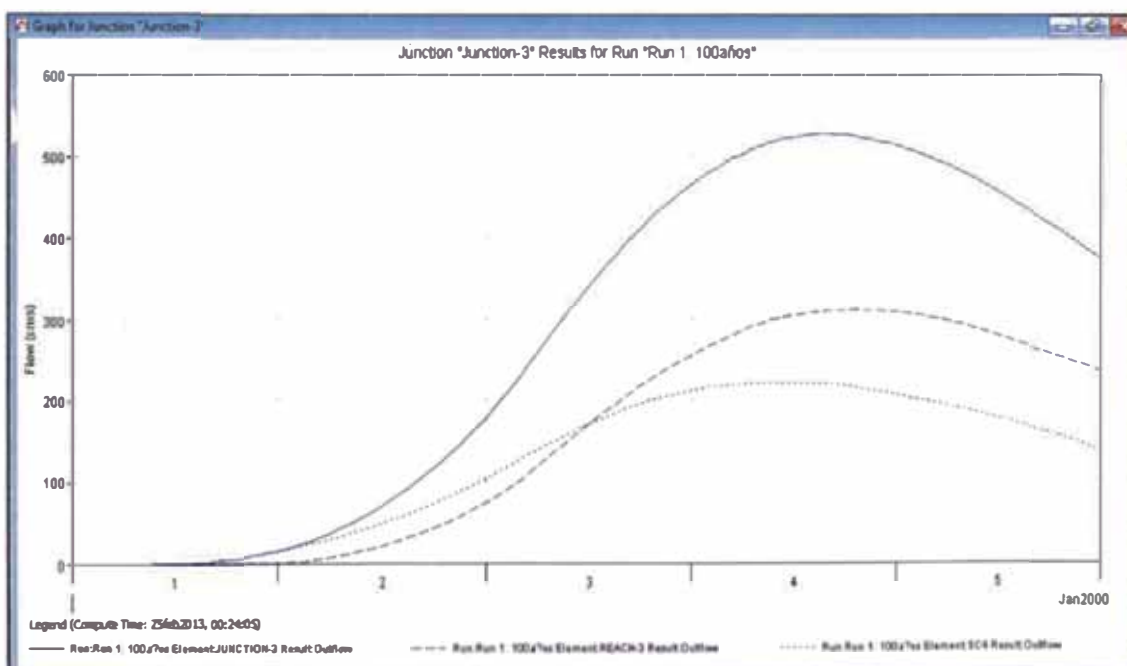


Figura N° 3.15 Hidrograma de salida para un Tr = 100 años

Para un tiempo de retornos de 500 años el programa HEC-HMS obtuvo los resultados mostrados en la Figura N°3.16 y N°3.17.

Global Summary Results for Run "Run 2: 500años"

Project: Pte Mavila Simulation Run: Run 2: 500años

Start of Run: 01ene2000, 00:00 Basin Model: Cuenca-Manuripe
End of Run: 06ene2000, 00:00 Meteorologic Model: Tr=500años
Compute Time: 25feb2013, 00:05:16 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SC1	563	146.4	04ene2000, 20:00	60.90
Reach-1	563	146.4	05ene2000, 04:00	52.91
SC2	442	134.9	04ene2000, 09:00	73.52
Junction-1	1005	273.3	04ene2000, 19:00	61.97
Reach-2	1005	273.3	04ene2000, 23:00	57.29
SC3	622	220.7	04ene2000, 00:00	82.64
Junction-2	1627	464.1	04ene2000, 12:00	66.98
Reach-3	1627	464.0	04ene2000, 17:00	62.12
SC4	1088	327.0	04ene2000, 10:00	72.43
Junction-3	2715	739.1	04ene2000, 15:00	66.25

Figura N° 3.16 Resumen de resultados del HEC-HMS para un Tr = 500años

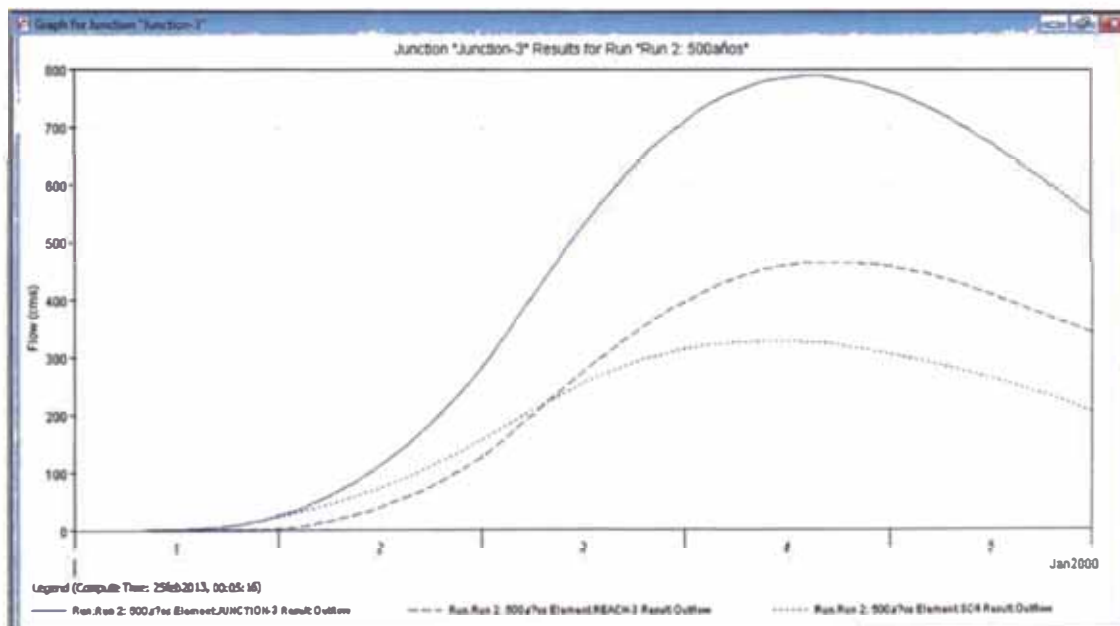


Figura N° 3.17 Hidrograma de salida para un Tr = 500años

De lo anterior se obtiene lo siguiente:

Tabla N° 3.7 Resultados del estudio hidrológico

Periodo de retorno	Caudal (m ³ /s)
Caudal dominante	284,0
Caudal para tr=100 años	528,3
Caudal para tr=500 años	789,1

3.4. Estudio hidráulico

3.4.1. Generalidades: Aplicación del programa River 2D

El modelo RIVER 2D es un modelo matemático bidimensional, promediado en la vertical que permite analizar patrones bidimensionales de flujo en geometrías complejas. Ha sido diseñado para usarse en corrientes naturales y ríos, coberturas de hielo y áreas mojadas variables. Este modelo se basa en las ecuaciones bidimensionales de Saint Venant expresadas en forma conservativa y promediada en la vertical.

El modelo consiste en cuatro módulos o programas que son el R2D_Bed, R2D_Ice, R2D_Mesh y RIVER 2D, usados de manera secuencial. Todos los módulos tienen interfaces gráficas con el usuario que pueden ser visualizadas por cualquier versión de 32 y 64 bits de Windows. Los módulos R2D_Bed, R2D_Ice y R2D_Mesh son editores gráficos de archivos, mientras que el módulo RIVER 2D realiza el modelamiento matemático bidimensional.

El módulo R2D_Bed fue diseñado para edición de 2 superficies importantes que sirven como base para la modelación. Estas superficies son el módulo R2D_Bed Elevation (superficie de elevación) y el módulo R2D_Bed Roughness (superficie de rugosidad), mientras que el módulo R2D_Ice fue diseñado para desarrollar topografías en hielo, además para editar y refinar los dominios cubiertos de hielo.

El módulo R2D_Mesh se usa en el desarrollo de mallas computacionales que finalmente serán las entradas para el módulo RIVER 2D, definiendo las condiciones de borde en las secciones de ingreso y salida del flujo.

El módulo RIVER 2D es usado para resolver las profundidades de agua y velocidades a lo largo de la discretización, cuyos datos recopila de los módulos R2D_Bed, R2D_Ice y R2D_Mesh.

El modelo RIVER 2D se basa en la solución numérica de las ecuaciones bidimensionales e integradas en la vertical de conservación de la masa y cantidad de movimiento. De esta manera permite simular los niveles de agua y velocidades en el ámbito de la región de flujo de interés para diferentes condiciones de flujo permanente.

Emplea la técnica de los elementos finitos para la resolución de las ecuaciones diferenciales que representan el flujo. Mediante este método, las cantidades continuas que representan el fenómeno son aproximadas por una cantidad finita de valores en puntos discretos de los elementos que conforman las mallas. Las mallas y el tamaño de las mismas se configuran en función de la geometría a representar y del nivel de precisión que se desea alcanzar. Las ecuaciones empleadas son:

- Conservación de masa:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad (\text{Ec. 3.11})$$

- Conservación de momentum:

En la dirección x:

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(uq_x) + \frac{\partial}{\partial y}(vq_x) + \frac{g}{2} \frac{\partial}{\partial x} H^2 = gH(S_x - S_{fx}) + \frac{1}{\gamma} \left(\frac{\partial}{\partial x} (H\tau_{xx}) \right) + \frac{1}{\gamma} \left(\frac{\partial}{\partial y} (H\tau_{xy}) \right) \quad (\text{Ec. 3.12})$$

En la dirección y:

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(uq_y) + \frac{\partial}{\partial y}(vq_y) + \frac{g}{2} \frac{\partial}{\partial y} H^2 = gH(S_y - S_{fy}) + \frac{1}{\gamma} \left(\frac{\partial}{\partial x} (H\tau_{xy}) \right) + \frac{1}{\gamma} \left(\frac{\partial}{\partial y} (H\tau_{yy}) \right) \quad (\text{Ec. 3.13})$$

Donde H es la profundidad del flujo, u y v son las componentes de la velocidad en la dirección x e y respectivamente. Además q_x y q_y son las intensidades de descarga que se relacionan con las componentes de la velocidad según:

$$q_x = Hu \quad (\text{Ec. 3.14})$$

$$q_y = Hv \quad (\text{Ec. 3.15})$$

La aceleración de la gravedad “g”, la densidad del agua “ γ ”, así como S_x y S_y son las pendientes del lecho en las direcciones x e y respectivamente; S_{fx} y S_{fy} son las correspondientes pendientes de fricción, τ_{xx} , τ_{xy} , τ_{yx} y τ_{yy} son las componentes del tensor de esfuerzos turbulentos horizontales.

Tanto la ecuación de conservación de masa y la de momentum representan las ecuaciones básicas para una modelación hidrodinámica bidimensional de flujo no permanente basadas en la hipótesis de Saint Venant.

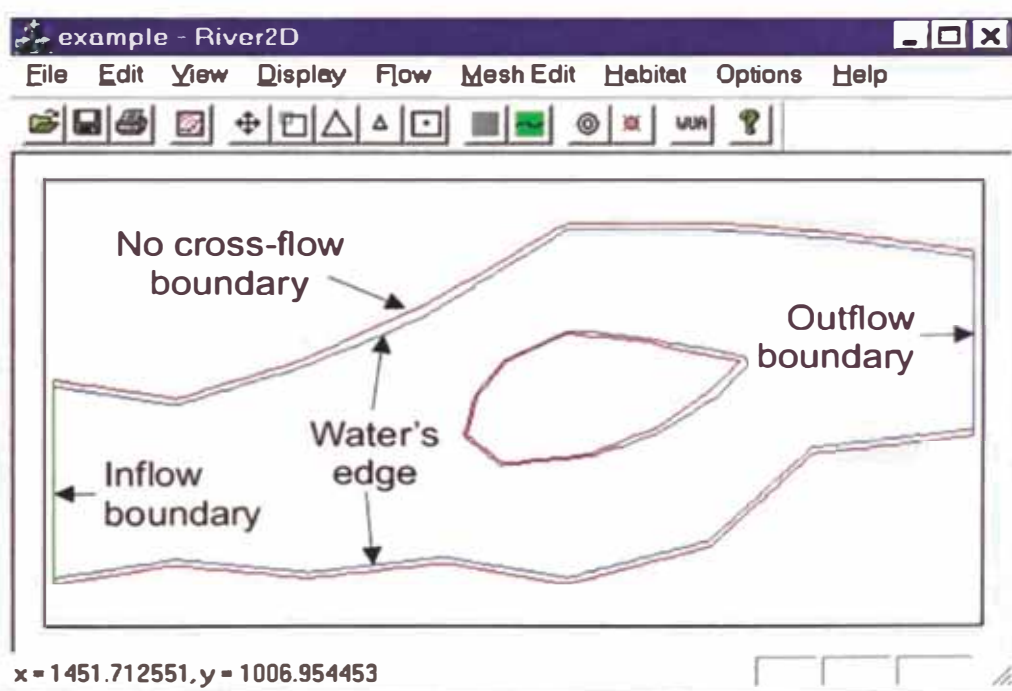


Figura N° 3.18 Ejemplo de archivo en el River 2D mostrando las condiciones de borde

3.4.2. Estudio Hidráulico de la situación actual del puente Mavila

3.4.2.1. Geometría del río Manuripe

Como ya se mencionó, el puente Mavila se encuentra sobre el curso del río Manuripe, este río tiene morfología meándrica y tiene las siguientes características.

Sinuosidad:	1,5 - Moderada
Amplitud (a):	57,71 m
Longitud de onda (λ):	321,19 m
Radio de curvatura (r):	130,6 m
Ancho del cauce principal (b):	37,3 m
Tipo de curva (r/b):	3,5 - Curva forzada por acción del puente.

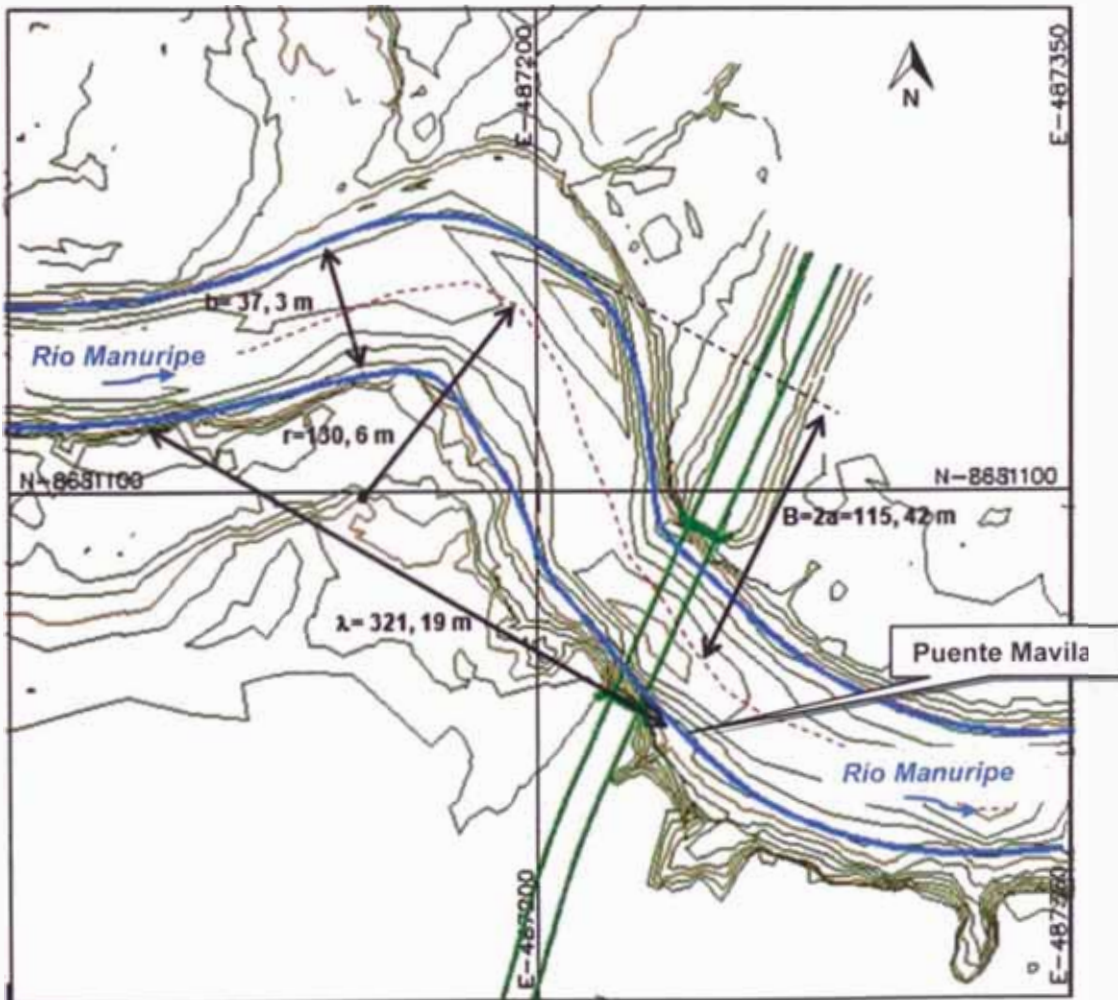


Figura N° 3.19 Morfología del río Manuripe

3.4.2.2. Datos de mecánica de suelos

Para el diseño será necesario conocer el tipo de suelo que encontramos en este tramo del río Manuripe. Se recopiló información de resultados de ensayos de mecánica de suelos tanto aguas arriba como aguas abajo del puente Mavila (Ver Anexo 2).

A continuación mostramos un resumen de los resultados obtenidos:

Tabla N° 3.8 Resultados de ensayos de mecánica de suelos

	Aguas abajo	Aguas arriba
Humedad	29,85%	18,57%
Densidad del suelo	1,78 ton/m ³	1,67 ton/m ³
Análisis granulométrico		
Gravas	0,42%	10,55%
Arenas	62,14%	56,99%
Finos	37,44%	32,47%
D ₅₀	0,1	0,15
Ensayo de corte directo		
Cohesión (kPa)	0	3,9
Ángulo de fricción	14	13
Estratigrafía		
Descripción	Arcilla de baja a mediana plasticidad y debajo de esta encontramos arena muy fina con presencia de limos y arcillas	Arena muy fina limosa con grumos de arcilla de alta plasticidad saturada
Nivel freático	1 m bajo el fondo	0,3 m bajo el fondo

3.4.2.3. Rugosidad del cauce principal y de las llanuras de inundación

En la memoria de cálculo MAVILA-MC-01 (Anexo 4) se encuentra el cálculo de la rugosidad para la zona en estudio.

- Para el cauce principal se ha calculado un coeficiente de Manning igual a 0,04 aplicando la ecuación 1.18.
- La llanura de inundación tiene abundante vegetación tipo Restinga Alta como se muestra en la Foto N° 3.4, se ha considerado una rugosidad igual a 0,2 aplicando las ecuaciones 1.18 y 1.19.



Foto N° 3.4 Vegetación en la llanura de inundación del río Manuripe

Para el modelamiento en el River 2D es necesario conocer el valor de la rugosidad absoluta, aplicando la ecuación 1.20 y según los periodos de retorno, se obtuvo lo siguiente:

Tabla N° 3.9 Rugosidad absoluta para el puente Mavila en su condición actual

Tipo de caudal	Caudal (m ³ /s)	k _s – Cauce (m)	k _s – Llanura (m)
Caudal dominante	284,0	0,779	2,135
Caudal para Tr=100 años	528,3	0,860	5,189
Caudal para Tr=500 años	789,1	0,923	6,900

3.4.2.4. Condiciones de borde

Las condiciones de borde o de frontera, en nuestro caso se refieren a las características hidráulicas aguas arriba y aguas debajo de la zona evaluada.

En primer lugar evaluamos la existencia o no del efecto de remanso, que puede estar ocasionada por la desembocadura del río Manuripe o por la confluencia de este río con otro curso de agua cercano al puente estudiado.

En la Figura N°3.20 vemos que el punto de descarga más cercano del río Manuripe es la laguna Chotadigua que se ubica aproximadamente a 44 km de distancia y el efecto de remanso causado por esta laguna es despreciable.



Figura N° 3.20 Vista satelital del río Manuripe. Tramo: Puente Mavila (Madre de Dios) - Laguna Chotadigua (Brasil).

De lo anterior podemos considerar que el flujo del río Manuripe que discurre bajo el puente Mavila es uniforme, estable y la pendiente de la superficie del agua es similar a la pendiente del lecho. Por lo tanto las leyes de energía y la fórmula de Manning son aplicables en este caso.

En el Anexo 3.1 se muestra el reporte de HEC-RAS donde se aprecian los niveles de agua para un flujo permanente y uniforme tanto aguas arriba como aguas abajo del puente. A partir de este modelamiento se obtuvo lo siguiente:

Tr= 100años Cota de superficie aguas arriba: 227,48 msnm

Cota de superficie aguas abajo: 224,16 msnm

Tr=500años Cota de superficie aguas arriba: 228,69 msnm

Cota de superficie aguas abajo: 225,30 msnm

3.4.2.5. Modelamiento de la situación actual del puente Mavila

A partir de los datos mencionados y de la información topográfica de la zona, se ha realizado una modelación River 2D para observar el comportamiento actual y los fenómenos que se presentan.

En el Anexo 3.2 se presentan las imágenes de los modelamiento para el caudal de diseño de 100 y 500 años de tiempo de retorno.

En la figura N° 3.21 se muestran los tirantes obtenidos con el caudal de diseño que corresponde a un tiempo de retorno de 100 años, vemos como aumenta el ancho del cauce hacia la margen izquierda aguas arriba de puente.

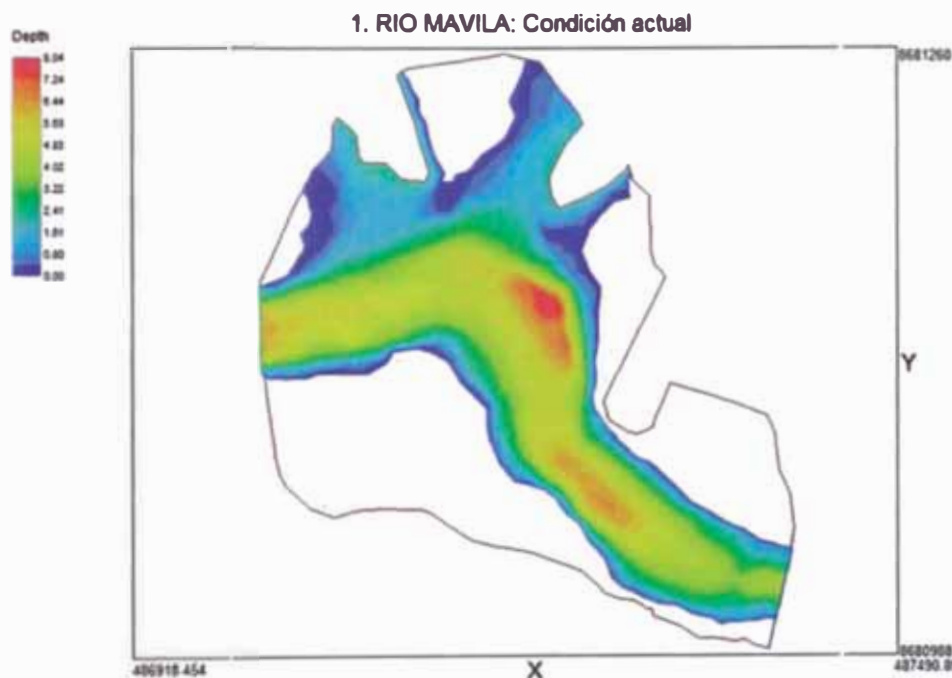


Figura N° 3.21 Tirantes de agua en la situación actual del puente Mavila para un caudal $Q=528,3\text{m}^3/\text{s}$ ($Tr=100$ años)

Además en las figuras N° 3.22 y N° 3.23 y N°3.24 se muestra la dirección y acción de las velocidades, presentando 3 áreas de vórtices, de las cuales dos de ellas atacan principalmente el estribo izquierdo con la acción de la erosión y velocidades que varían entre 1,3 y 2 m/s.

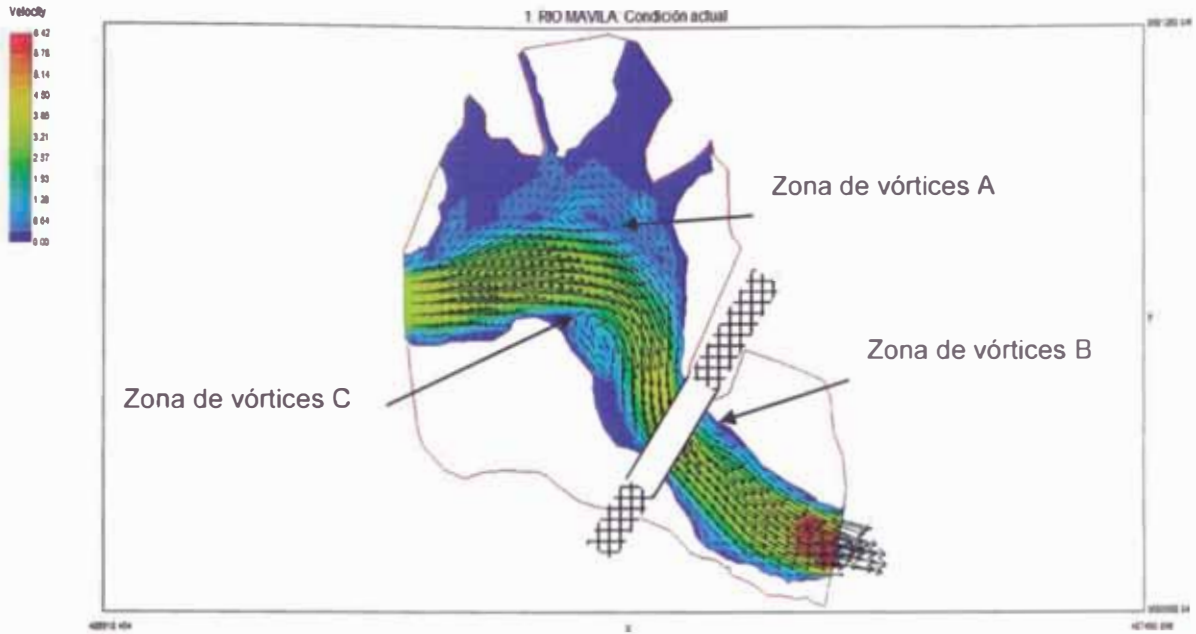


Figura N° 3.22 Modelamiento de velocidades de la situación actual del puente Mavila para un caudal $Q=528,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr=100$ años)

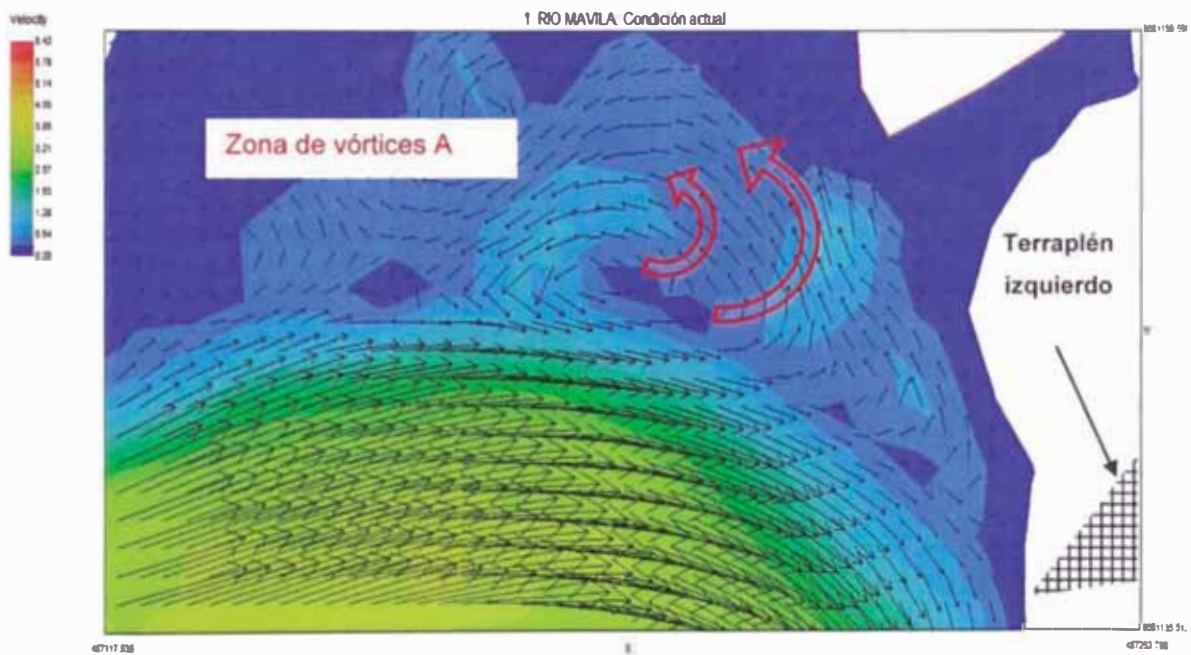


Figura N° 3.23 Erosión en el terraplén izquierdo del puente Mavila para un caudal $Q=528,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr=100$ años)

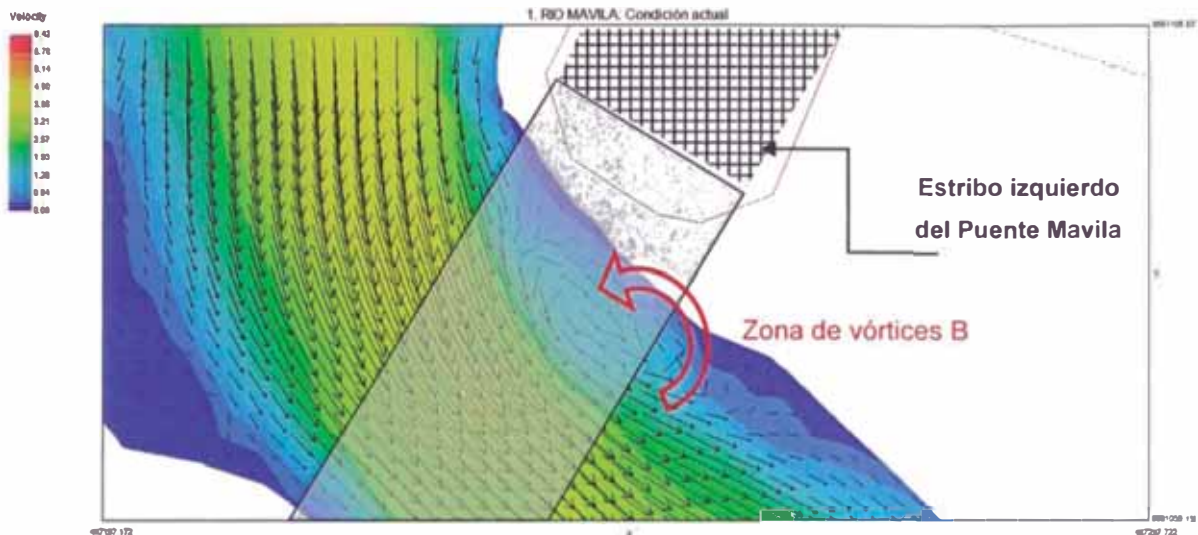


Figura N° 3.24 Erosión en el estribo izquierdo del puente Mavila para un caudal $Q=528,3\text{m}^3/\text{s}$ ($Tr=100\text{años}$)

Por último se muestra el impacto directo del flujo sobre el estribo derecho, debido al ingreso oblicuo del cauce.

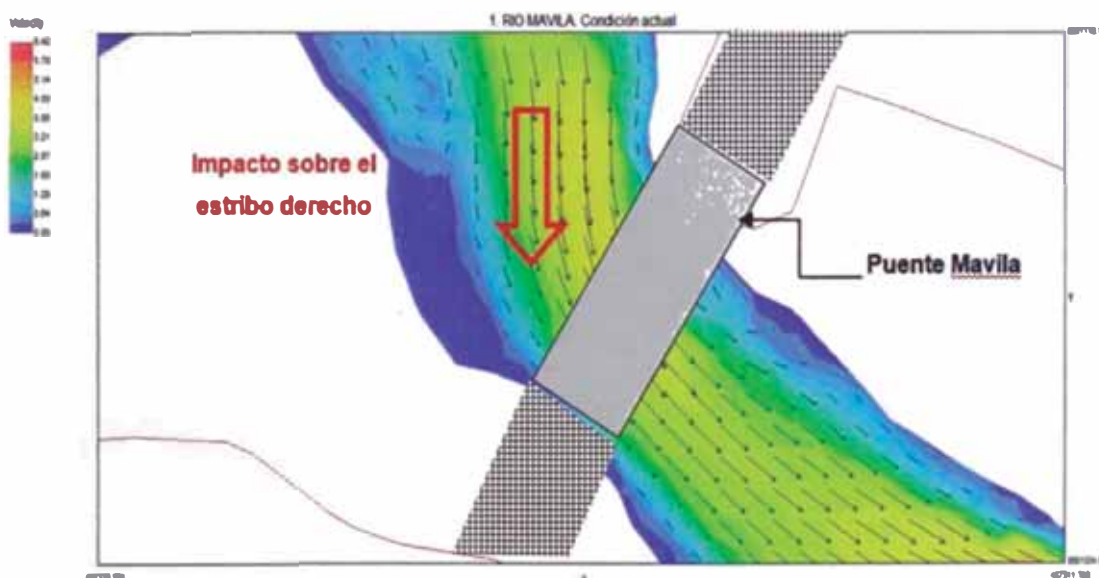


Figura N° 3.25 Impacto del flujo sobre el estribo derecho del puente para un caudal $Q=528,3\text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr=100\text{años}$)

3.4.2.6. Socavación en la zona del puente Mavila

Para el caudal de $789,1\text{ m}^3/\text{s}$, que corresponde a un tiempo de retorno de 500 años, un diámetro medio de partícula igual a $0,15\text{ mm}$ y un peso específico del suelo de $1,78\text{ ton}/\text{m}^3$, se ha calculado la socavación general o transitoria, la socavación por contracción y la socavación local en la sección del puente Mavila aplicando las

ecuaciones 1.10, 2.1 y 2.9 respectivamente. En la En la tabla N°3.10 se muestra el resumen de resultados obtenidos. (Ver memoria de cálculo en el Anexo 4)

Tabla N° 3.10 Resultados de alturas de socavación en el puente Mavila

Tipo de socavación	Método aplicado	Socavación (m)
Socavación general o transitoria	Lischtvan-lebediev	6,45
Socavación por contracción	Lecho móvil	0,37
Socavación local en estribo derecho	Froelich	3,45
Socavación local en estribo izquierdo	Froelich	3,48

3.4.3. Estudio Hidráulico de la Alternativa 1: Sistema de diques guía

En la Figura N°3.26, se presenta el sistema de diques planteado como primera alternativa de defensa (Ver Plano MAVILA-HD-200):

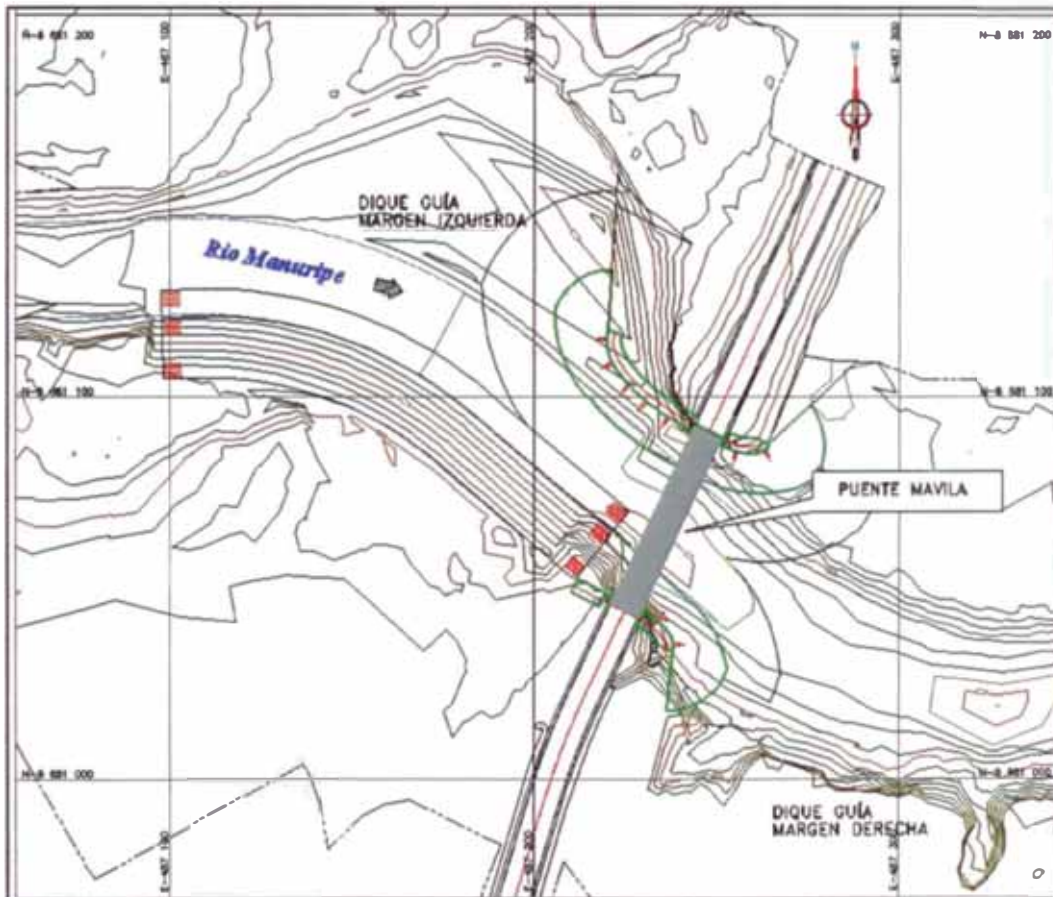


Figura N° 3.26 Alternativa 1: Sistema de diques guía

Tal como se muestra en la figura anterior, esta alternativa consiste en:

- Encauzamiento y protección del talud derecho aguas arriba del puente
- Dique guía aguas abajo del estribo derecho
- Dique guía aguas arriba del estribo izquierdo
- Dique guía aguas abajo del estribo izquierdo

El sistema de defensa se ha modelado en el River 2D, tomando en cuenta las rugosidades absolutas mencionadas en el ítem 3.4.2.3.

Para el caudal dominante ($Q=284 \text{ m}^3/\text{s}$) vemos que el flujo ya tiene una orientación adecuada hacia el puente, cruzando el vano perpendicularmente. Por otro lado se observa una disminución del impacto que se producía en el estribo derecho del puente y el dique guía de la margen izquierda evita el daño en el terraplén del puente en este sector. (Ver Figura N°3.27)

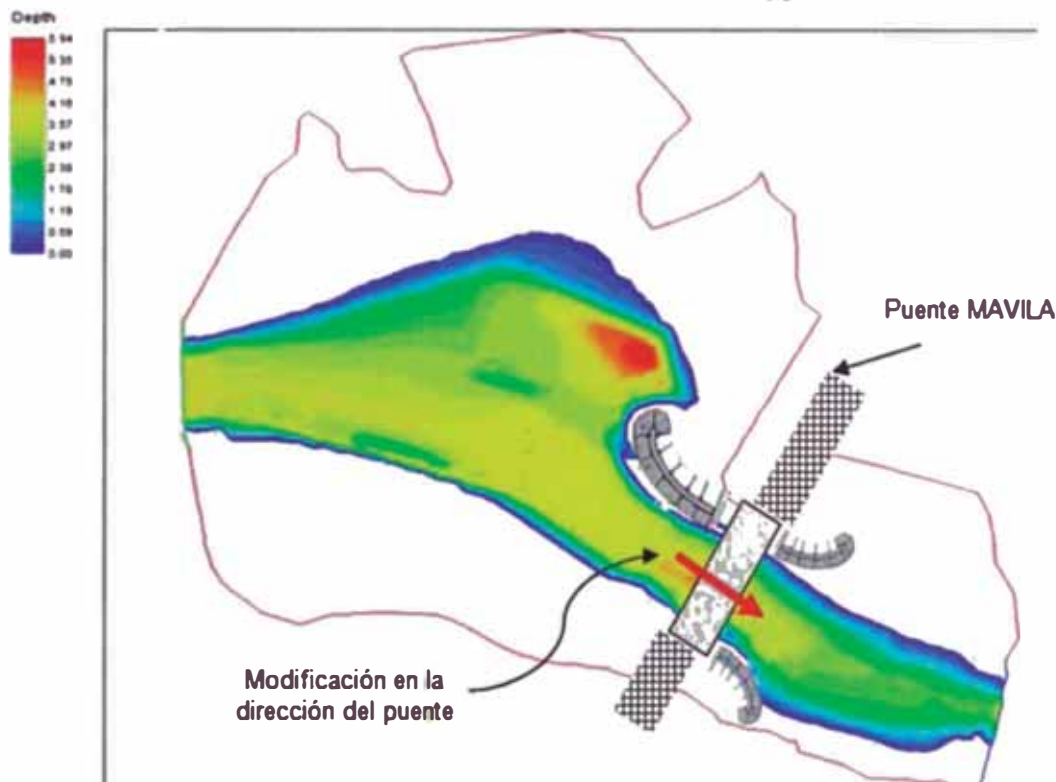


Figura N° 3.27 Tirantes del flujo para el sistema de diques. Modelamiento con River2D para el caudal dominante $Q=284 \text{ m}^3/\text{s}$.

Luego hemos modelado el sistema de defensa para un periodo de retorno de 100 años, que corresponde al caudal de diseño ($Q=528,3 \text{ m}^3/\text{s}$). En las Figuras N°3.28 y N°3.29 se muestra lo obtenido.

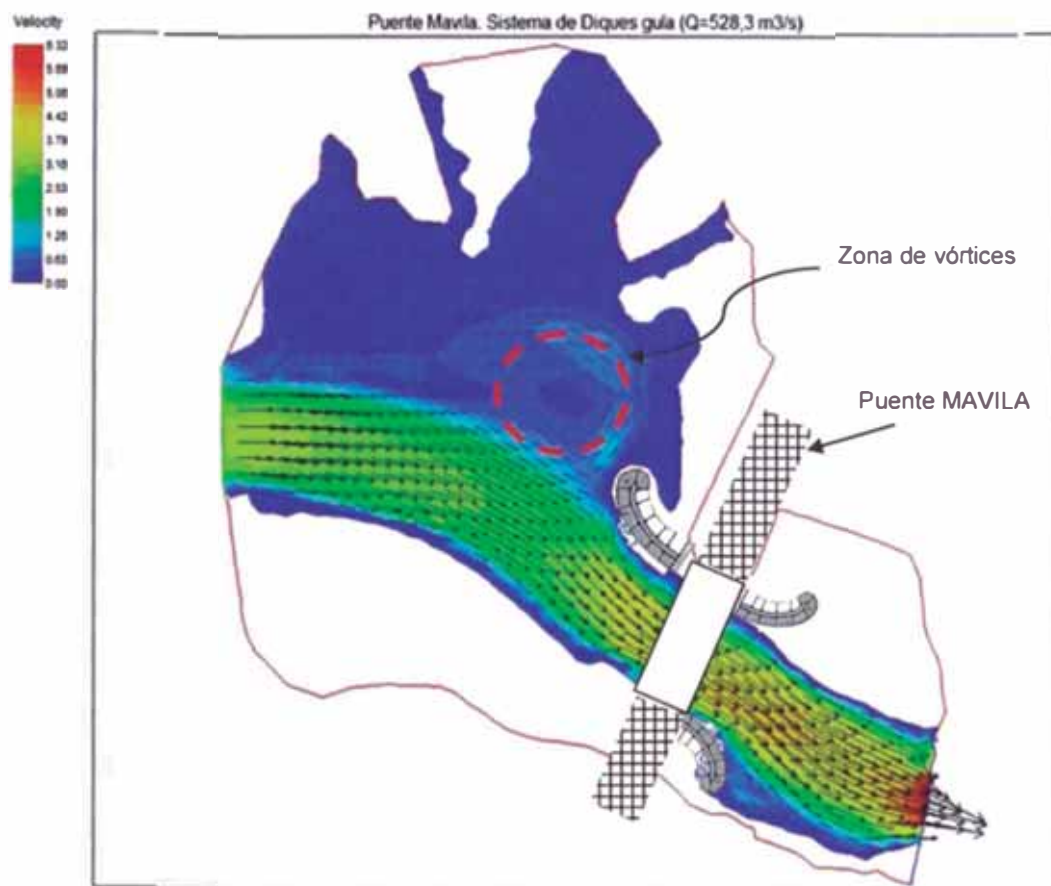


Figura N° 3.28 Dirección del flujo. Modelamiento para el sistema de diques con el River2D para un caudal Q=528,3 m³/s (Tr=100 años)

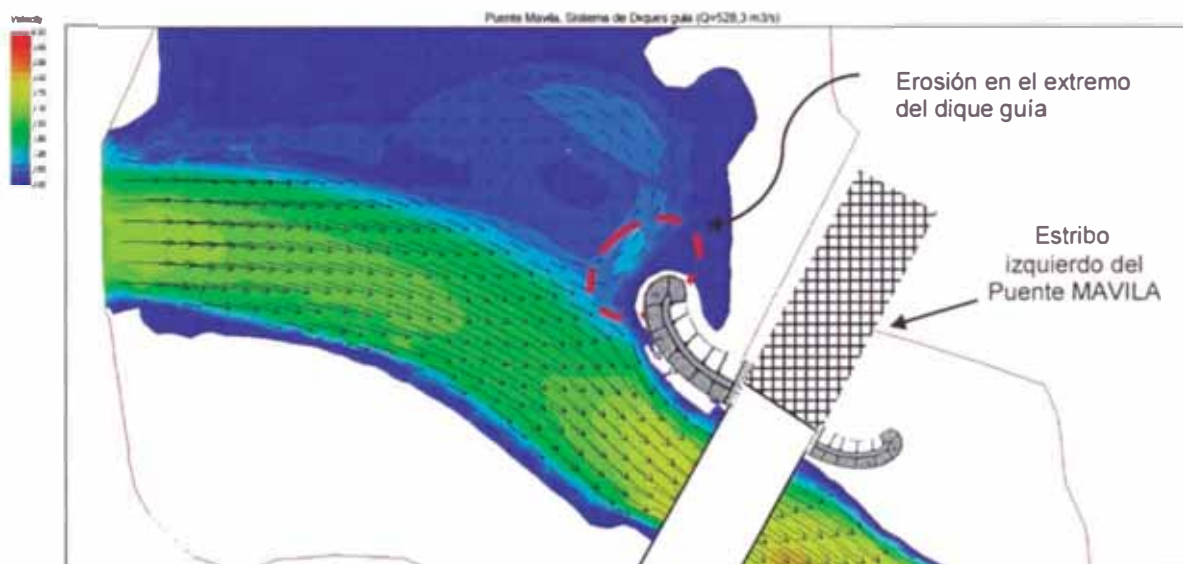


Figura N° 3.29 Zona de vórtices en el extremo del dique guía de la margen izquierda. Modelamiento con el River2D para un caudal Q=528,3 m³/s (Tr=100 años)

Se observa la formación de un vórtice aguas arriba de extremo del dique guía de la margen izquierda. Este vórtice presenta velocidades entre 0,3 y 1 m/s, esta última se da en la punta del dique, por esta razón se debe proteger esta zona de los procesos de socavación.

3.4.4. Estudio Hidráulico de la Alternativa 2: Sistema de espigones

En la Figura N°3.30, se presenta el sistema de espigones planteado como segunda alternativa de defensa (Ver Plano MAVILA-HD-300):

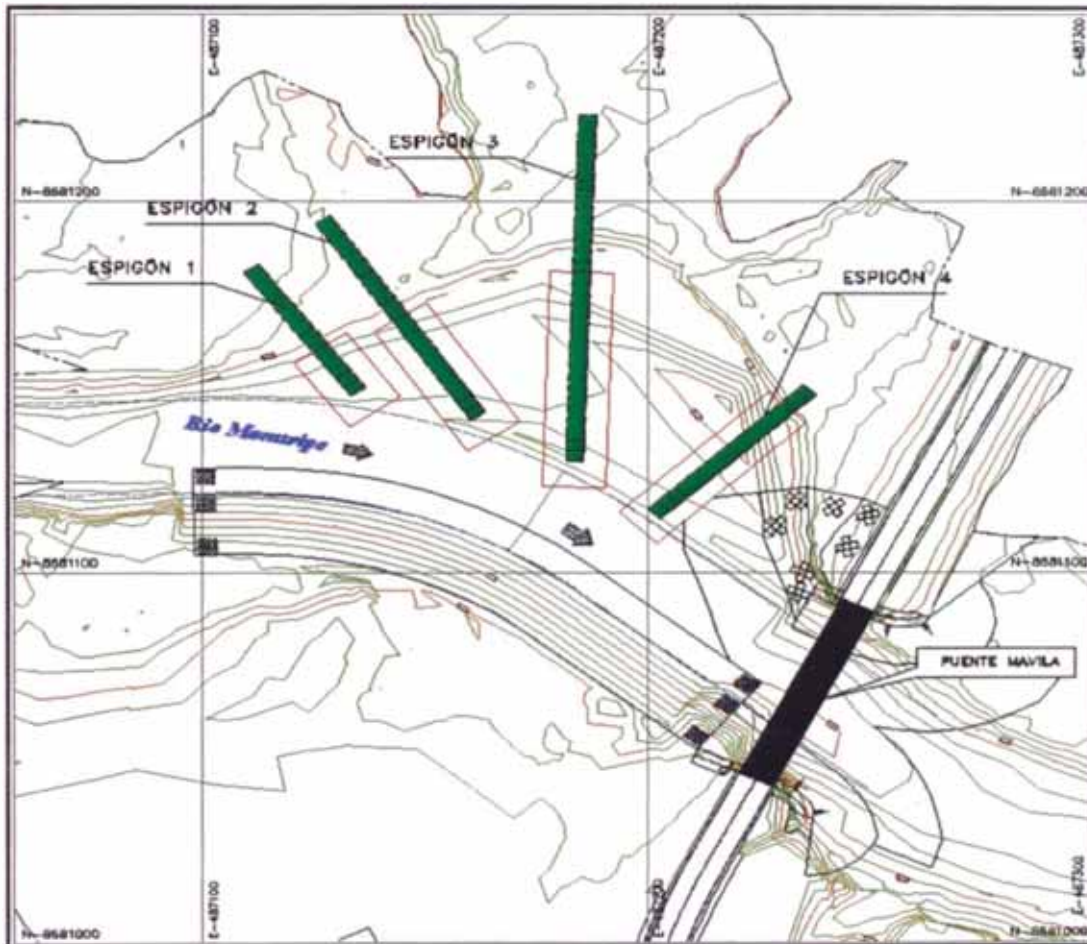


Figura N° 3.30 Alternativa 2: Sistema de espigones

Como se observa en la figura anterior, este sistema está compuesto de lo siguiente:

- Encauzamiento y protección del talud derecho aguas arriba del puente.
- Dique guía aguas debajo de ambos estribos del puente.
- Conjunto de 4 espigones en la margen izquierda aguas arriba del puente.
- Protección del terraplén aguas arriba del estribo izquierdo del puente.

Fue necesario modelar el sistema de espigones para el caudal dominante, así veremos el comportamiento de cada espigón y las velocidades generadas alrededor de ellos.

En la Figura N°3.31 se muestran las velocidades en el sistema para un caudal de 284 m³/s (Q dominante), se observa como el flujo se ha direccionado hacia el puente y los espigones han reducido la curvatura que se formaba al lado izquierdo aguas arriba del puente donde ahora la velocidad es casi nula.

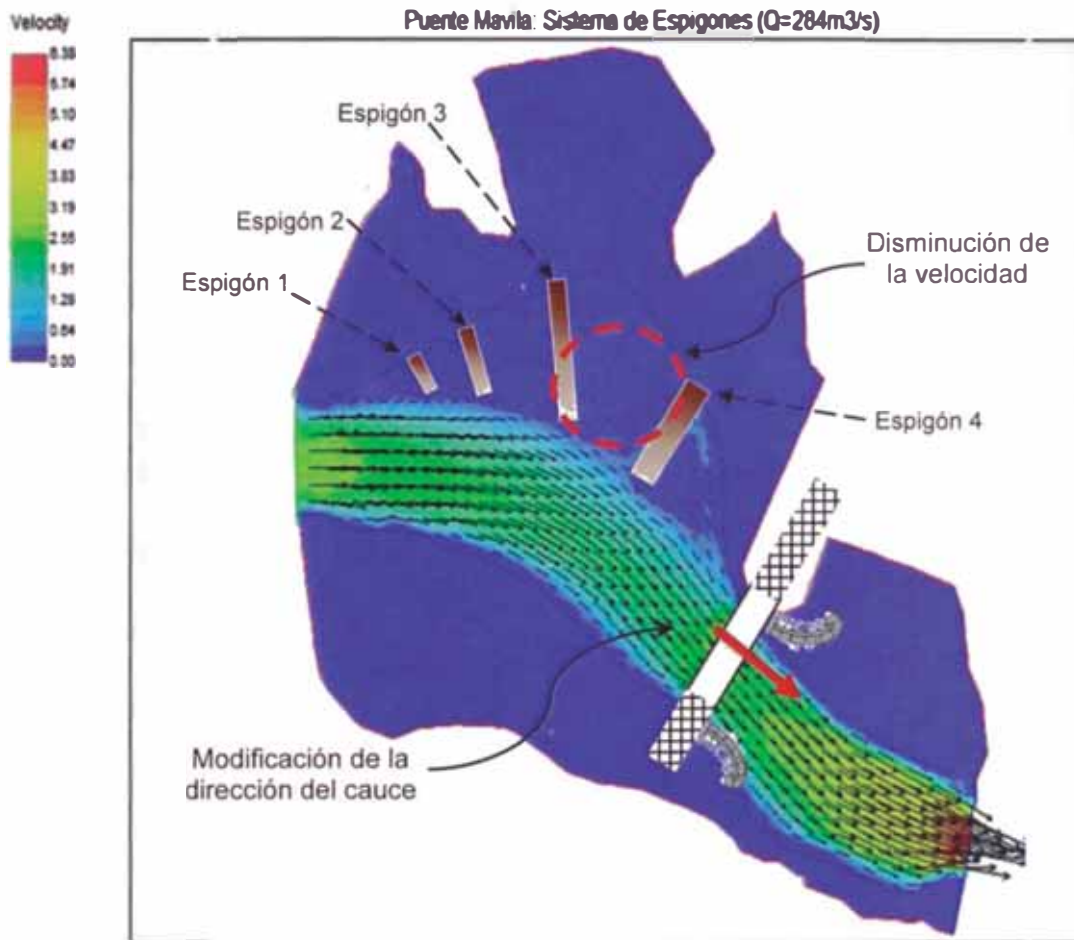


Figura N° 3.31 Dirección de flujo para el sistema de sistema de espigones. Modelamiento con el River2D para el caudal dominante Q=284m³/s.

Al ver más de cerca lo que ocurre entre cada espigón. En la Figura N°3.32, se observa como el espigón 1, empieza a darle un nuevo sentido al flujo, e impide que pase detrás de él, ya que las velocidades aguas arriba de este espigón son menores a 0,2 m/s.

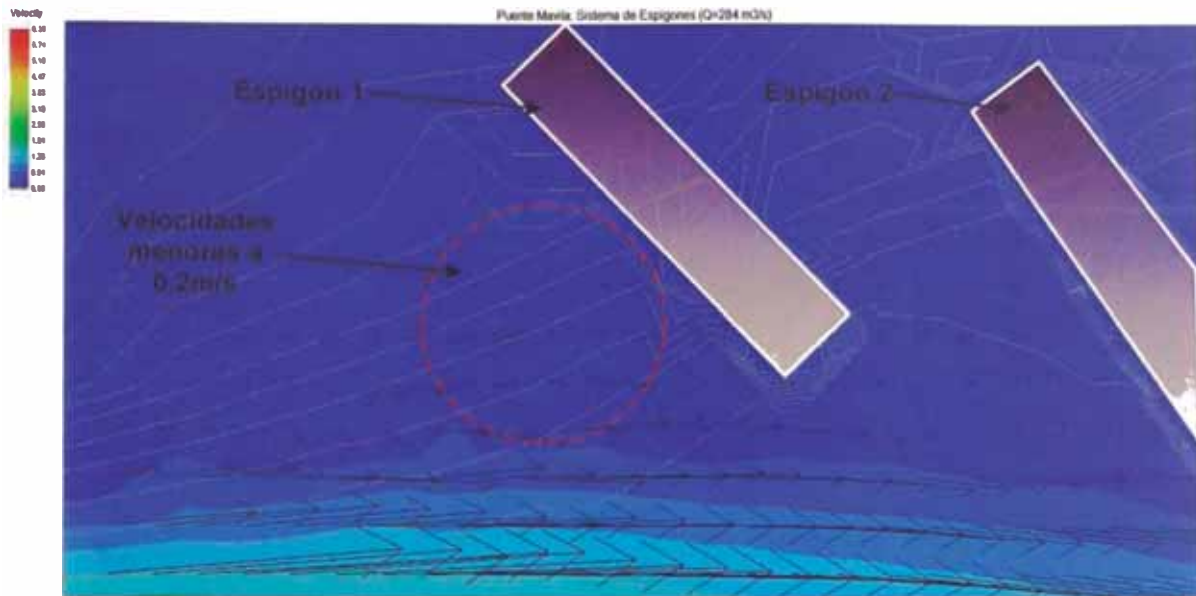


Figura N° 3.32 Cambio de dirección del flujo desde el primer espigón. Modelamiento con el River2D para el caudal dominante $Q=284 \text{ m}^3/\text{s}$.

En las Figuras N°3.33 N°3.34 y N°3.35 se observa cómo se forman vórtices cerca de los extremos de cada espigón, esto indica que el espigón estará afectado por los procesos de socavación, por este motivo en estas zonas será necesario colocar mantos antisocavación.

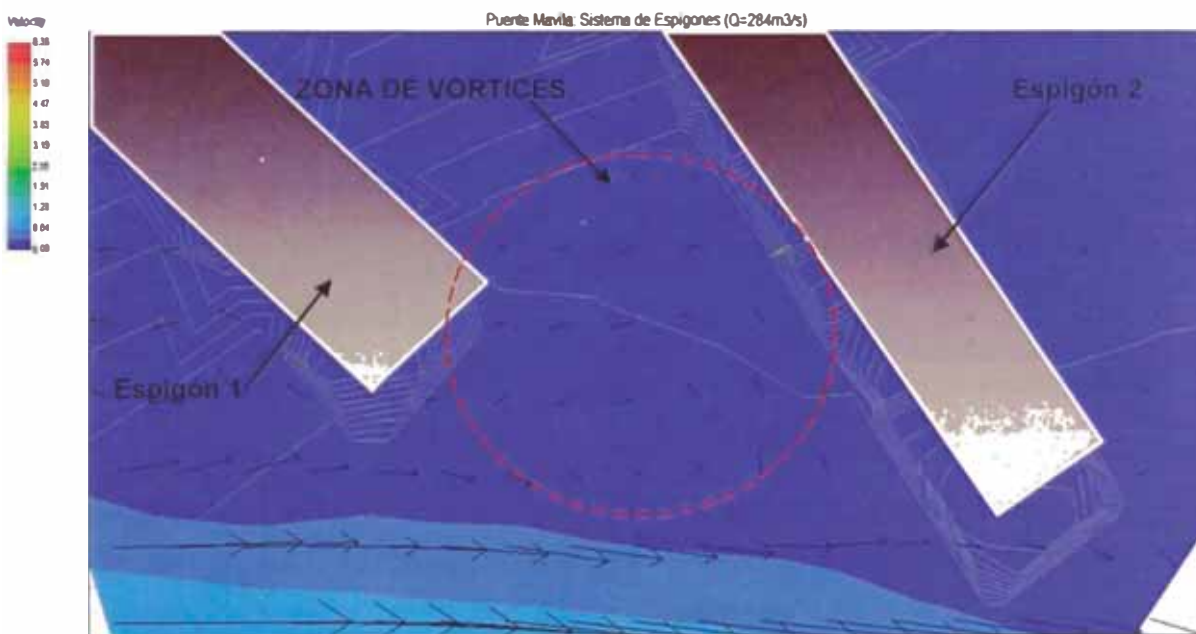


Figura N° 3.33 Zona de vórtices entre espigones 1 y 2. Modelamiento con el River2D para el caudal dominante $Q=284 \text{ m}^3/\text{s}$.

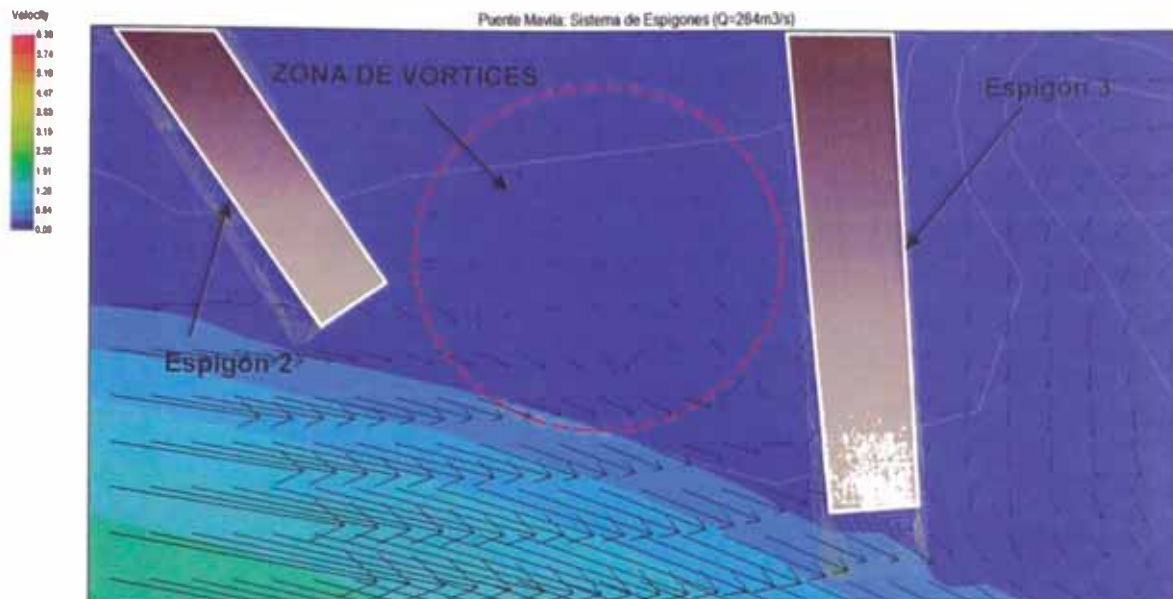


Figura N° 3.34 Zona de vórtices entre espigones 2 y3. Modelamiento con el River2D para el caudal dominante $Q=284\text{m}^3/\text{s}$.

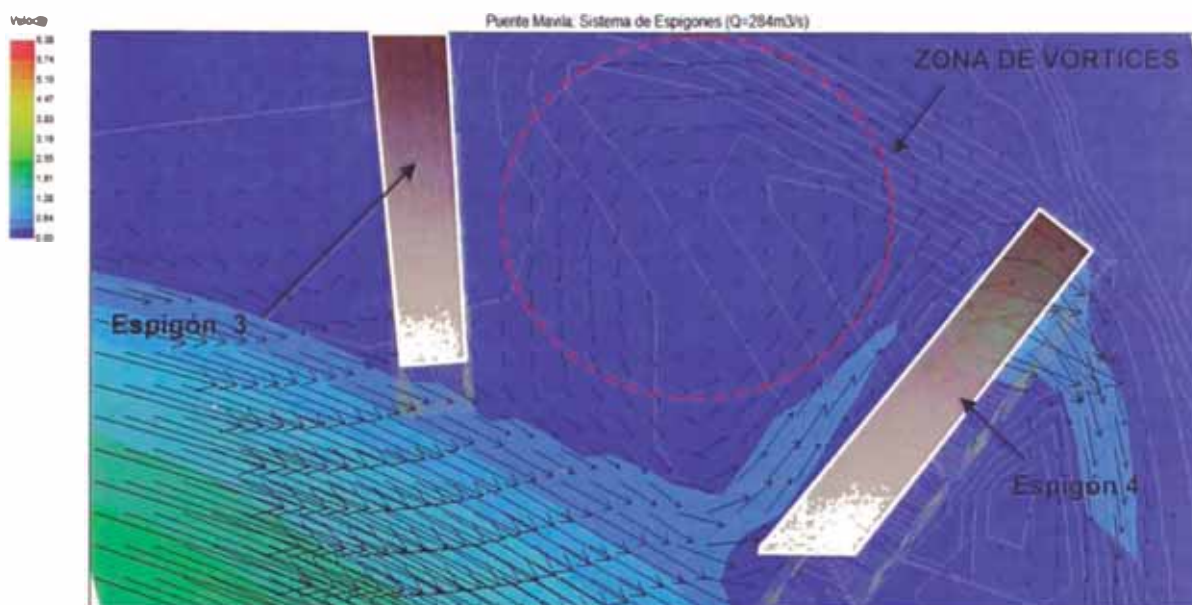


Figura N° 3.35 Zona de vórtices entre espigones 3 y 4. Modelamiento con el River2D para el caudal dominante $Q=284\text{m}^3/\text{s}$.

Por otro lado, se modeló el sistema para la avenida de diseño ($Tr=100$ años) que corresponde a un caudal de $528,3 \text{ m}^3/\text{s}$. Como se muestra en la Figura N°3.36, el sistema actúa de la forma esperada, redireccionando el flujo y disminuyendo la curvatura.

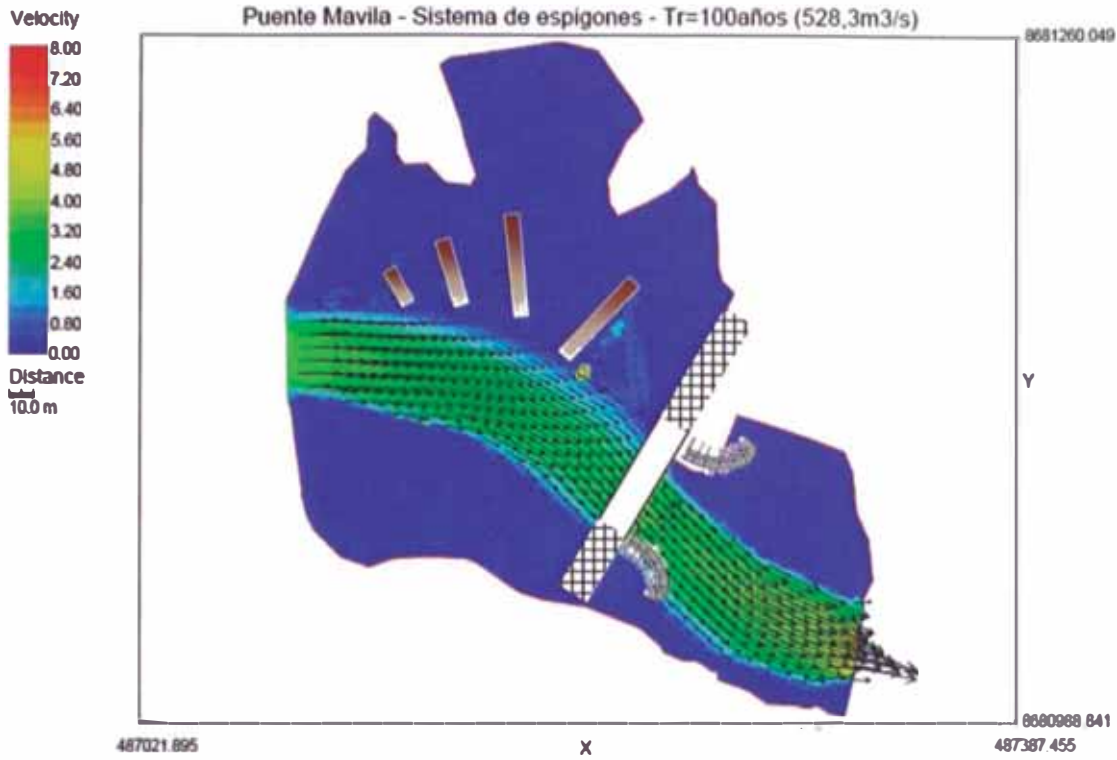


Figura N° 3.36 Dirección de flujo para el sistema de sistema de espigones. Modelamiento con el River2D para un caudal $Q=528,3 \text{ m}^3/\text{s}$. ($Tr=100$ años)

Por otro lado cerca del terraplén del estribo izquierdo se forman vórtices que generan velocidades en el orden de 0,8 y 1 m/s (Ver Figura N°3.37), por esta razón será protegido colocando una capa de geoceldas a lo largo de este.

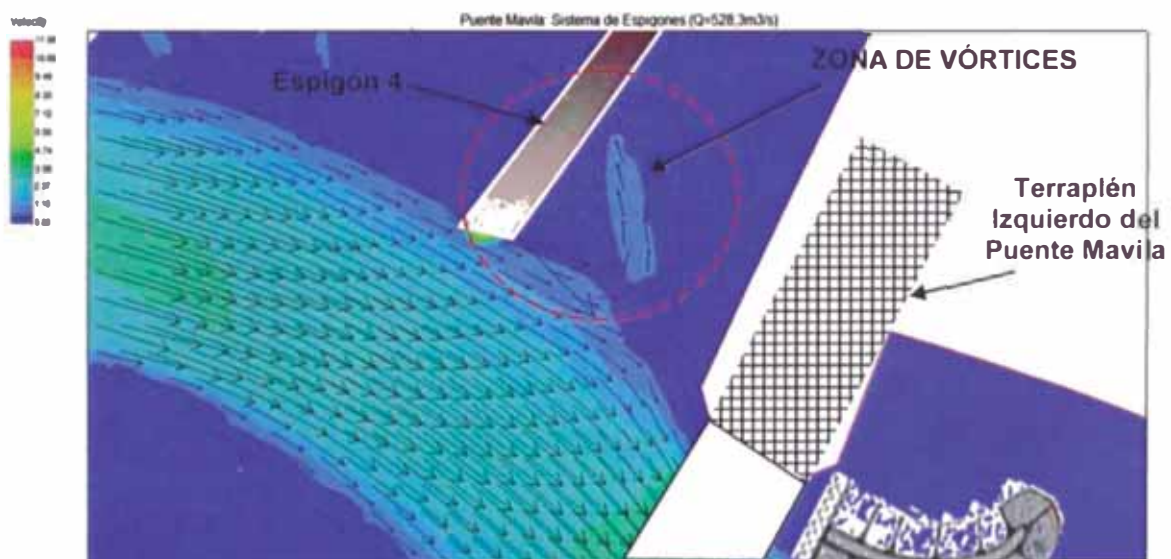


Figura N° 3.37 Zona de vórtices en el terraplén izquierdo de puente Mavila. Modelamiento en el River2D para un caudal $Q=528,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr=100$ años).

3.5. DISEÑO HIDRÁULICO

3.5.1. Diseño de la Alternativa de Defensa 1: Sistema de Diques Guía

A continuación se presenta el procedimiento de diseño para esta primera alternativa. Los componentes que la conforman han sido mencionados en el ítem 3.4.3 y los planos de diseño se encuentran en el Anexo 7.

3.5.1.1. Encauzamiento y protección del talud derecho aguas arriba del puente

Con el objetivo de direccionar el flujo para que ingrese de forma perpendicular al puente, se realizó un encauzamiento aguas arriba del puente Mavila de unos 140 m de longitud y con una pendiente de 0,4%, siguiendo la inclinación del terreno natural. En el Anexo 7 se encuentra el plano de diseño (MAVILA-HD-400) y en el anexo 4 tenemos el sustento de los cálculos realizados (MC-02)

a. Talud

En la memoria de cálculo MC-02 se muestra el cálculo de estabilidad de taludes, se considera que el factor de seguridad debe ser mayor a 1,5.

A partir de los datos geotécnicos (peso específico: 16,7 kN/m³, cohesión: 3,9 kPa, ángulo de fricción: 13°) y aplicando el análisis de estabilidad de superficie de falla circularmente cilíndrica se ha elegido un talud de 2H:1V que es estable con un factor de seguridad de 1,6. En la figura N°3.38, se muestra un esquema de la defensa del talud. Además en la foto N°2.1 se muestra la colocación de geoceldas.

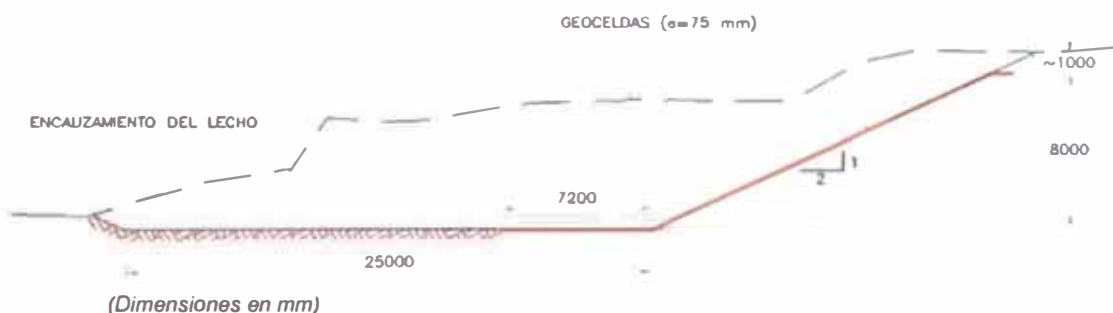


Figura N° 3.38 Protección del talud derecho aguas arriba de Puente Mavila

b. Velocidad máxima alcanzada en el talud de corte

Con el fin de proteger el talud de corte de la margen derecha aguas arriba del puente, es necesario identificar la velocidad máxima alcanzada en esta zona. A partir del modelamiento hidráulico se alcanza una velocidad promedio máxima de 2,25 m/s en este tramo para un caudal $Q=528,3$ m/s ($Tr = 100$ años). Esta velocidad es menor a la máxima permitida por el material (10,8 m/s).

c. Esfuerzo de tracción alcanzado en el talud de corte

Otro dato importante para la elección del material de protección de este talud es el esfuerzo de tracción máximo alcanzado, aplicando las ecuaciones 2.13 y 2.14 tiene un esfuerzo de tracción máximo de 291,71 Pa en el fondo y 229,2 Pa en el talud.

d. Espesor de la protección

A partir de la ecuación planteada por Pilarczyk (Ec. 2.15) se obtuvo un espesor menor a 75 mm que es el mínimo comercial. Por esta razón el talud se recubrirá con geoceldas de 75 mm de espesor.

e. Protección del pie de talud

La protección del pie del talud es para evitar daños causados por el fenómeno de socavación general que se presenta en esa zona. Para un caudal $Q=789,1$ m/s ($Tr=500$ años), se calculó una altura de erosión máxima de 3,6 m (Ec. 1.10). Aplicando lo mostrado en la Figura N°2.20 el ancho a proteger debe ser el doble de la altura de socavación por esta razón se ha colocado a lo largo del talud un manto antisocavación de 7,2 m de ancho (Ver Figura N°3.41)

f. Material: Geoceldas rellenas de cemento - arena

Para cubrir el talud se ha elegido un sistema de geoceldas rellenas de cemento-arena que soportan hasta una velocidad de 10,8 m/s y un esfuerzo de tracción de hasta 980 Pa (Ver ítem 2.4.1.1), además este material es apto para ríos de alta actividad hidrodinámica y erosiva como lo es el Mavila.

Para darle flexibilidad al material la celda tendrá un área de 460 cm² y un espesor de 75 mm. En el Anexo 5 se indican las especificaciones técnicas del material, de

aquí se tomó el insumo más adecuado. La Tabla N°3.11 muestra las características principales y la Figura N°3.39 muestra una sección típica de la geocelda.

Tabla N° 3.11 Propiedades de la Geocelda elegida

Material de relleno	Cemento-arena
Área de celda	460 cm ²
Espesor	75 mm
Longitud de celda	287 mm
Ancho de celda	320 mm
Longitud de geocelda	6,5 m (25 celdas)
Ancho de geocelda	2,8 m (8 celdas)
Esfuerzo de tracción máximo	980 Pa

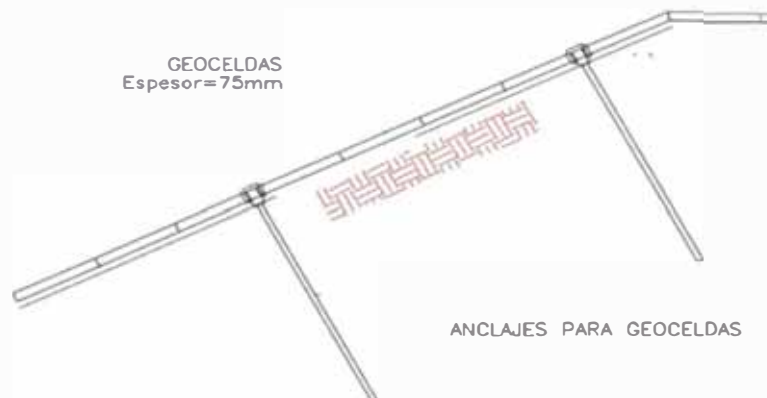


Figura N° 3.39 Sección típica de anclaje de geoceldas al terreno natural.

3.5.1.2. Diques guía en ambos estribos del puente

El sistema de diques guía está conformado por un dique ubicado en la margen izquierda aguas arriba del puente y dos diques guía aguas abajo del puente en ambas márgenes como se muestra en el plano MAVILA-HD-200 (Anexo 7). El sustento del cálculo realizado para su dimensionamiento se encuentra en la memoria de cálculo MC-03 (Anexo 4).

a. Dimensionamiento geométrico de los diques guía

Para el dique ubicado aguas arriba en la margen izquierda del puente, a partir de la Figura N°2.15 y considerando un ancho de cauce (B_e) de 25 m, se ha diseñado un

dique de 30 metros de largo. Reemplazando los valores en la ecuación 2.12, este dique corresponde a lo siguiente:

$$\frac{x^2}{30^2} + \frac{y^2}{(12)^2} = 1$$

De la misma manera los diques aguas abajo tiene una longitud de 10 m en ambos estribos. La ecuación para el dimensionamiento geométrico en planta es la siguiente:

$$\frac{x^2}{10^2} + \frac{y^2}{(4)^2} = 1$$

En la Figura N° 3.40 se muestra la distribución en planta del sistema de defensa.

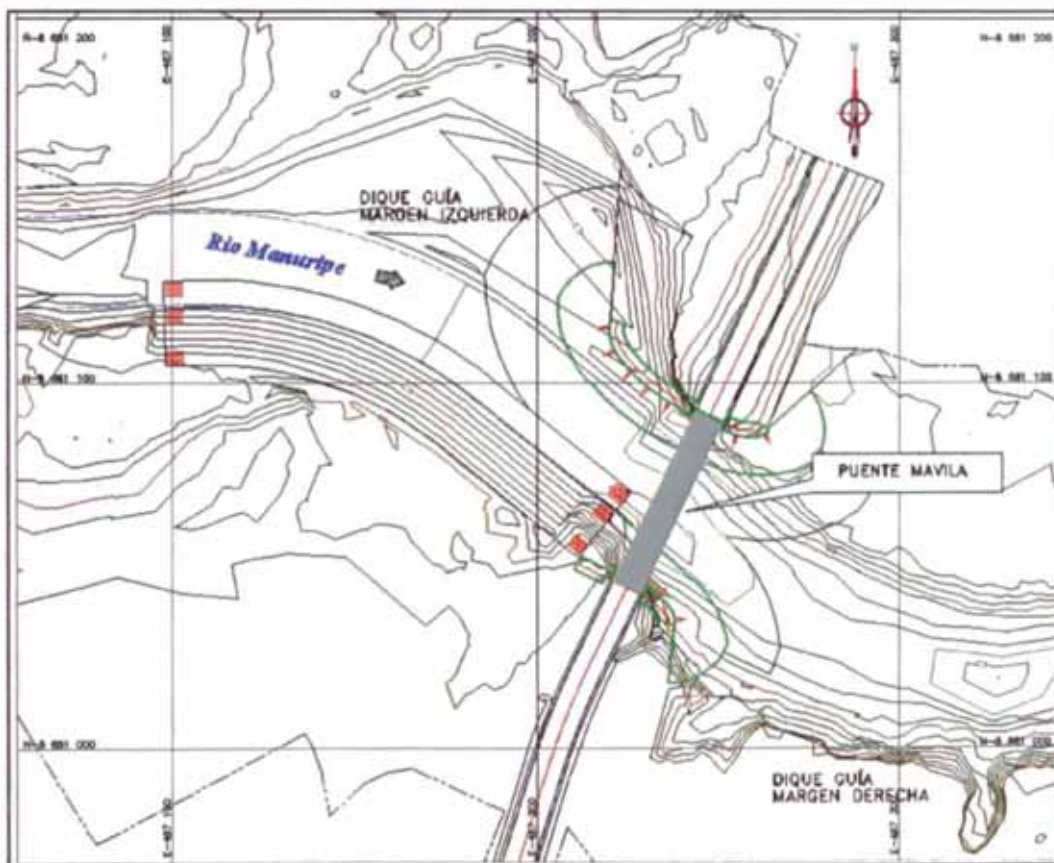


Figura N° 3.40 Distribución del sistema de diques guía

b. Ancho de cresta

Como el caudal de diseño es $528,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ($>500 \text{ m}^3/\text{s}$) el ancho de corona es 4 m, como se recomienda en el ítem 2.3.3.1.

c. Borde libre

Según la figura N°2.19 y para un caudal de $528,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ($T_r=100$ años) el borde libre de los diques es 1 m sobre el nivel de agua alcanzado.

d. Sección transversal del dique

De acuerdo a recomendaciones del proveedor se considera un talud de 1,3H: 1V para el correcto acomodo de los tubos de gotextil que conforman su estructura. En la figura N°3.41 se presenta una sección típica de los diques. En la foto N°2.4 se muestra la colocación de un tubo de geotextil.

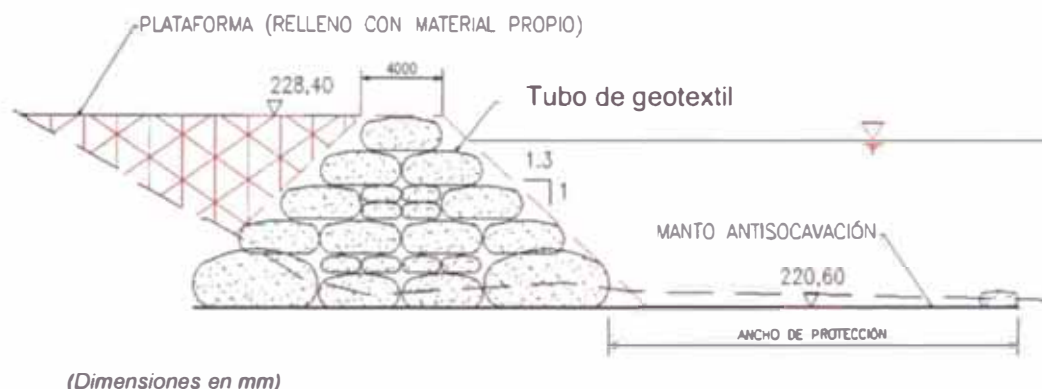


Figura N° 3.41 Sección típica de diques guía.

e. Esfuerzo de tracción en el talud del dique

Para la elección del geotextil que conforma el tubo es necesario calcular el esfuerzo de tracción lateral ($\tau_{sm\acute{a}x}$), si el ancho b_w es 25 m y el talud es 1,3H:1V, se aplicó la ecuación 2.14 obteniendo $\tau_{sm\acute{a}x} = 5,0 \text{ kN/m}$ para el dique de la margen izquierda y $\tau_{sm\acute{a}x} = 1,67 \text{ kN/m}$ para el dique de la margen derecha.

f. Protección al pie del talud

Es necesario proteger el pie de talud contra los fenómenos de socavación general. Para el cálculo se tiene un caudal cuyo periodo de retorno es de 500 años

($Q=789,1 \text{ m}^3/\text{s}$) se aplicó la ec. 1.10 para el análisis en el sentido longitudinal. Por otro lado, el extremo aguas arriba del dique de la margen izquierda debe ser protegido y se calculó la socavación local aplicando la ecuación 2.10 de Artamonov. En la Tabla N°3.11 se muestra un resumen de lo mencionado.

Se colocará mantos antisocavación a lo largo del pie de los diques. El ancho de los mantos será el doble de la altura de socavación y se indica en la tabla siguiente.

Tabla N° 3.12 Socavación en el sistema de diques guía.

Ubicación	Socavación general	Socavación local	Ancho de protección	
			A lo largo	Punta
Dique guía margen izquierda	8,80 m	-	17,6 m	
Dique guía margen derecha	7,21 m	-	14,5 m	
Extremo aguas arriba del dique guía margen izquierda	8,25 m	2,11 m		20,8 m

g. Material

De acuerdo a la distribución mostrada en la Figura N°3.42 se tiene tres tipos de tubos de geotextil: 6,1 x 2,4 m, 4,0 x 1,4 m y 1,95 x 0,7 m.

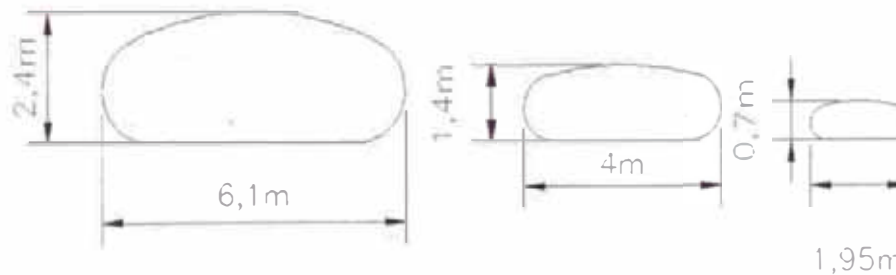


Figura N°3.42 Dimensiones de tubos de geotextil usados en la estructura de los diques

Están conformados por un geotextil tejido de polipropileno TR 4000 (Ver Tabla N°3.13) con una resistencia a la tracción de 66 kN/m mayor a la generada por la acción del río (5 kN/m y 1,67 kN/m) y una abertura aparente de 60 mm lo cual no permitirá el paso de las partículas del material que estará en su interior. El tipo de geotextil puede variar dependiendo del proveedor (ver Anexo 5), el material de relleno corresponde al que encontramos en el lecho del río.

Tabla N° 3.13 Propiedades del Geotextil elegido

Propiedad	Unidad	TR 4000
Material	PP	Polipropileno estabilizado UV
Método GRAB:		
Resistencia a la tensión	N	2 400
Elongación	%	16
Método de la TIRA ANCHA:		
Sentido longitudinal	kN/m	66
Elongación	%	22
Sentido transversal	kN/m	57
Elongación	%	15
Método CBR		
Resistencia al punzonamiento	kN	3,3
Resistencia al rasgado trapezoidal	N	230
Tamaño de abertura aparente	mm (N°tamiz)	0,60 (30)
Permeabilidad	cm/s	$0,8 \times 10^{-2}$
Espesor	mm	1,2
Resistencia uv @ 500 horas	%	>70

3.5.2. Diseño de la Alternativa de Defensa 2: Sistema de Espigones

A continuación se presenta el procedimiento de diseño para la segunda alternativa. Lo componentes que la conforman han sido mencionados en el ítem 3.4.4 y los planos de diseño se encuentran en el Anexo 7.

3.5.2.1. Encauzamiento y protección del talud derecho aguas arriba del puente

El diseño y disposición es el mismo que el presentado en el ítem 3.5.1.1. Ver plano MAVILA-HD-400 y memoria de cálculo MC-02.

3.5.2.2. Diques guía aguas abajo en ambos estribos

Estos diques son similares a los utilizados en el sistema de protección de la alternativa 1. Tiene un ancho de corona de 4 m, son de 10 m de largo, y el talud de derrame es 1,3H : 1V. Está compuesto también por tubos de polipropileno cuyo material de relleno corresponde al material de la zona.

(Ver ítem 3.5.1.2)

3.5.2.3. Diseño de espigones

El sistema de espigones está conformado por 4 espigones ubicados en la margen izquierda aguas arriba del puente como muestra el plano MAVILA-HD-300 (Anexo7). El sustento del cálculo para el dimensionamiento se presenta en la memoria de cálculo MC-04 (Anexo 4).

a. Ángulo de orientación

Para tramos curvos en el ítem 2.3.2.3. se recomienda que el ángulo de orientación “ θ ” sea menor a 90° , se ha adoptado una inclinación de 75° grados como recomienda el Corps of Engineers (Ver Tabla N°2.6). Además como se muestra en la Figura N°2.9 el ángulo de desviación “ β ” es 15° .

En la Figura N°3.43 se muestra la distribución del sistema de espigones.

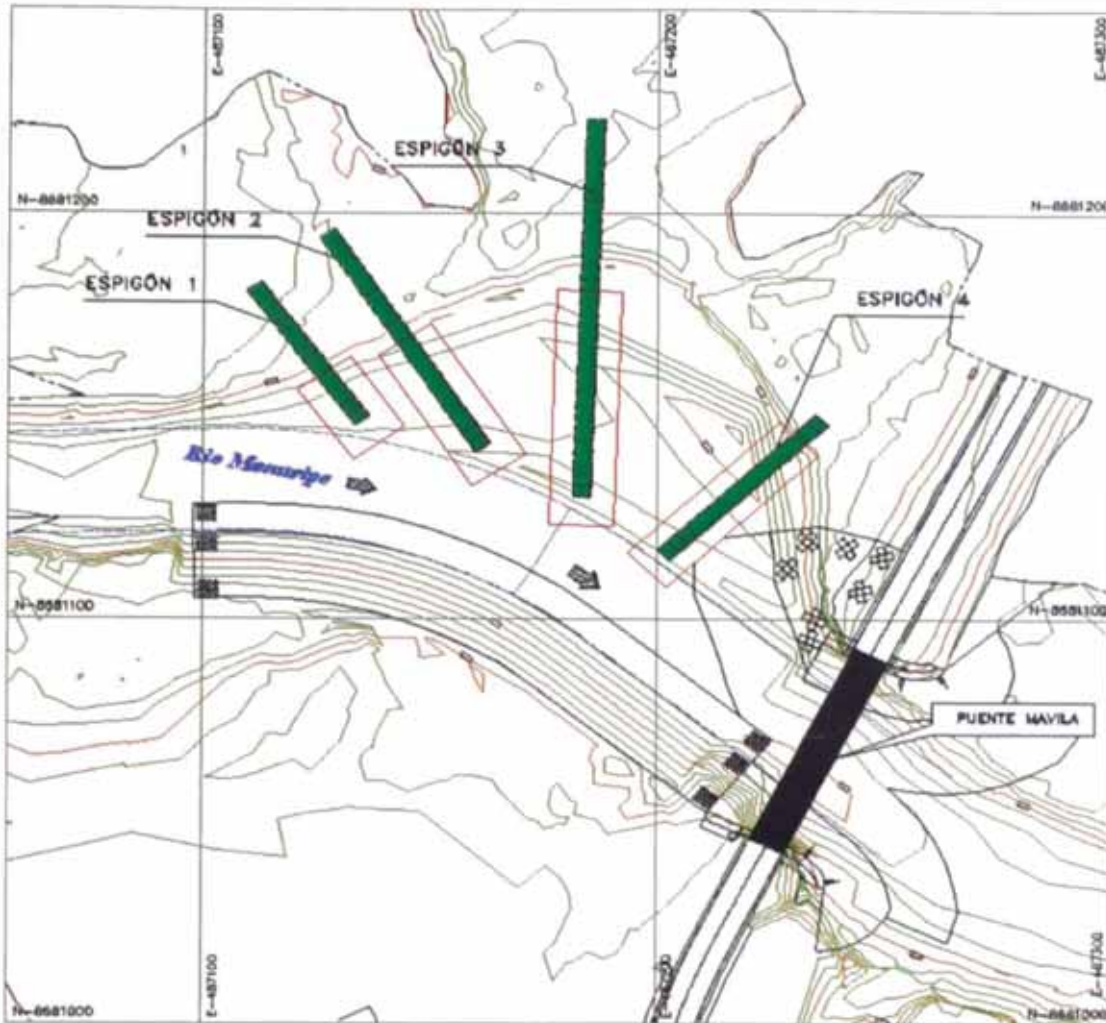


Figura N° 3.43 Distribución del sistema de espigones

b. Cota de corona

A partir del modelamiento hidráulico con el caudal dominante $Q = 284 \text{ m}^3/\text{s}$ (Ver Anexo 3) la superficie de agua llega aproximadamente a 226 msnm. Se considera que la corona de los espigones este un metro más alto, es decir a 227 msnm.

c. Longitud de los espigones

En primer lugar se debe definir la ubicación de los extremos libres de los espigones, para esto se trazó una curva paralela al eje del río a unos 8 metros del margen

izquierdo del cauce. El extremo de los espigones no debe pasar esta curva para que los vórtices generados entre ellos no interfieran en el cauce principal del río.

Se consideró una longitud de empotramiento igual a 25% de la longitud total para el primer espigón y para los restantes un 15% de la longitud total (Ver ítem 2.3.2.1).

Cada espigón está formado por 4 tubos de geotextil de 1,4 m de alto, colocados unos sobre otro como muestra la Figura N°3.44, cuyas longitudes se encuentran en la Tabla N°3.14. Además en la foto N°2.4 se muestra la colocación de un tubo.

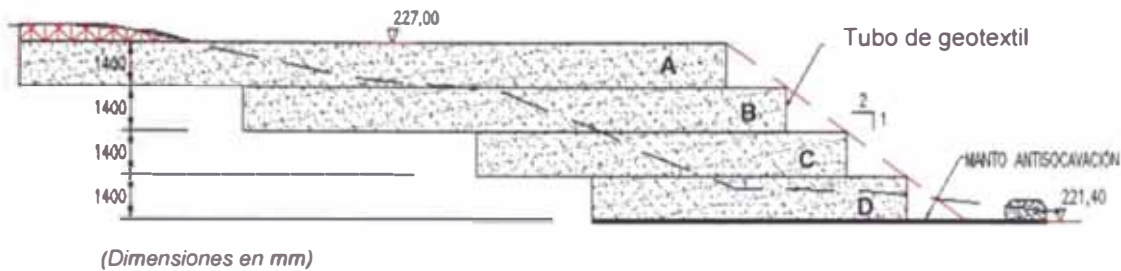


Figura N° 3.44 Sección longitudinal típica de espigones.

Tabla N° 3.14 Longitud de espigones

Espigón	Long. Tubo de geotextil A (m)	Long. Tubo de geotextil B (m)	Long. Tubo de geotextil C (m)	Long. Tubo de geotextil D (m)
1	32,50	25,00	17,00	15,50
2	55,00	40,00	34,00	32,00
3	85,00	67,50	51,00	51,00
4	40,00	42,50	37,00	41,50

d. Talud del extremo de los espigones

Como se recomienda en el ítem 2.3.2.2. el extremo de cada espigón se consideró un talud de 2:1 (H:V).

e. Sección Transversal de los espigones

Cada espigón tiene forma rectangular, con un ancho de corona de 4 m, como se muestra en la Figura N°3.44. En la zona empotrada estará cubierta por una capa de

material propio seleccionado de 0,50 m de espesor. Los geotubos de 4m de ancho, estarán apilados uno sobre otro y confinados dentro de una malla de pilotes de acero.

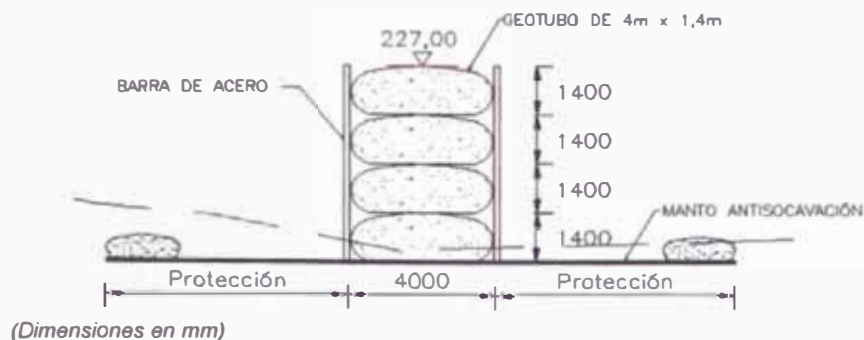


Figura N° 3.44 Sección transversal típica de espigones.

f. Protección al pie de los espigones

Para evitar daños generados por los procesos de socavación será necesario colocar una protección. Con el caudal de 789,1 m³/s (Tr = 500 años) y a partir de la ec. 1.10 se obtuvo un valor de socavación general, así mismo para el análisis en la punta de cada espigón se calculó la socavación local por el método de Liu (Ec. 2.7) ya que según el modelamiento es la zona más afectada. En la tabla N°3.15 se muestra un resumen de los valores obtenidos.

Tabla N° 3.15 Socavación en el sistema de espigones

Espigón	Socavación general (m)	Socavación local (m)	Socavación de diseño (m)
1	1,12	2,09	3,21
2	0,00	3,25	3,25
3	0,00	3,45	3,45
4	0,00	2,57	2,57

Se colocó un manto antisocavación en las zonas donde aparecen los vórtices, es decir entre los espigones (Ver Figuras N°3.35, N°3.36, N°3.37), y en los extremos de cada espigón. El ancho de manto será 1,5 veces la socavación de diseño para los laterales y de 2 veces dicha socavación para el extremo del espigón (Ver Figura N°2.20). En la Tabla N°3.16, se presentan las longitudes de protección.

Tabla N° 3.16 Ancho del manto antisocavación

Espigón	Ancho en los laterales (m)	Ancho al extremo (m)
1	5,00	6,50
2	5,00	6,50
3	5,20	7,00
4	4,00	5,20

g. Material

Se usarán tubos de geotextil de 4m de ancho por 1,4 m de alto. El material que conforma el geotubo, es geotextil tejido de polipropileno TR 4000, elegido a partir de la información recibida por el proveedor (Anexo 5), las propiedades del insumo muestran en la Tabla N°3.13. El material de relleno será propio de la zona.

3.5.2.4. Protección del terraplén del estribo izquierdo

El terraplén aguas arriba del estribo izquierdo deberá ser protegido, ya que en esta zona se presentan vórtices formados por el flujo y que pueden dañar la estructura (Ver Figura N°3.39). Aunque presenta velocidades bajas (1 m/s), se debe colocar una protección, al igual que la protección de la margen derecha aguas arriba del puente se colocó un manto de geoceldas arena-cemento.

Tendrá un talud de 1V:2H, y se considera una longitud aproximada de 30 m a lo largo del terraplén que es aproximadamente la distancia donde se presentan estos vórtices según el modelamiento en el River 2D (Ver Anexo 3). El material tendrá las características presentada en la Tabla N°3.10. Y su distribución se muestra en el plano MAVILA-HD-300.

CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

- a. Del estudio hidrológico se obtuvieron los siguientes caudales de avenidas:
- $Q=528,3 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno de 100 años
 - $Q=789,1 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno de 500 años
- b. Las alternativas de defensas ribereñas para el puente Mavila estudiadas son las siguientes:
- Alternativa 1: Sistema de diques guía. Conformada por un dique de 30 m de longitud aguas arriba del puente en la margen izquierda, diques guía de 10 m aguas debajo de puente en ambas márgenes y un encauzamiento en la margen derecha aguas arriba del puente. Esta alternativa permite una redirección del flujo para que ingrese perpendicularmente al vano del puente.
 - Alternativa 2: Sistema de espigones. Conformada por una batería de 4 espigones en la margen izquierda del río aguas arriba de puente, diques guía de 10 m de largo aguas abajo del puente en ambos estribos, protección del talud del terraplén del estribo izquierdo del puente y un encauzamiento en la margen derecha aguas arriba del puente. Esta alternativa genera una disminución considerablemente la curvatura río que erosionaba el estribo del puente, dando una orientación adecuada al flujo.

Del estudio hidráulico, se concluye que ambas alternativas son adecuadas para la protección del puente, para ambos casos la acción hidrodinámica del río Mavila (río de llanura amazónica) se ve controlado y disminuye los efectos erosivos que se generan al colocar un puente sobre el cauce del mismo. Se debe elegir la alternativa que presente el menor costo.

- c. Se utilizaron tres materiales no convencionales para la protección del puente:
- Geoceldas, para la protección del margen derecho del río. Este material flexible resiste la actividad hidrodinámica de un río de llanura amazónica (sinuosidad).
 - Tubos de geotextil, para los diques y espigones según sea el caso. Rellenos con el material propio del cauce lo que reemplaza el uso de los materiales convencionales (roca)
 - Manto antisocavación, para contrarrestar la erosión. Colocado en todas aquellas zonas donde el flujo forma vórtices que dañan las estructuras.

Del estudio hidráulico se concluye que estos materiales en dimensiones adecuadas protegen eficientemente el sistema de defensa.

- d. El modelamiento en dos dimensiones mediante el programa River 2D, nos permite representar con mayor detalle la magnitud y dirección de los flujos de avenida, lo cual nos permite ubicar adecuadamente los sistemas de defensa y la magnitud de los mismos.

4.2. RECOMENDACIONES

- a. Se recomienda que para todo río de llanura amazónica no se realice un modelamiento hidráulico en 1 dimensiones por la alta sinuosidad que presentan y el constante traslado de su cauce principal.
- b. Se recomienda profundizar la investigación del uso de materiales no convencionales en ríos de llanura amazónica.
- c. Se recomienda realizar una evaluación económica para las alternativas planteadas para la defensa del Puente Mavila y así escoger la más conveniente.

BIBLIOGRAFIA

- Arcement G.J. y Schneider V.R., "Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains", United State Geological Survey Water-supply, Paper 2339, Washington, USA, 1997.
- Bradley Joseph N., "Hydraulics of Bridge Waterways", HDS 1, U. S. Dept. of Commerce, Bureau of Public Roads, Washington, USA, 1978.
- Ceballos Julian, "Modelación Hidráulica y Morfodinámica de cauces sinuosos, Aplicación a la quebrada La Marinilla", Universidad Nacional de Colombia, Colombia, 2011.
- Chow Ven Te, "Hidráulica de Canales Abiertos", Editorial McGraw-Hill, Illinois, USA, 1994.
- Fracassi Gerardo, "Obras de sistematización fluvial en torrentes y ríos con Espigones", Manual Técnico, Primera Edición, Editorial Maccaferri, Sao Paulo, Brasil, 2012.
- Gevara M.E., "Socavación en puentes", Universidad del Cauca, Popayán, Colombia. 1998.
- Gracia Jesús y Maza José, "Manual de Ingeniería de ríos", Capítulo 11 Morfología de ríos, Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), México D.C., 1997.
- Kohnke y Boller, "Control de erosión lineal", 1989.
- Kvist Lars Peter y Nebel Gustav, "Bosque de la llanura aluvial del Perú: ecosistemas, habitantes y uso de los recursos", Folia amazónica Vol. 10 (1-2), Royal Veterinary and Agricultural University, Frederiksberg, Dinamarca, 2000.
- Lagasse P.F., Clopper P.E., Pagán-Ortiz J.E. y Zevenbergen L.W., "Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures, Experience, Selection and Design Guidance", Design Guideline 15 Guide Banks, U.S. Department of Transportation, Washington, USA, 2011.
- Lagasse P.F., Zevenbergen L.W., Spitz W.J. y Arneson L.A., "Stream Stability at Highway Structures", HEC-20, Cuarta Edición, National Highway Institute, Virginia, USA, 2012.
- Maccaferri, "Revestimientos de canales y cursos de agua", Sao Paulo, Brasil, 2012.
- Marín Uribe Gregorio, "Hidráulica fluvial. Conceptos generales sobre morfología, dinámica y el transporte de sedimentos en ríos aluviales.

- Ecuaciones y métodos de uso más extendido para su evaluación y cálculo”, Centro de estudios Hidráulico y Ambientales”, Escuela Colombiana de Ingeniería. Colombia. 2000.
- Nava Alejandra y Cortés Darío, “Hidráulica de Ríos”, IPN Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura. México D.F., 2012.
 - Pavco S.A., “Manual de diseño de Geoestructuras”, Séptima Edición. Bogotá, Colombia. 2009
 - Pilarczyk K.W., “Design of Revetments”, Dutch Public Works Department (RWS), Hydraulic Engineering Division, Delf, Holanda. 1999.
 - Presto Geosystems, “Channel Protection System, Technical Overview”, Presto Products, Wisconsin, USA, 2008.
 - Richardson E.V. y Davis S.R., “Evaluating Scour at Bridges HEC 18”, Cuarta Edición, U.S. Department of Transportation, Washington D.C., USA, 2001.
 - Rocha Arturo, “La morfología fluvial y su incidencia en la estabilidad de las obras viales”, VIII Congreso Internacional Obras de Infraestructura Vial, Instituto de la Construcción y Gerencia, Lima, Perú , 2009.
 - Salas Salinas Marco Antonio, “Obras de protección contra inundaciones”, Primera Edición, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México D.F., 1999.
 - Vide Juan P. Martín, “Ingeniería de ríos”, Ediciones UPC Universidad Politecnica de Catalunya, Barcelona, España, 2003.
 - Weber Juan F., “Hidráulica del transporte de sedimentos” Universidad Nacional de Córdoba, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Argentina, 2003.