

ANEXO IV: ESTUDIOS HIDRÁULICOS



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6

**MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS
DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD**

**Diseño, construcción, operación y financiamiento
de la infraestructura vial en
Ruta N° 6 tramo Cuchilla Grande – Ruta 12 y
Bypass San Ramón**

CIRCUITO 6

PROYECTO CONSTRUCTIVO

29 DE JUNIO 2020



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. RÍO SANTA LUCÍA
 - 2.1. INFORMACIÓN DE BASE
 - 2.1.1. DATOS DE NIVELES Y CAUDALES
 - 2.1.2. TOPOGRAFÍA
 - 2.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO
 - 2.2.1. CUENCA DE APORTE
 - 2.2.2. ESTRUCTURA DEL MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS
 - 2.2.3. TORMENTA DE DISEÑO
 - 2.2.4. MÉTODO DE PÉRDIDAS: NÚMERO DE CURVA DEL SERVICIO DE CONSERVACIÓN DE SUELOS (SCS)
 - 2.2.5. MÉTODO DE TRANSFORMACIÓN: HIDROGRAMA UNITARIO SCS
 - 2.2.6. MÉTODO DE CAUDAL BASE: RECESIÓN
 - 2.2.7. MÉTODO DE TRANSITO HIDROLÓGICO: LAG & K
 - 2.2.8. HIDROGRAMAS DE DISEÑO
 - 2.3. ESTUDIO HIDRÁULICO
 - 2.3.1. ARMADO DEL MODELO
 - 2.3.2. DEFINICIÓN DE LOS PUENTES SOBRE EL RÍO SANTA LUCÍA
 - 2.4. ESTUDIO DE SOCAVACIÓN
 - 2.4.1. MARCO TEÓRICO
 - 2.4.2. INFORMACIÓN GEOTÉCNICA
 - 2.4.3. ESTUDIO DE SOCAVACIÓN EN EL PUENTE SL1
 - 2.4.4. ESTUDIO DE SOCAVACIÓN EN EL PUENTE SL2
 - 2.4.5. ESTUDIO DE SOCAVACIÓN EN EL PUENTE SL3
 - 2.5. DISEÑO DE ENROCADO DE PROTECCIÓN DE ESTRIBOS
 - 2.5.1. TAMAÑO DE ROCA
 - 2.5.2. ESPECIFICACIONES DE LA ROCA
 - 2.5.3. UBICACIÓN DEL ENROCADO
 - 2.5.4. GEOTEXTIL DE FILTRO



-
- 2.6. ESTUDIO DE ATAGUÍAS
 - 2.6.1. ESTUDIO DE ATAGUÍAS EN EL PUENTE SL1
 - 2.6.2. ESTUDIO DE ATAGUÍAS EN EL PUENTE SL2
 - 2.6.3. ESTUDIO DE ATAGUÍAS EN EL PUENTE SL3
 - 2.7. CONCLUSIONES
 3. ARROYO TALA
 - 3.1. ESTUDIO HIDROLÓGICO
 - 3.1.1. CUENCA DE APOORTE
 - 3.1.2. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN
 - 3.1.3. TORMENTA DE DISEÑO
 - 3.1.4. PRECIPITACIÓN EFECTIVA
 - 3.1.5. HIDROGRAMAS DE DISEÑO
 - 3.2. ESTUDIO HIDRÁULICO
 - 3.2.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE MODELACIÓN HEC-RAS
 - 3.2.2. ARMADO DEL MODELO
 - 3.2.3. ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO ACTUAL
 - 3.2.4. RESULTADO DE LA SIMULACIÓN CON EL NUEVO PUENTE
 - 3.3. ESTUDIO DE ATAGUÍAS
 - 3.3.1. RESULTADOS
 - 3.4. ESTUDIO DE SOCAVACIÓN
 - 3.4.1. MARCO TEÓRICO
 - 3.4.2. INFORMACIÓN GEOTÉCNICA
 - 3.4.3. RESULTADOS OBTENIDOS
 - 3.5. DISEÑO DE ENROCADOS DE PROTECCIÓN DE ESTRIBOS
 - 3.5.1. TAMAÑO DE ROCA
 - 3.5.2. ESPECIFICACIONES DE LA ROCA
 - 3.5.3. UBICACIÓN DEL ENROCADOS
 - 3.5.4. GEOTEXTIL DE FILTRO
 - 3.6. CONCLUSIONES
 4. REFERENCIAS



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6



1. INTRODUCCIÓN

En este anexo se presentan los estudios hidrológicos e hidráulicos del río Santa Lucía y el arroyo Tala, realizados para el proyecto de los 3 nuevos puentes del nuevo by-pass a la ciudad de San Ramón y la variante de trazado en el cruce del arroyo Tala, en el marco de la Participación Público Privada (PPP) correspondiente al Circuito 6.

En la figura a continuación se presenta la traza del by-pass a San Ramón y la localización de los nuevos puentes, denominados en este estudio: SL1, SL2 y SL3. Esta misma nomenclatura aplica a los tramos de río correspondientes.



Figura 1-1 Ubicación de los nuevos puentes a estudiar

En la oferta los 625 m de puente se distribuían de la siguiente manera:

- 460 m de puente sobre el brazo SL1 entre las Progresivas 80+300 y 80+760
- 45 m de puente sobre el brazo SL2 entre las Progresivas 81+430 y 81+475
- 120 m de puente sobre el brazo SL3 entre las Progresivas 82+240 y 82+360

Este trabajo tiene por objetivo definir las longitudes y ubicaciones óptimas de los 3 puentes del sistema del río Santa Lucía incluidos en el nuevo by-pass a la ciudad de San Ramón.



En el caso del puente del arroyo Tala, tras definirse la mejor zona para realizar el nuevo puente, se recibió el proyecto vial optimizado para la nueva ubicación del puente. Con ese proyecto el puente tiene un esviaje de 38° con respecto a la perpendicular a la dirección preferencial del flujo del arroyo.

Se planteó un puente de 150 m de longitud. Para que el esviaje no genere problemas de pérdida de carga ni aumento de socavaciones, se colocaron tanto los estribos como las pilas paralelas al flujo del arroyo.

Para realizar el diseño hidráulico y evaluar la afectación de la implantación de los puentes sobre los niveles de los cursos de agua se realizaron estudios hidrológicos e hidráulicos considerando las crecidas de 100 años de período de retorno.

El estudio hidrológico consistió en la modelación hidrológica de la cuenca de aporte utilizando el software *Hydrologic Modeling System* (en adelante, HEC-HMS) desarrollado por el *US Army Corps of Engineers* e incluyó la caracterización de la cuenca, el cálculo del tiempo de concentración, la definición de la tormenta de diseño para obtener el hidrograma asociado a 100 de período de retorno.

El estudio hidráulico consistió en la modelación unidimensional utilizando el programa *Hydrologic Engineering Centers River Analysis System* (en adelante HEC-RAS) desarrollado también por el *US Army Corps of Engineers*, el cual es distribuido en forma libre. Este modelo fue utilizado para evaluar el diseño de los futuros puentes.

Estructuralmente el informe se desarrolla en once capítulos además del presente capítulo introductorio. Los capítulos 2 a 6 presentan los estudios del río Santa Lucía, los capítulos 7 a 11 presentan los estudios del arroyo Tala y el capítulo 12 incluye las referencias bibliográficas.

El estudio del río Santa Lucía se presenta en el Capítulo 2 y el estudio del arroyo Tala en el Capítulo 3. En ambos capítulos se presenta la información de base utilizada, el estudio hidrológico para la definición de los hidrogramas de entrada al modelo, el desarrollo del modelo unidimensional, la evaluación hidráulica del diseño de los puentes, el estudio de socavación y las conclusiones del estudio. En el Capítulo 4 se presentan la bibliografía utilizadas en este estudio.

2. RÍO SANTA LUCÍA

2.1. Información de base

2.1.1. Datos de niveles y caudales

Fueron obtenidos los datos medidos en las estaciones hidrométricas de la Dirección Nacional de Aguas (en adelante DINAGUA). En la Tabla a continuación se presentan las estaciones donde fueron obtenidos los datos, las coordenadas de la estación, las variables obtenidas y el período de datos disponible. En la figura a continuación se presenta la ubicación de las estaciones.

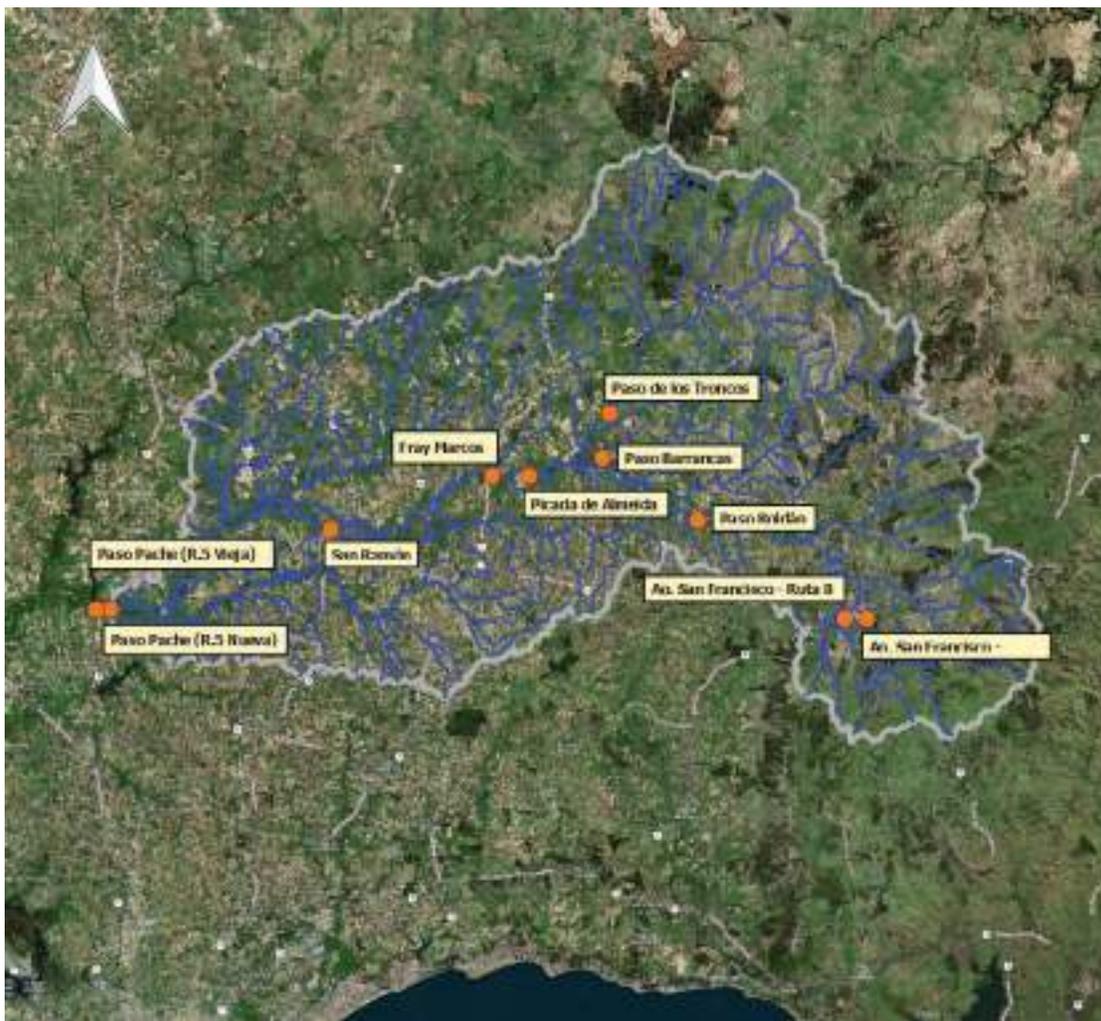


Figura 2-1 Ubicación de las estaciones hidrométricas en la cuenca



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6

Tabla 2-1 Características de las estaciones hidrométricas en la cuenca

Código	Nombre	Coordenadas geográficas		Variables	Período de registro de datos
		E (m, UTM94 - 14Q)	N (m, UTM94 - 14Q)		
23	San Ramón	596615	6206286	Nivel Caudal	1/6/1915 – 31/1/2010
42	Picada de Almeida	621556	6212650	Nivel Caudal	1/8/1946 – 31/8/1977
44	Fray Marcos	616950	6212709	Nivel Caudal	7/4/1974 - 19/2/2019 ¹
58	Paso Barrancas	630799.	6214744	Nivel	11/5/1954 – 31/5/1980
59	Paso Pache (R.5 Vieja)	567086	6196563	Nivel Caudal	1/1/1954 – 21/1/1987
59.1	Paso Pache (R.5 Nueva)	568926	6196550	Nivel Caudal	16/3/1983 - 19/2/2019 ²
117	Paso Roldán	642660	6206807	Nivel Caudal	1/12/1969 – 19/2/2019 ³
119	Paso de los Troncos	631799	6220276	Nivel Caudal	13/5/1970 - 19/2/2019 ⁴
138	Ao. San Francisco (ruta 8)	660865	6194308	Nivel	18/1/1979 – 31/12/1986
138.1	Ao. San Francisco (presa)	663623	6194260	Nivel	20/1/1987 – 31/5/1993

La figura a continuación presenta los períodos con presencia de datos donde se observan datos faltantes en los períodos de registro de datos de las estaciones.

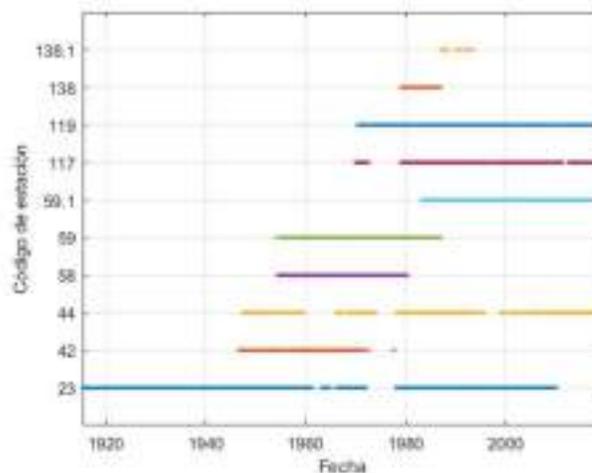


Figura 2-2 Períodos con registro de datos en las estaciones

En la figura a continuación se presentan los datos de nivel de todas las estaciones.

¹ Estación telemétrica, transmite en tiempo real.

² Estación telemétrica, transmite en tiempo real.

³ Estación telemétrica, transmite en tiempo real.

⁴ Estación telemétrica, transmite en tiempo real.



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6

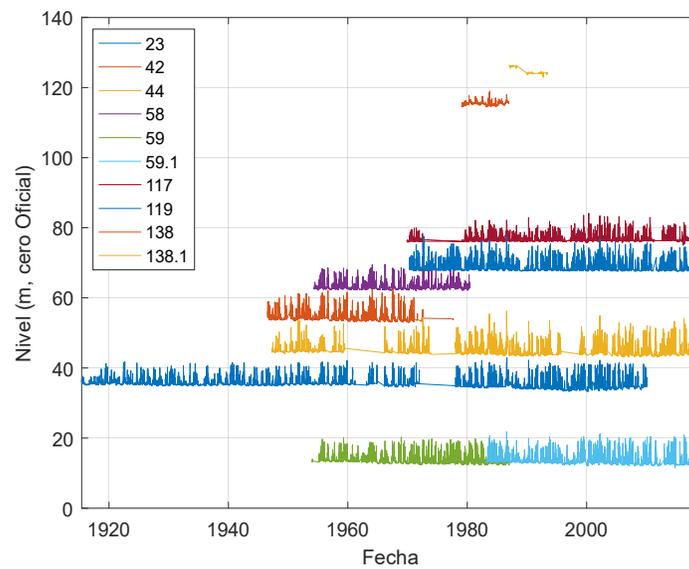


Figura 2-3 Niveles medidos en las estaciones de la cuenca

Se solicitó a DINAGUA los caudales asociados a los eventos escogidos para la calibración y validación del modelo hidráulico.

2.1.2. Topografía

En el marco de este proyecto se realizó el relevamiento topo-batimétrico de transectas del curso de agua. En la Figura a continuación se presentan las secciones relevadas.

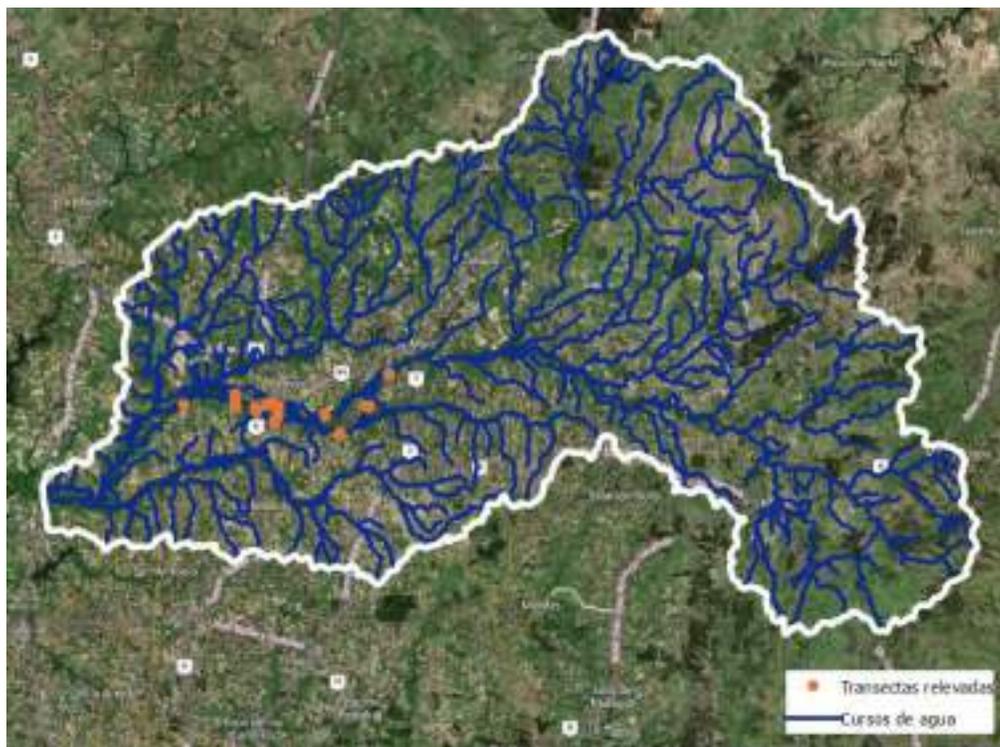


Figura 2-4 Transectas relevadas en el marco del proyecto

2.2. Estudio hidrológico

La modelación hidrológica permite determinar el hidrograma en un punto de interés dentro de la cuenca, realizando para ello, la transformación de lluvia en escurrimiento. Estos modelos están basados en la conceptualización del balance hídrico y en la transferencia de flujo que contempla el ciclo hidrológico.

Existen diferentes tipos y estructuras de modelos hidrológicos, los cuales resuelven diversos problemas. Por ejemplo, los modelos hidrológicos continuos son ampliamente ocupados para pronóstico de crecidas, gestión del recurso hídrico y evaluación de impacto del Cambio Climático en la disponibilidad hídrica. Asimismo, los modelos hidrológicos de eventos permiten determinar el caudal máximo de un evento de tormenta histórica o hipotética. Este último tipo de modelos son generalmente usados para diseño hidrológico en infraestructuras hidráulicas.

El modelo hidrológico de eventos HEC-HMS ha sido desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE, por sus siglas en inglés) con el fin de realizar simulación de eventos históricos e hipotéticos de eventos de tormenta por medio de transformación de lluvia a escurrimiento superficial en una cuenca. Este modelo está basado en los siguientes métodos para el cálculo del caudal en la salida de la cuenca (Sánchez, 2001)

- Método de pérdidas: en el cual se calcula la lluvia neta o la parte de la lluvia que puede generar escorrentía directa.
- Método de transformación de lluvia en escorrentía: en la cual se calcula la escorrentía directa producida por la lluvia que no infiltra el suelo.
- Método de flujo base: el cual permite sumar la escorrentía base a la escorrentía directa a lo largo del tiempo
- Método de tránsito: el cual permite trasladar y atenuar el hidrograma de entrada a lo largo del cauce.

Este estudio realiza la modelación hidrológica con base en un evento hipotético de tormenta usando el software HEC-HMS, con el fin de evaluar el caudal de salida de la cuenca y posteriormente utilizarlo como dato de ingreso en el modelo hidrodinámico HEC-RAS.

2.2.1. Cuenca de aporte

Se consideró la cuenca del río Santa Lucía con punto de cierre en el puente de Ruta 5. Esta cuenca posee un área superficial de 4915,5 km² repartida en los departamentos de Lavalleja (50%), Florida (21%), Maldonado (1%) y Canelones (28%).

Para su delimitación se consideraron las curvas de nivel cada 10 m de Infraestructura de Datos Espaciales (en adelante, IDE) y fotografías aéreas obtenidas de Google Earth.

Las figuras a continuación muestran la ubicación y el trazado de la cuenca. La Tabla 2-2 presenta sus características físicas.



Figura 2-5 Ubicación en Uruguay de la cuenca de estudio

En la Figura a continuación se presenta la ubicación detallada de la cuenca de estudio.



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6



Figura 2-6 Ubicación detallada de la cuenca de estudio

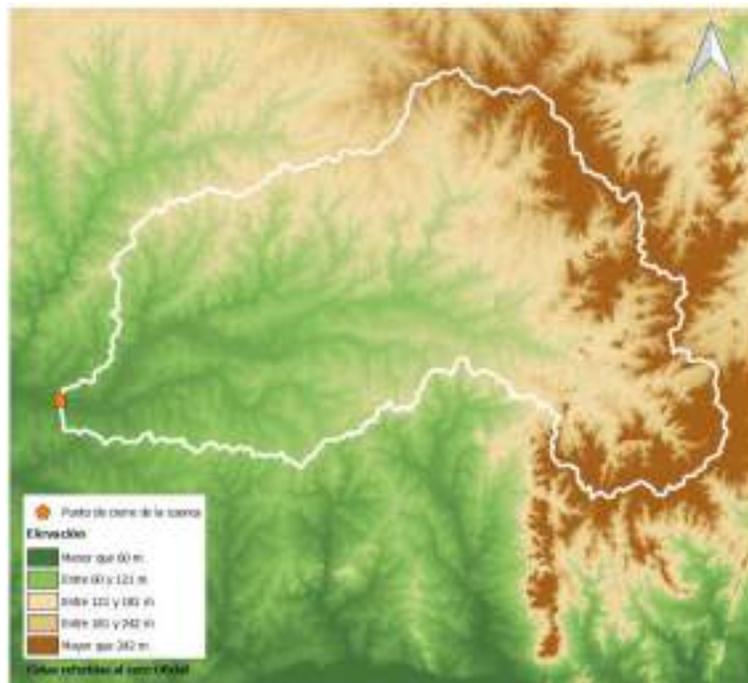


Figura 2-7 Elevación del terreno en la zona de estudio

Tabla 2-2 Características físicas de la cuenca de aporte

Área (km²)	Longitud del curso principal (km)	Alt (m)	Pendiente (m/m)
4941,5	186,8	385	0,0021

2.2.2. Estructura del modelo hidrológico HEC-HMS

Dadas las dimensiones de la cuenca de aporte, del orden de 5000 km², el modelo hidrológico fue estructurado de forma semidistribuido, es decir, la cuenca fue dividida en segmentos menores o subcuencas de menor tamaño. Esto tuvo como finalidad describir mejor las variaciones en los usos de suelo dentro de la cuenca y el tránsito de las crecidas, dado que tienen una importancia significativa en la generación de escorrentía directa.

La Figura 2-8 detalla la configuración del modelo hidrológico semidistribuido de 25 subcuencas en el Río Santa Lucía, las cuales están conectadas por medio de elementos de tránsito hidrológico por el método de Lag & K.

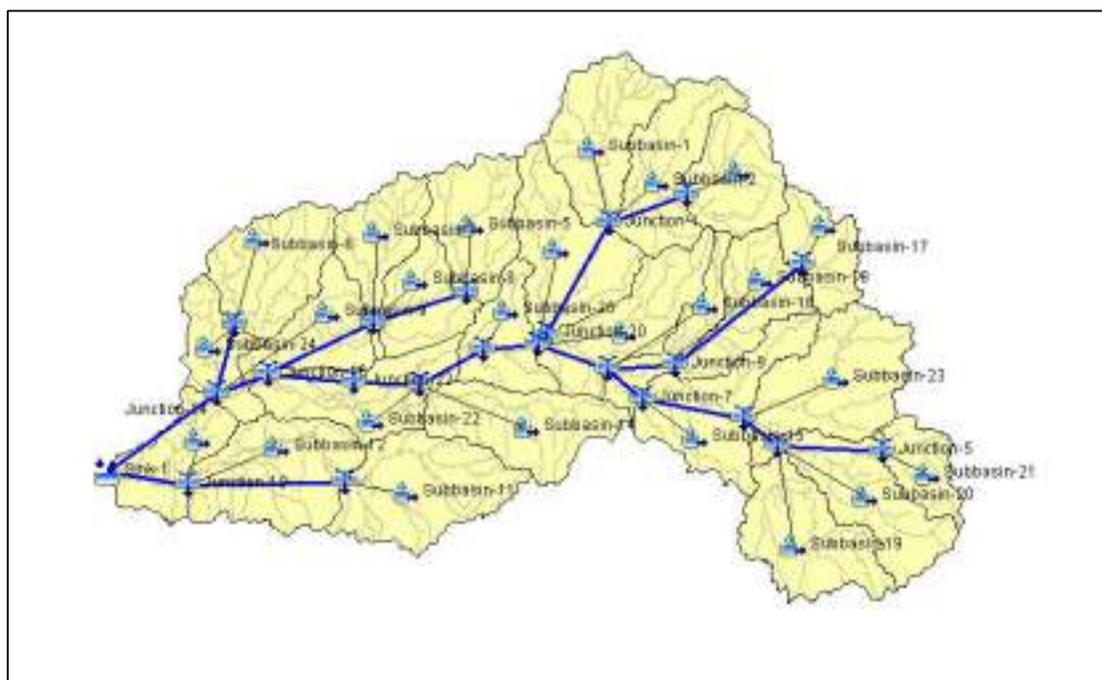


Figura 2-8 Configuración semidistribuida del modelo hidrológico

Adicionalmente, la Figura 2-9 presenta el número identificador de las subcuencas consideradas y la Tabla 2-3 presenta las características de cada una.



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6

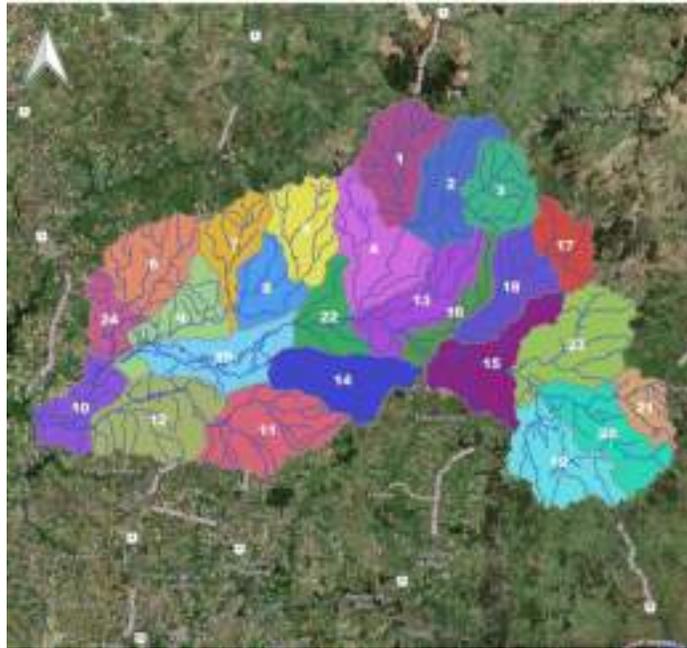


Figura 2-9 Subcuencas consideradas en el estudio hidrológico

Tabla 2-3 Características de las subcuencas

ID	Área (km²)	Longitud del curso principal (km)	Alt (m)	Pendiente (m/km)
1	233,7	35,5	190	0,005
2	218,1	32,5	170	0,005
3	179,4	22,4	230	0,010
4	260,1	38,3	130	0,003
5	192,0	28,1	115	0,004
6	218,8	31,8	95	0,003
7	155,3	30,2	105	0,003
8	142,0	20,5	85	0,004
9	180,2	40,5	75	0,002
10	155,4	26,3	50	0,002
11	286,0	42,1	60	0,001
12	283,2	40,2	55	0,001
13	225,7	44,2	140	0,003
14	232,8	41,0	70	0,002
15	240,9	39,1	275	0,007
16	105,0	38,2	150	0,004
17	126,3	15,8	170	0,011
18	184,1	32,6	265	0,008
19	240,8	37,4	265	0,007
20	223,2	36,6	290	0,008
21	100,8	20,0	255	0,013
22	137,7	21,0	75	0,004
23	297,1	35,2	215	0,006
24	104,1	25,2	85	0,003
25	218,7	34,5	55	0,002



2.2.3. Tormenta de diseño

Para este tipo de modelo solamente se requiere como variable de entrada, la lluvia para cada una de las subcuencas. En este estudio, se consideró la correspondiente a 100 años de período de retorno (en adelante, T_r).

Esta tormenta fue construida mediante el Método de Bloque Alterno, recomendado en el manual "Diseño de Aguas Pluviales Urbanas" de la Dirección Nacional de Agua y Saneamiento (en adelante, DINASA)⁵. Para el armado de las tormentas se empleó la información disponible de curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (en adelante, curvas IDF) presentada en el mismo manual.

En el Método de Bloque Alterno, la intensidad de la lluvia se divide en intervalos de tiempo Δt , donde la intensidad de la lluvia se mantiene constante. La intensidad de precipitación es la tasa promedio de lluvia, expresada generalmente en milímetros por unidad de tiempo sobre una cuenca dada. El valor que asume está íntimamente ligado al T_r y a la duración de la lluvia.

A efectos del cálculo de la intensidad de precipitación se emplearon las curvas IDF de acuerdo con la Ley de Montana:

$$i = a \times t^b \times$$

Dónde:

I es la intensidad en mm/h.

t es la duración de la tormenta en horas.

a , b son coeficientes característicos; son función de la duración y del T_r y se obtienen a partir de las siguientes expresiones:

- Para duraciones menores a 3,5 horas

$$a = P(3,10,p) \times (0,1241 \times \ln(T_r) + 0,317) \times$$

$$b = -0,547 \times$$

- Para duraciones mayores a 3,5 horas

$$a = P(3,10,p) \times (0,1567 \times \ln(T_r) + 0,4017) \times$$

$$b = -0,725 \times$$

Donde,

T_r es el período de retorno en años.

⁵ Esta Dirección Nacional actualmente lleva el nombre de Dirección Nacional de Agua (en adelante, DINAGUA)


Corredores Viales – Circuito 6

$P(3,10,p)$ es la altura de precipitación para una tormenta de 3 horas de duración y Tr igual a 10 años, en mm. Este valor se obtiene de las curvas IDF. Para la ubicación del río en la zona de estudio toma un valor de 81 mm.

Se calcularon las precipitaciones de cada bloque con el Método del Bloque Alterno. Se tomó en consideración el tiempo de concentración de la subcuenca más chica para determinar el valor del intervalo Δt , tomando este un valor de 30 minutos. En el armado de la tormenta se agregaron bloques en la cola de la tormenta para asegurar el aporte durante todo el desarrollo del evento en la cuenca de estudio.

Finalmente, por tratarse de una cuenca grande, se aplica un factor de corrección ya que no es probable que la precipitación sea uniforme en toda la superficie de la cuenca.

La Figura a continuación muestra la tormenta de diseño para 100 años de período de retorno.

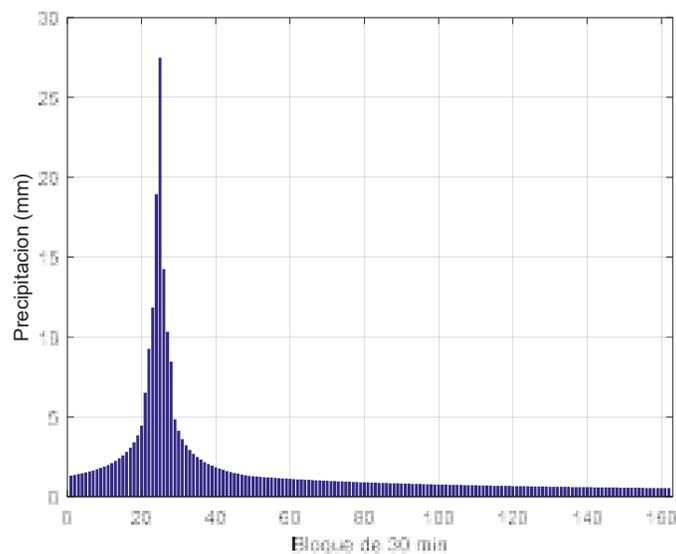


Figura 2-10 Hietograma asociado a Tr 100 años

2.2.4. Método de pérdidas: número de curva del Servicio de Conservación de Suelos (SCS)

El Servicio de Conservación de Suelos (SCS-1972, por sus siglas en inglés) desarrolló un método empírico para calcular las “pérdidas” de la lluvia de una tormenta, donde la profundidad de exceso de lluvia o escorrentía directa es siempre menor o igual a la profundidad de lluvia. Este método define parámetros que controlan el exceso de lluvia mediante un número adimensional de Numero de Curva (NC), el cual varía de 0 a 100, siendo un valor de 100 para superficies impermeables.

El número de curva (en adelante, NC) se asigna dependiendo del tipo y uso de suelo para distintas condiciones antecedentes de humedad.

Para la estimación de este parámetro consideró las capas de uso y tipo de suelo para cada una de las 25 subcuencas hidrográficas que contempla el modelo.

Para definir el tipo de suelo de las cuencas de aporte delimitadas se recurrió a la Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay del Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (en adelante, MGAP). Las unidades presentes en la cuenca se resumen en la tabla a continuación, indicando además el grupo hidrológico al que pertenece y el porcentaje que ocupa en la cuenca. En la Figura a continuación se presenta la ubicación de las distintas unidades del suelo.

Tabla 2-4 Unidad de suelo, grupo hidrológico y porcentaje de cobertura en el área total

Unidad de suelo	Código	Grupo hidrológico	Área (ha)	Porcentaje del área total
Chapicuy	Ch	B	16,1	0,33
Isla Mala	IM	C	42,7	0,86
San Gabriel - Guaycurú	SG-G	D	243,9	4,93
San Jacinto	SJc	C	1146,8	23,21
San Ramón	SR	D	19,7	0,40
Santa Clara	SCI	B	230,9	4,67
Sierra de Aiguá	SAg	D	1487,8	30,11
Sierra de Polanco	SP	B/C	11,2	0,23
Tala - Rodríguez	TI-Rd	C/D	73,6	1,49
Valle Aiguá	VA	C	760,4	15,39
Valle Fuentes	VF	C	908,5	18,38



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6

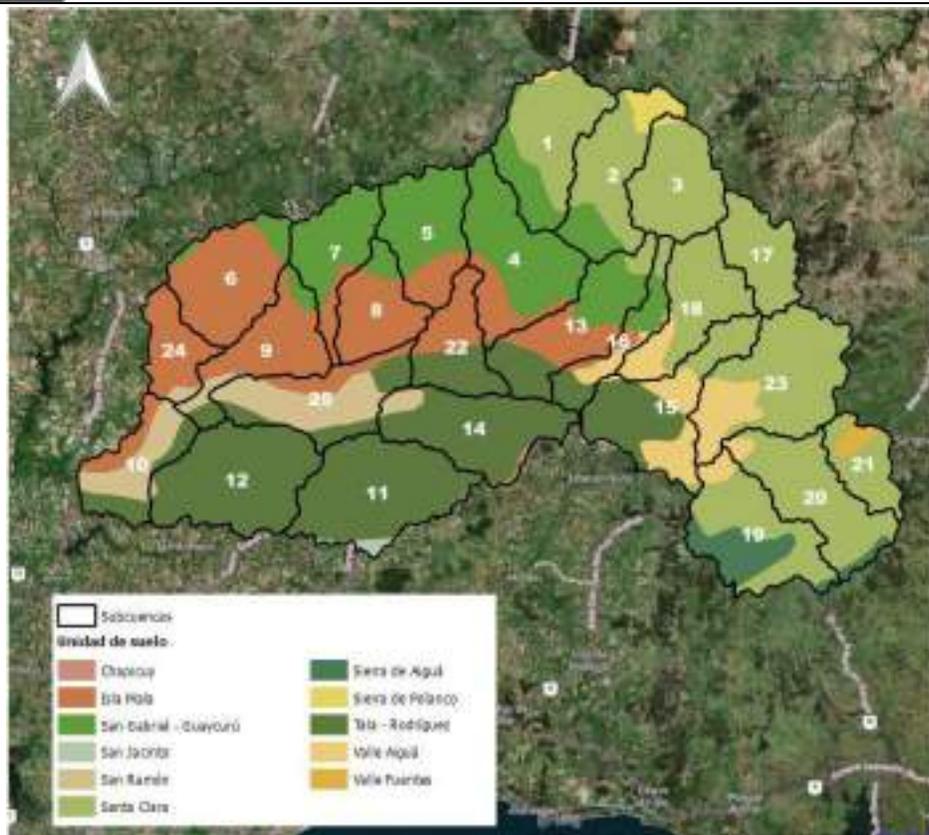


Figura 2-11 Unidades de suelo en la cuenca

Tabla 2-5 Distribución en la cuenca de los grupos hidrológicos

Grupo hidrológico	Área (ha)	Porcentaje del área total
B	246,96	5,00
B/C	11,18	0,23
C	2858,38	57,84
C/D	73,63	1,49
D	1751,39	35,44

El uso de suelo fue obtenido del mapa de Usos de Suelo del MGAP. Los usos de suelo del MGAP fueron asociados con las categorías de uso de suelo presentadas en el manual de la DINASA. En la Tabla a continuación se presenta la asociación de usos realizada.



Corredores Viales – Circuito 6

Tabla 2-6 Asociación de usos entre la carta de suelos de MGAP y el manual de DINASA

Usos en el manual de DINASA	Usos en la carta de usos de suelo del MGAP
Bosques	Monte de Abrigo y sombra < 5 ha.
	Monte Nativo
	Monte Nativo de Galería.
	Monte Nativo Serrano y de Quebrada
	Plantación de Eucaliptus > 5 ha.
	Plantación Forestal > 5 ha.
	Plantación Forestal Pino > 5ha.
Cultivos en hileras	Cultivo de Secano > 2 ha
	Cultivo Regado < 2 ha y Cultivo de Secano < 2 ha
Distritos industriales	Aeródromos
	Áreas Industriales
Hierba con baja densidad y arbustos	Herbáceo Psamófilo
	Suelo Desnudo
	Suelo Desnudo asociado a agricultura o plantación forestal.
Cursos de Agua, Lagos, Embalses, Tajamares, Areneras, Canteras	Arena de Playa
	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto
	Cursos de Agua
	Herbáceo Estacionalmente Inundado
	Herbáceo Permanentemente Inundado (Pajonal)
	Lagos, Embalses y Tajamares
	Lagunas
	Suelo Húmedo y Estacionalmente Inundado
Pradera o pastizal	Arbustos y Pradera Natural
	Parque Urbano
	Pradera Natural
	Pradera natural con Afloramiento Rocoso
	Pradera natural o mejorada o cultivo herbáceo de secano
	Pradera Natural y roca consolidada
Residencial	Área Urbana
	Urbano Disperso y Cultivos
	Urbano Disperso y Plantación Forestal
	Urbano Disperso y Pradera Natural

En la Figura a continuación se presentan los usos de suelo en las subcuencas.



Corredores Viales – Circuito 6



Figura 2-12 Usos de suelo

En la Tabla a continuación se presentan los NC asociados a cada uso del suelo obtenidos del manual de DINASA.

Tabla 2-7 Números de curva asociados a cada uso de suelo

	A	B	C	D
Bosques	45	66	77	83
Cultivos en hileras	72	81	88	91
Hierba con baja densidad y arbustos	30	58	71	78
Cursos de agua, lagos, embalses, tajamares, areneras, canteras	100	100	100	100
Pradera o pastizal	68	77	85	89
Residencial	77	85	90	92

Se calculó el NC asociado a cada subcuenca ponderando por área el NC asociado a cada uso de suelo dependiendo del grupo hidrológico. En la Tabla a continuación se presentan los valores de NC obtenidos para cada subcuenca.



Tabla 2-8 Números de curva asociados a cada subcuenca

D	CS	D	CS
1	74,2	13	81,3
2	75,7	14	87,4
3	76,5	15	82,4
4	78,3	16	81,1
5	78,2	17	74,1
6	83,6	18	77,2
7	77,9	19	79,6
8	83,4	20	75,6
9	84,3	21	75,9
10	86,6	22	87,5
11	86,6	23	76,5
12	86,5	24	84,2
		25	85,4

2.2.5. Método de transformación: hidrograma unitario SCS

Para cada subcuenca fue utilizado un Hidrograma Unitario de acuerdo con sus características de tiempo de concentración y área según la metodología del NRCS presentada en el manual de DINASA.

En base a esta metodología, cada hidrograma unitario consiste en un hidrograma triangular con las siguientes características:

$$t_p = 0,6 \times t_c \times$$

$$t_b = 2,667 \times t_p \times$$

$$q_p = \frac{0,208 \times A}{t_p} \times$$

Dónde:

t_p es el tiempo del pico del hidrograma (horas)

t_c es el tiempo de concentración (horas)

t_b es el tiempo base (horas)

q_p es el caudal pico del hidrograma (m^3/s)

A es el área de la cuenca (km^2)

El tiempo de concentración es por definición el tiempo que demora en llegar el agua desde el punto más lejano de la cuenca a su punto de cierre. Es de especial importancia para el diseño de una tormenta sintética de evento extremo por dos motivos: por un lado, determina la duración de la tormenta asociada al evento, y por otro, determina la forma del hidrograma sintético.



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6

El tiempo de concentración se estimó a partir de la fórmula de Kirpich, a saber:

$$t_c = 0,066 \times \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

Dónde:

L es la longitud hidráulica de la cuenca (km), y corresponde a la mayor trayectoria del flujo.

S es la pendiente promedio de la trayectoria hidráulicamente más larga (m/m).

En la Tabla a continuación se presentan los tiempos de concentración de cada subcuenca.

Tabla 2-9 Tiempo de concentración de las subcuencas

ID	T _c (min)	ID	T _c (min)
1	7,7	13	11,2
2	7,3	14	13,4
3	4,2	15	7,5
4	9,8	16	9,2
5	7,1	17	3,2
6	8,9	18	6,2
7	8,0	19	7,2
8	5,6	20	6,8
9	12,9	21	3,6
10	9,1	22	6,0
11	14,6	23	7,3
12	14,4	24	7,1
		25	12,1

2.2.6. Método de caudal base: recesión

Este método permite sumar a la escorrentía directa el caudal básico de cada una de las 25 subcuencas de estudio, estimando la variación en el tiempo del flujo base usando la siguiente información (Feldman, A. D. 2000):

- Un caudal inicial para comenzar los cálculos.
- Constante de recesión (disminución del caudal base cada paso de tiempo)
- Umbral de caudal (cuando el caudal llegue a este umbral, el programa comenzará a calcular una nueva recesión).

Debido a la falta de información de caudales base en esta cuenca, se decidió ocupar un valor de caudal específico de 0,4 L/s/km² para cada subcuenca del modelo hidrológico. Este valor es el recomendado por el Grupo de Estudio Técnico Ambiental para Agua (GESTA AGUA) cuando no hay datos suficientes para calcular el caudal de estiaje.



2.2.7. Método de tránsito hidrológico: Lag & K

El método de tránsito Lag & K es un método de ruteo hidrológico que es un caso especial del método de Muskingum y es ampliamente utilizado por el *National Weather Service* de Estados Unidos.

El término Lag explica el tiempo de tránsito de la onda de crecida mientras se traslada hacia aguas abajo, mientras que el término K da cuenta de la atenuación de la onda. Ambos parámetros pueden ser ingresados como constantes o funciones variables.

En este caso se calculó el término Lag para cada tramo en función de su longitud y considerando una velocidad de propagación determinada a partir de las mediciones realizadas en las estaciones hidrométricas de la cuenca.

La pareja de estaciones que mejor permitió correlacionar los picos de los hidrogramas comprende las estaciones de San Ramón y Paso Pache. Entre estas estaciones, separadas 42,6 km, se determinó un tiempo de tránsito de 13,25 horas, por lo que la velocidad de propagación de la onda de crecida es de 0,89 m/s.

Para determinar el valor de K se compararon los resultados en la estación de Paso Pache para 10 años de período de retorno con los que se obtienen ajustando la serie de caudales máximos anuales observados en esa estación. Esos datos fueron complementados con la información de que el puente ferroviario ubicado en San Ramón nunca fue sobrepasado en sus 130 años de servicio. Por lo tanto, se asignó un período de retorno de 130 años al caudal asociado con la cota del puente. El puente está a cota 44 m, cuyo caudal asociado (de acuerdo con el modelo hidrodinámico) es de aproximadamente 2100 m³/s.

La siguiente figura muestra los datos observados y el ajuste de probabilidad de ocurrencia de caudal en la estación San Ramón. Se observa que el caudal correspondiente a 100 años de período de retorno es aproximadamente 1950 m³/s.

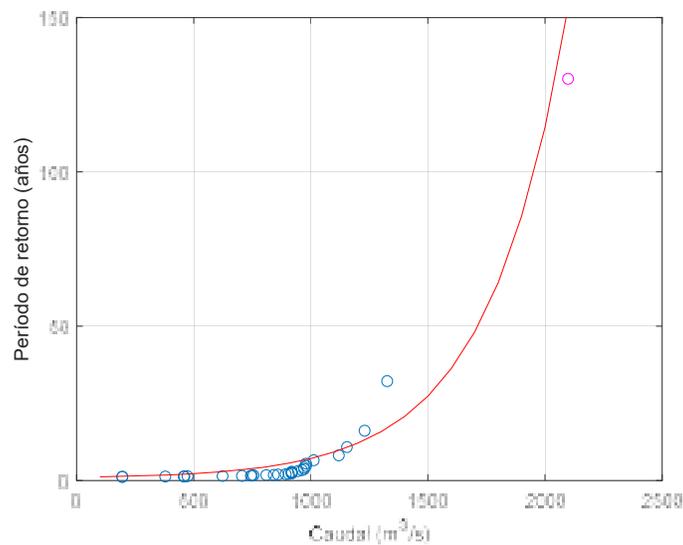


Figura 2-13 Ajuste de probabilidad de ocurrencia en la estación de San Ramón

De esta manera se ajustaron los valores de K en forma proporcional a los valores de Lag para reproducir ese caudal para 100 años de período de retorno.

2.2.8. Hidrogramas de diseño

Se obtuvieron del modelo hidrológico los hidrogramas en las siguientes ubicaciones para ser ingresados en el modelo hidrodinámico:

- Río Santa Lucía en Fray Marcos
- Arroyo de Arias en su desembocadura en el río Santa Lucía
- Arroyo Chamizo Grande en su desembocadura en el río Santa Lucía
- Arroyo Tala en su desembocadura en el río Santa Lucía

En las figuras a continuación se presentan los hidrogramas obtenidos y en la Tabla 2-10 se presenta el caudal máximo obtenido en cada caso.

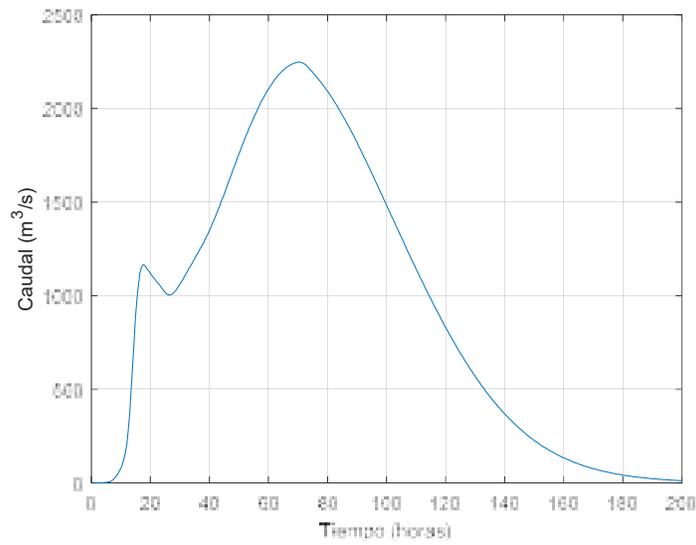


Figura 2-14 Hidrograma del río Santa Lucía en Fray Marcos

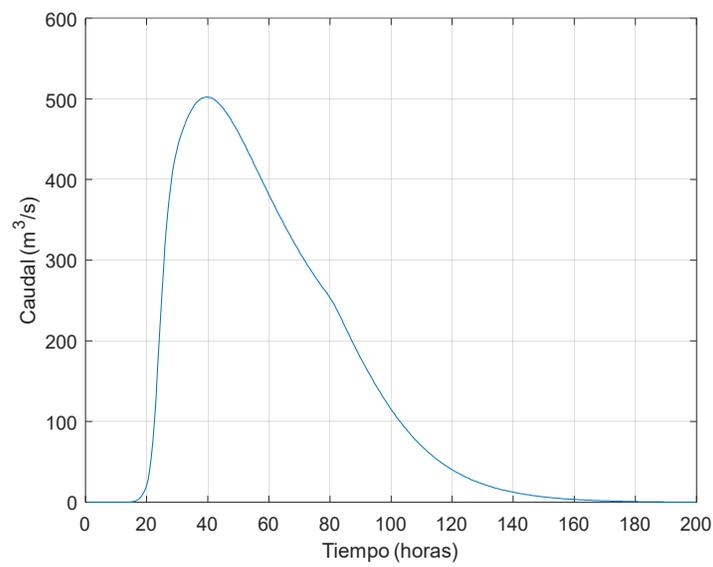


Figura 2-15 Hidrograma del arroyo de Arias en su desembocadura el río Santa Lucía

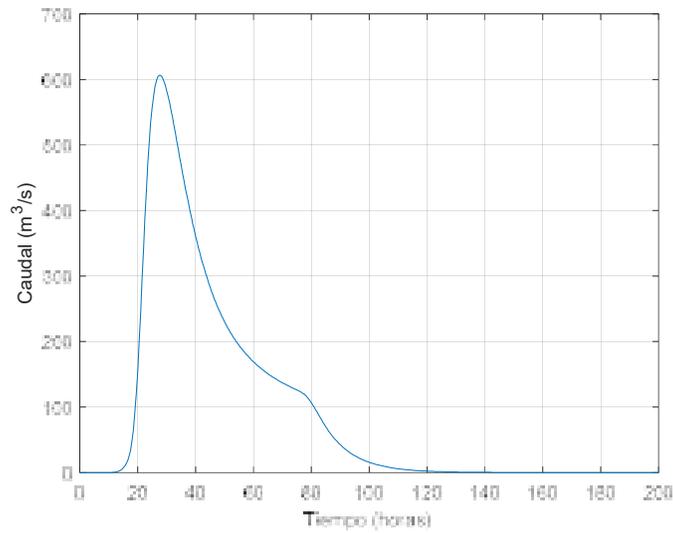


Figura 2-16 Hidrograma del arroyo Chamizo Grande en su desembocadura el río Santa Lucía

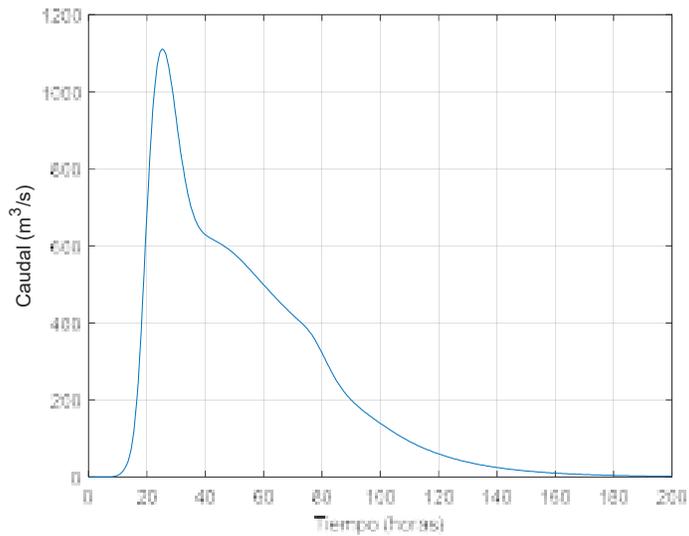


Figura 2-17 Hidrograma del arroyo Tala en su desembocadura en el río Santa Lucía

Tabla 2-10 Caudal máximo para 100 años de período de retorno

Ubicación	Caudal máximo (m³/s)
Río Santa Lucía en Fray Marcos	2248
Desembocadura del arroyo de Arias en el río Santa Lucía	502
Desembocadura del arroyo Chamizo Grande en el río Santa Lucía	607
Desembocadura del arroyo Tala en el río Santa Lucía	1111

2.3. Estudio hidráulico

2.3.1. Armado del modelo

2.3.1.1. Dominio de cálculo y geometría del modelo

Se armó un modelo unidimensional compuesto por un tramo de aproximadamente 74 km de longitud del río Santa Lucía entre Fray Marcos y Paso Pache, comprendiendo la ubicación de los nuevos puentes a implantar sobre el arroyo Santa Lucía por el nuevo by-pass a la ciudad de San Ramón.

Tantos los límites aguas arriba como aguas abajo fueron elegidos por ser puntos donde existen estaciones hidrométricas de DINAGUA.

Para la definición de las secciones transversales se consideró la siguiente información:

- Relevamiento topo-batimétrico realizado en el marco de este proyecto
- Información topográfica obtenida de la Infraestructura de Datos Espaciales (IDEUy)

Se incluyó en el modelo HEC-RAS el puente existente en Ruta 6. En la Figura a continuación se presenta las secciones aguas arriba y aguas abajo del puente ingresado en el modelo HEC-RAS.

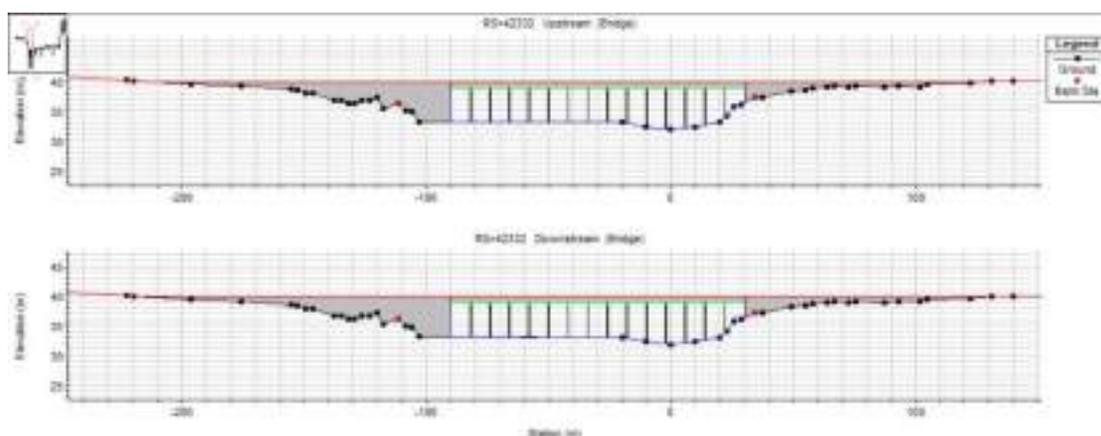


Figura 2-18 Puente actual en el cruce de Ruta 6 sobre el río Santa Lucía

En la Figura a continuación se presenta en planta la geometría del modelo HEC-RAS.

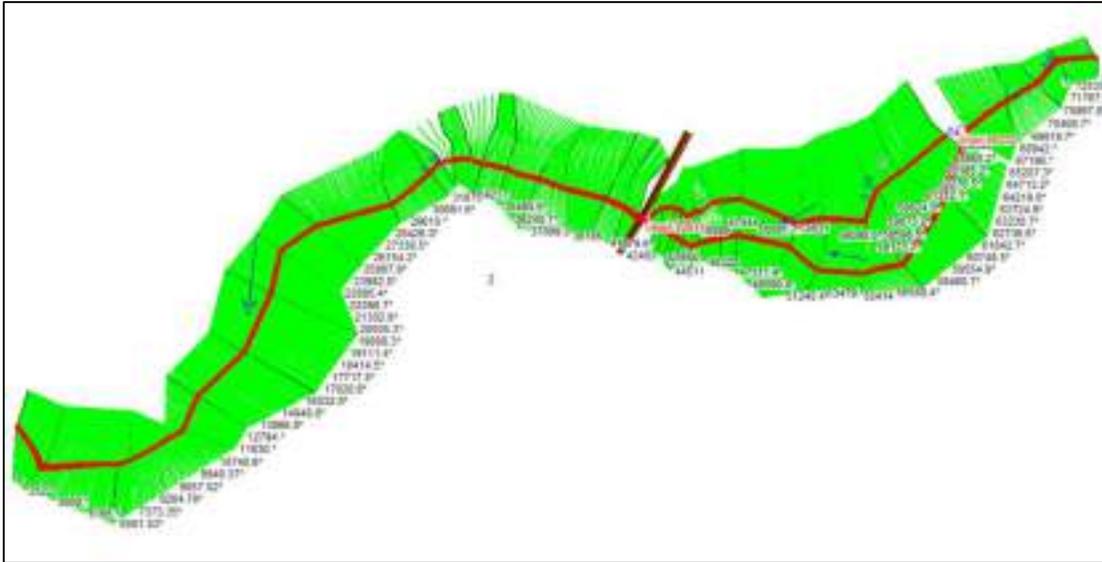


Figura 2-19 Geometría en planta del modelo HEC-RAS

Todos los niveles del presente documento están referidos al cero oficial.

2.3.1.2. Condiciones de borde

La condición de borde aguas arriba, donde se impuso condiciones de caudal, se ubicó en la estación hidrométrica de DINAGUA ubicada en Fray Marcos.

La condición de borde aguas abajo se ubicó en la estación hidrométrica localizada en Paso Pache (Ruta 5 nueva) y se impuso condiciones de nivel.

2.3.1.3. Eventos de calibración y validación

Con la finalidad de reproducir correctamente el comportamiento del río, principalmente los caudales máximos, se eligieron eventos registrados para la calibración y validación del modelo hidráulico.

Para la elección de los eventos consideró la existencia de datos en las tres estaciones hidrométricas ubicadas dentro del dominio del modelo hidráulico:

- 59.1 - Paso Pache (Ruta 5 nueva)
- 23 - San Ramón
- 44 - Fray Marcos

El período de calibración (marzo a julio de 2002) contiene el evento de crecida registrado. El período de validación (junio a octubre de 2006) contiene la segunda crecida en importancia, considerando la existencia de registros en todas las estaciones.



En las Figuras a continuación se presentan los niveles y caudales registrados de los eventos considerados para la calibración y validación del modelo.

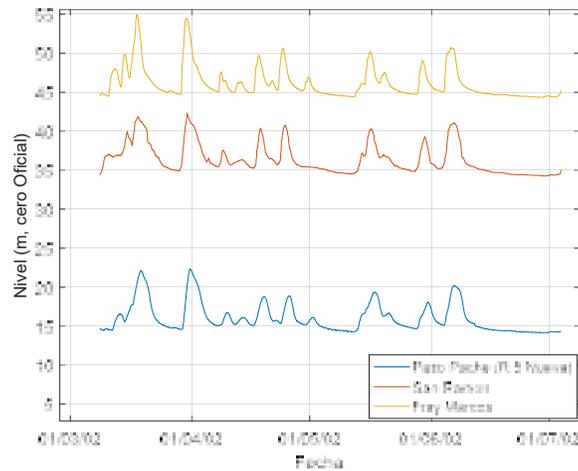


Figura 2-20 Niveles registrados utilizados en el período de calibración

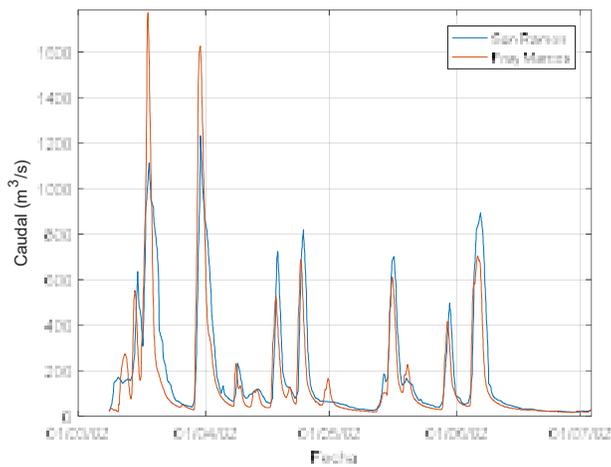


Figura 2-21 Caudales medidos utilizados en el período de calibración

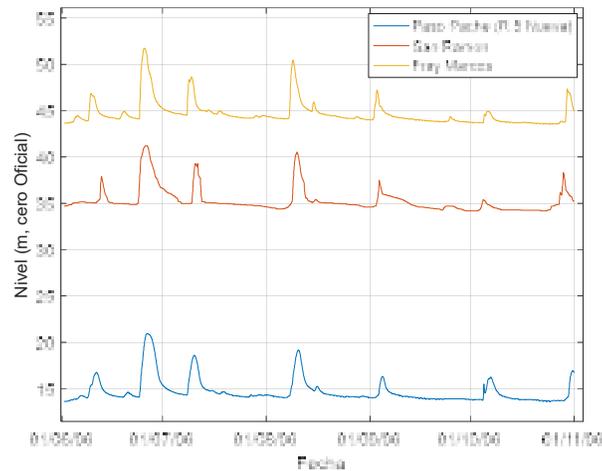


Figura 2-22 Niveles medidos utilizados en el período de validación

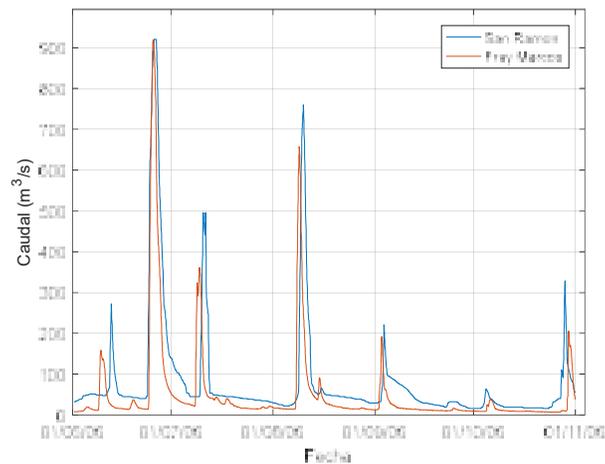


Figura 2-23 Caudales medidos utilizados en el período de validación

2.3.1.4. Calibración

El procedimiento de evaluación de la calibración consistió en una observación cualitativa de los resultados, verificando que este se encuentre dentro de un rango aceptable. El parámetro considerado en la calibración fue la rugosidad de fondo de Manning (en adelante n) en el canal y en las planicies de inundación.

Se comenzó calibrando el tramo inferior del río, entre Paso Pache y San Ramón. Para ello se utilizaron como condiciones de borde el caudal medido en San Ramón y el nivel medido en Paso Pache, y se verificó que el modelo reprodujera correctamente los niveles medidos en San Ramón.



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6

Como los eventos incluidos en el período de calibración son menores al hidrograma de diseño, se realizó la calibración prestando especial atención a los niveles más altos.

Se utilizó un valor de rugosidad de Manning de 0,8 para la planicie de inundación, el que correspondiente a "bosques con muchas malezas" en el Anexo 02 de DINASA (2009). Aunque numéricamente era posible calibrar con valores más altos, se consideró apropiado no aumentar este valor.

Por lo tanto, la calibración propiamente dicha consistió en definir el valor de rugosidad del cauce principal. El mejor ajuste para niveles altos se dio para un valor de 0,065.

En las figuras a continuación se presenta la comparación entre el nivel simulado y el nivel medido en San Ramón.

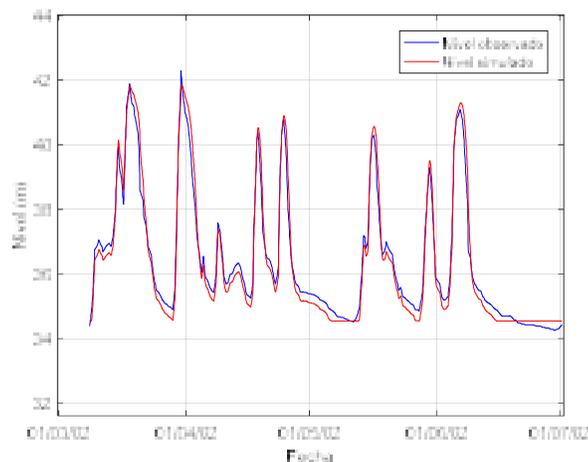


Figura 2-24 Comparación, en calibración, entre el nivel simulado y el medido vs tiempo en San Ramón en el tiempo

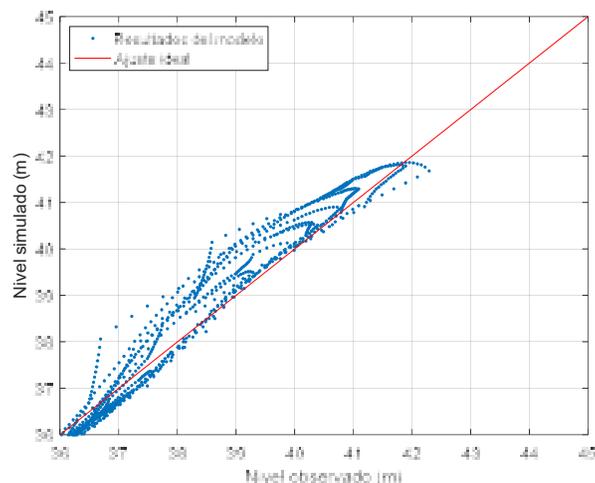


Figura 2-25 Nivel medido vs nivel simulado en San Ramón en calibración



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6

A continuación, se calibró el tramo entre San Ramón y Fray Marcos. Se utilizaron los caudales medidos en Fray Marcos como condición de borde aguas arriba y los niveles observados en Paso Pache como condición de borde aguas abajo, comparándose los niveles observados y simulados en Fray Marcos.

Se mantuvo el valor de rugosidad de 0,8 para las planicies con monte ribereño, es decir el tramo SL2 y el tramo desde Fray Marcos hasta la bifurcación entre SL1 y SL2, y se utilizó un valor de 0,3 para la planicie de inundación del tramo SL1.

Se calibró el coeficiente de rugosidad de Manning del cauce principal, adoptándose un valor de 0,028 y se comparó el nivel medido en Fray Marcos.

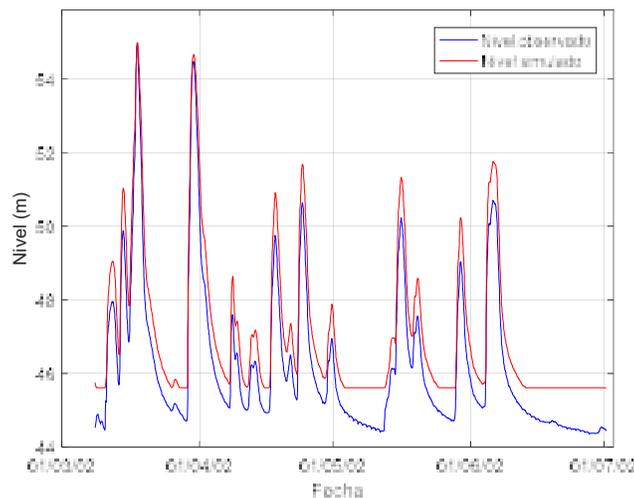


Figura 2-26 Comparación, en calibración, entre el nivel simulado y el medido vs tiempo en Fray Marcos en el tiempo

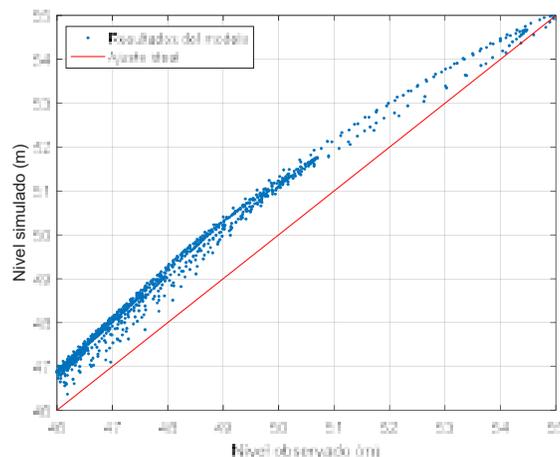


Figura 2-27 Nivel medido vs nivel simulado en Fray Marcos en calibración

Se observa que, aunque para caudales bajos el modelo da niveles más altos de los observados, el ajuste es bueno para los niveles altos, lo que lo hace adecuado para la simulación de los hidrogramas de diseño.



Se aclara que las partes horizontales observadas en los niveles simulados corresponde a un nivel artificial asociado al caudal mínimo impuesto en el modelo.

2.3.1.5. Validación

Se presenta a continuación el ajuste de los niveles observados y simulados para el evento de validación.

Al igual que en la calibración, se aclara que las partes horizontales observadas en los niveles simulados corresponde a un nivel artificial asociado al caudal mínimo impuesto en el modelo.

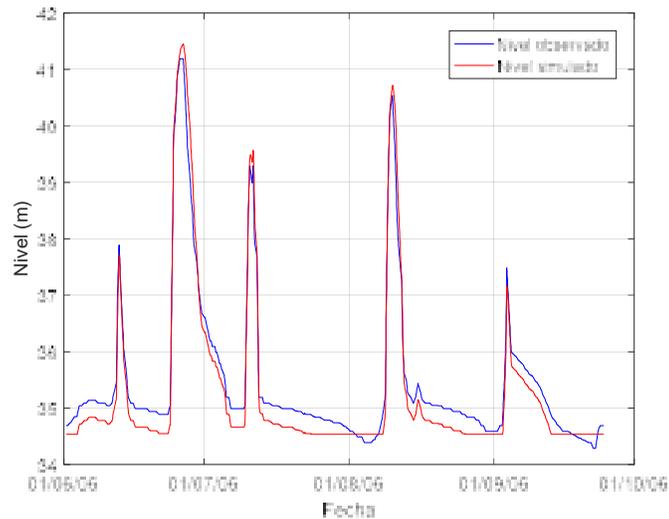


Figura 2-28 Comparación, en validación, entre el nivel simulado y el medido vs tiempo en San Ramón en el tiempo

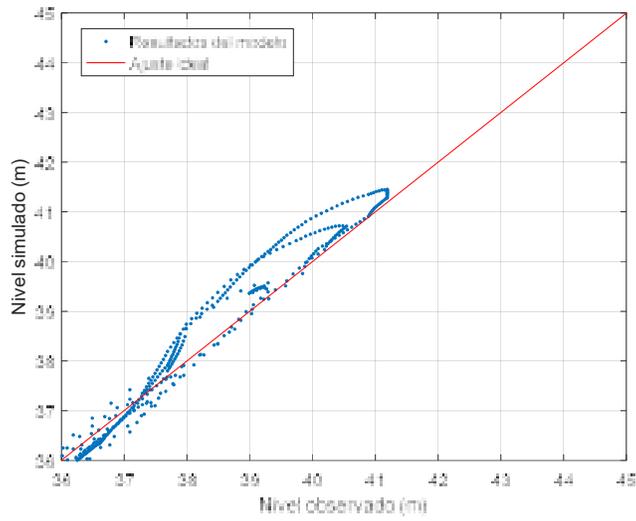


Figura 2-29 Nivel medido vs nivel simulado en San Ramón en validación

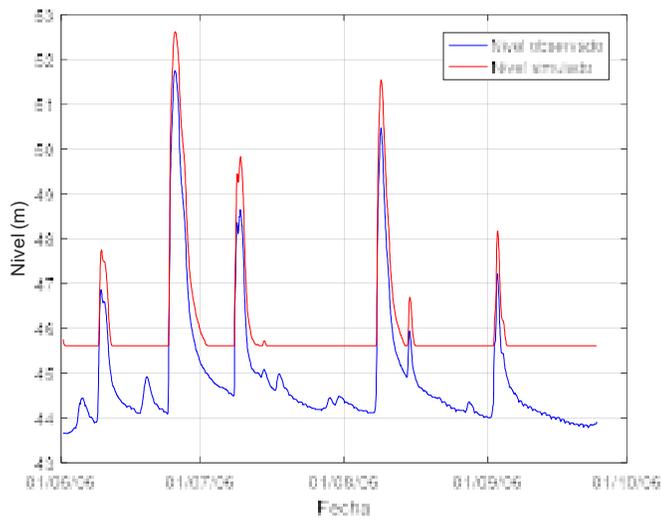


Figura 2-30 Comparación, en validación, entre el nivel simulado y el medido vs tiempo en Fray Marcos en el tiempo

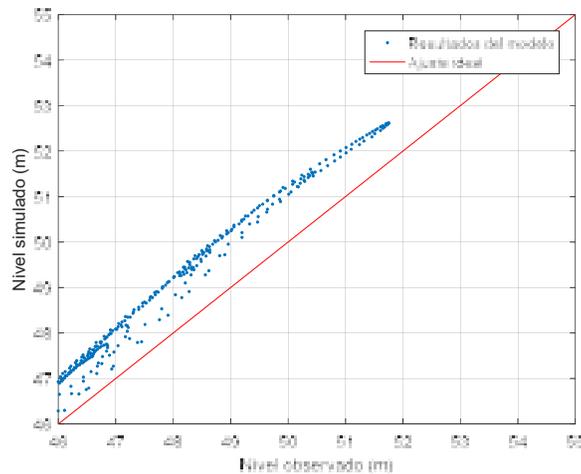


Figura 2-31 Nivel medido vs nivel simulado en Fray Marcos en validación

2.3.2. Definición de los puentes sobre el río Santa Lucía

2.3.2.1. Análisis del funcionamiento hidráulico actual

Para el análisis de la situación hidráulica actual del curso de agua se impuso como condición de caudal aguas arriba el hidrograma obtenido en el estudio hidrológico asociado a 100 años de período de retorno. Como condición aguas abajo en el modelo se impuso condición de nivel constante, antes verificando que esta condición de borde no afecta a los resultados brindados por el modelo en la zona de implantación de los puentes.

El caudal máximo obtenido en la sección de los puentes fue 1981 m³/s, distribuido según la siguiente tabla.

Tabla 2-11 Distribución del caudal máximo en la sección donde se localizan los puentes

Sector	Caudal máximo (m³/s)	Porcentaje
Planicie izquierda de SL1	101,5	5,1%
Cauce SL1	933,2	47,1%
Planicie entre SL1 y SL2	223,9	11,3%
Cauce SL2	583,0	29,4%
Planicie entre SL2 y SL3	71,6	3,6%
Cauce SL3	65,1	3,3%
Planicie derecha de SL3	2,9	0,1%
Total	1981,2	100%



Los niveles máximos obtenidos fueron 44,25 m en la sección del tramo SL1 y 44,39 m en la sección de los tramos SL2 y SL3. Este valor es mayor ya que la distancia desde la sección del puente a la confluencia es mayor para el tramo SL2 que para el tramo SL1.

2.3.2.2. Propuesta de longitudes

El anteproyecto incluye 625 m totales de puente sobre el sistema del río Santa Lucía distribuidos de la siguiente manera:

- 460 m de puente sobre el brazo SL1 entre las Progresivas 80+300 y 80+760
- 45 m de puente sobre el brazo SL2 entre las Progresivas 81+430 y 81+475
- 120 m de puente sobre el brazo SL3 entre las Progresivas 82+240 y 82+360

Parte del objetivo de este estudio es definir la mejor distribución de las longitudes de puente.

Uno de los criterios utilizados para definir la longitud de los puentes es el de minimizar la socavación en estribos alejándolos de los cauces principales. Un criterio usual para estimar la distancia mínima entre el estribo y el cauce es que la relación entre la distancia del borde del cauce al pie de talud sea por lo menos cinco veces la profundidad media del canal para el período de retorno donde se busque evitar la socavación. Esta relación entre distancia y profundidad es abreviada SBR (en inglés, set back ratio).

En la segunda etapa de este estudio se calculará la socavación para la crecida de Tr 200 y se verificará para Tr 500. Por lo tanto, a efectos del cálculo inicial de SBR se simuló la situación actual para Tr 500, de donde se obtuvieron los valores de profundidad media en los cauces.

Para el puente SL 1, el canal principal tiene 62,10 m de ancho superficial entre las progresivas -38,40 m y 23,70 m. La profundidad media en el canal para Tr 500 es igual a 8,30 m. Para que los estribos tengan un SBR mayor a 5 deben estar alejados más de 41,50 m del borde del canal, es decir el pie de talud del estribo de margen izquierda a progresiva menor a -79,90 y el de margen derecha a progresiva mayor a 65,20.

La longitud total entre pie de talud y pie de talud debe ser por lo menos 145,10 m. Considerando un valor conservador de 9 m para cada talud frontal con pendiente 1V:1H el puente debería tener por lo menos 163,1 m de longitud.


Corredores Viales – Circuito 6

El canal principal del brazo SL 2 tiene 32,74 m de ancho superficial entre las progresivas -16,08 y 16,66 m, y la profundidad media para Tr 500 es igual a 9,06 m. Para que los estribos tengan un SBR mayor a 5 deben estar alejados más de 45,30 m del borde del canal, es decir el pie de talud del estribo de margen izquierda a progresiva menor a -61,38 m y el de margen derecha a progresiva mayor a 61,96 m.

La longitud total entre pie de talud y pie de talud debe ser por lo menos 123,34 m. Considerando 6 m para el talud frontal de margen izquierda con pendiente 1V:1H y 12 m para el de margen derecha (por estar en una planicie más baja) el puente debería tener por lo menos 141,4 m de longitud.

El canal principal del brazo SL3, modelado como canal secundario de SL2, tiene 32,53 m de ancho superficial entre las progresivas 814,63 m y 847,16 m y a profundidad en el canal para Tr 500 es igual a 3,08 m. Para que los estribos tengan un SBR mayor a 5 deben estar alejados más de 15,40 m del borde del canal, es decir el pie de talud del estribo de margen izquierda a progresiva menor a 799,23 m y el de margen derecha a progresiva mayor a 862,56 m.

La longitud total entre pie de talud y pie de talud debe ser por lo menos 63,33 m. Considerando al menos 8 m para cada talud frontal con pendiente 1V:1H el puente debería tener por lo menos 79,4 m.

La siguiente tabla resume las longitudes mínimas calculadas y las adoptadas para la simulación de puente mínimo considerando luces entre pilas de 25 m para los puentes SL1 y SL2 y 20 m para el puente SL3.

Tabla 2-12 Longitudes mínimas calculadas y adoptadas para los puentes

Punto	Longitud mínima (m)	Longitud adoptada (m)
SL 1	163,1	175
SL 2	141,4	150
SL 3	79,4	80

La suma de las longitudes adoptadas es igual a 405 m. Este valor es inferior a las longitudes de puente presentadas en el anteproyecto. Sin embargo, al ser el puente de mayor altura, tanto el área total de drenaje como la capacidad de conducción son mayores en los puentes definidos en esta etapa. La siguiente tabla presenta la comparación de áreas de drenaje y capacidad de conducción.



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6

Tabla 2-13 Comparación de áreas de drenaje y capacidades de conducción

Punto	Área de drenaje (m ²)		Capacidad de conducción (l/s)	
	Anteproyecto	Estudio	Anteproyecto	Estudio
SL 1	796,7	684,1	30.162	42.188
SL 2	179,4	656,7	15.152	26.456
SL 3	32,7	160,6	816	4.233
Total	1.008,8	1.501,4	46.130	72.877

Se observa que con los puentes propuestos en este estudio el área total de drenaje se incrementa en 49% y la capacidad de conducción total se incrementa en 58%. Por lo tanto, aunque la longitud total de puentes sea menor, esta nueva configuración es hidráulicamente mejor que la incluida en el anteproyecto.

En las figuras a continuación se presentan los puentes ingresados en el modelo HEC-RAS para la simulación de la situación con puentes.

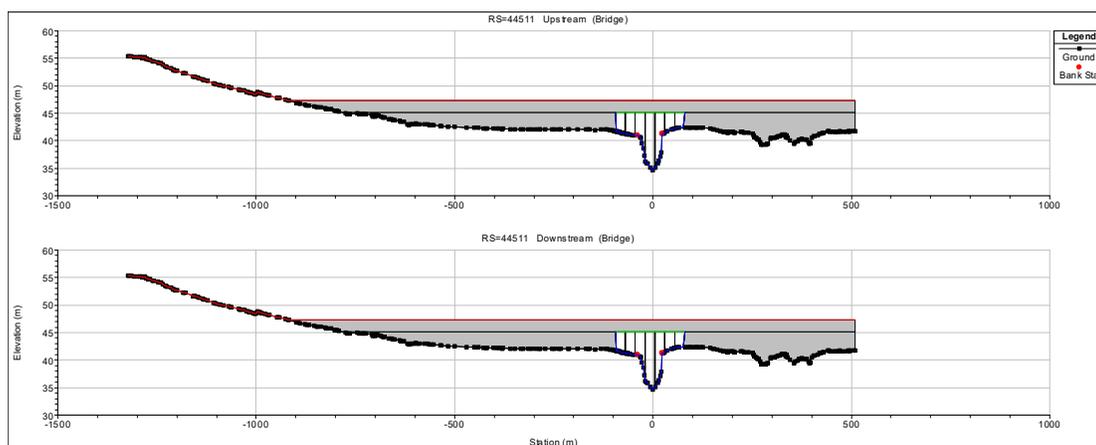


Figura 2-32 Puente SL1 ingresado en el modelo HEC-RAS

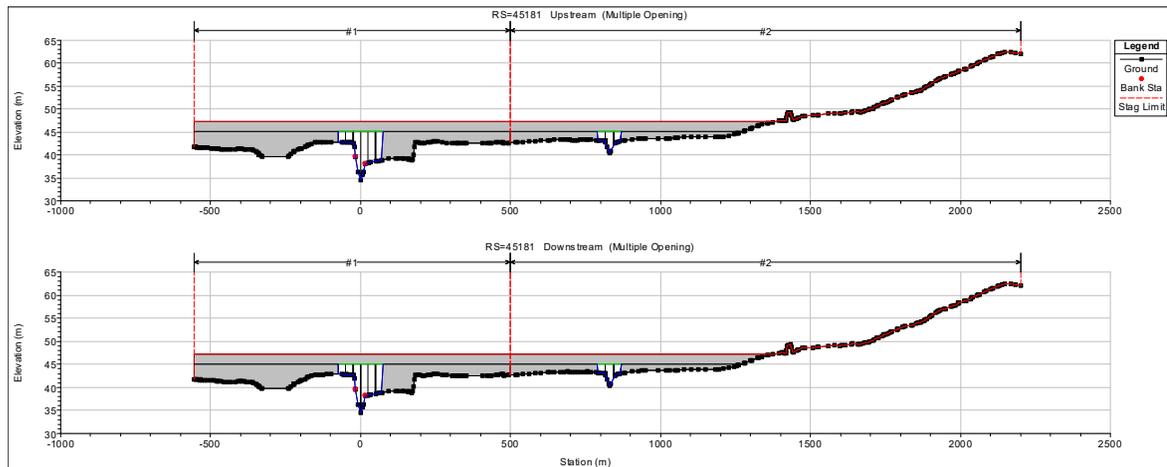


Figura 2-33 Puentes SL2 (izquierda) y SL3 (derecha) ingresados en el modelo HEC-RAS

2.3.2.3. Resultados de la simulación con puentes

Se simuló el hidrograma de diseño para Tr 100 años con los puentes definidos. La siguiente figura muestra los resultados del modelo en lo que refiere a caudal total en cada tramo. El caudal máximo del tramo SL 1 es 1230,5 m³/s y el caudal máximo conjunto de los tramos SL 2 y SL 3 (modelados en conjunto) es 798,4 m³/s.

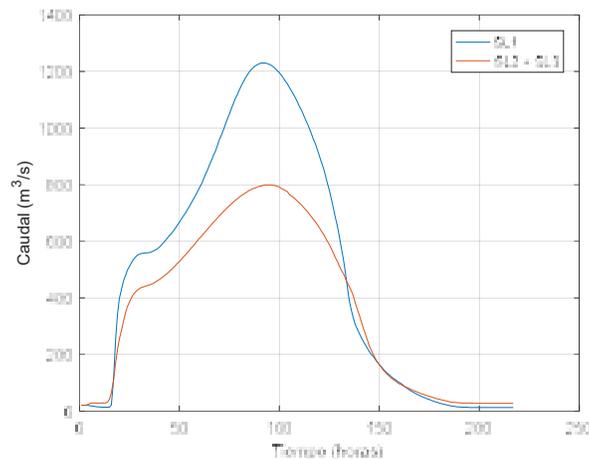
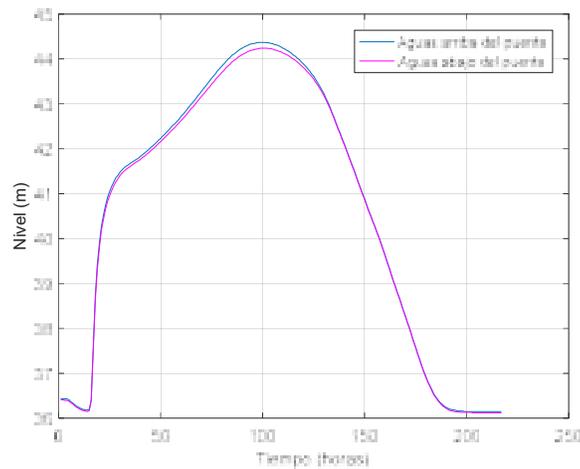


Figura 2-34 Caudal total distribuido entre SL 1 y SL 2 – SL 3 (modelados en conjunto)

En lo que refiere a niveles, se obtuvo una pérdida de carga de 0,13 m en el tramo SL1, con cotas máximas de 44,37 m y 44,24 m aguas arriba y aguas abajo respectivamente (figura a continuación). La simulación de los tramos SL2 y SL3 arroja 0,11 m de pérdida de carga, con niveles máximos de 44,39 m y 44,28 m aguas arriba y aguas abajo respectivamente.


Figura 2-35 Nivel aguas arriba y aguas abajo del puente SL 1

2.3.2.4. Alcantarilla anexa al puente SL2

Se colocó una alcantarilla anexa al puente SL2, aproximadamente a 100 m del estribo de margen derecha. Su finalidad es la de evitar la formación de una laguna aguas arriba de la ruta y mantener las condiciones de inundación y secado de la zona similares a las actuales.

El objetivo de la alcantarilla no es el pasaje de caudal durante una crecida, ya que éste pasa por el puente, sino asegurar que no quede agua acumulada aguas arriba de la ruta. Las dimensiones de la alcantarilla se eligieron, por lo tanto, de modo de garantizar su limpieza y mantenimiento. Por ese motivo se colocó una alcantarilla tipo H de una boca de 2,0 m de alto por 2,0 m de ancho.

Dada la geometría de la ruta, donde la rasante está aproximadamente 8 m por encima del nivel del sangrador, una alcantarilla de 2 m de alto implica una longitud de alcantarilla de 29 m.

Para 100 años de período de retorno la alcantarilla permanecerá completamente llena y tanto el nivel aguas arriba como aguas abajo estarán dados por el funcionamiento del puente. Se consideró el máximo desnivel encontrado en el modelo, igual a 0,13 m como la pérdida de carga en la alcantarilla.

Se calculó que la velocidad que genera esa pérdida de carga para esa longitud es de 1,26 m/s, por lo que el caudal que pasará por la alcantarilla será de 5 m³/s, es decir el 0,7% del total que pasa por el puente SL2.



Se concluye que la alcantarilla de 2,0 m de lado es suficientemente grande para no tener velocidades altas, al tiempo que permite su fácil limpieza y mantenimiento, por lo que es una solución correcta. Desde el punto de vista hidráulico, no es un aporte apreciable al funcionamiento del puente, que fue calculado sin considerar la alcantarilla.

2.3.2.5. Verificación del comportamiento bajo hipótesis de cambio climático

Se consideraron recomendaciones internacionales para considerar el efecto de cambio climático (DEFRA, 2006). Estas proponen aumentar el hidrograma de diseño en un 20 %.

Bajo este supuesto, los niveles aguas arriba y aguas abajo del puente SL1 para 100 años de período de retorno toman un valor máximo de 45,10 y 44,94 m respectivamente (0,16 m de pérdida de carga). Mientras que, la simulación de los tramos SL2 y SL3 indica que los niveles máximos aguas arriba y aguas debajo de los puentes son 45,15 m y 45,05 m respectivamente (0,10 m de pérdida de carga).

La figura a continuación presenta los resultados del modelo para los tramos SL2 y SL3.

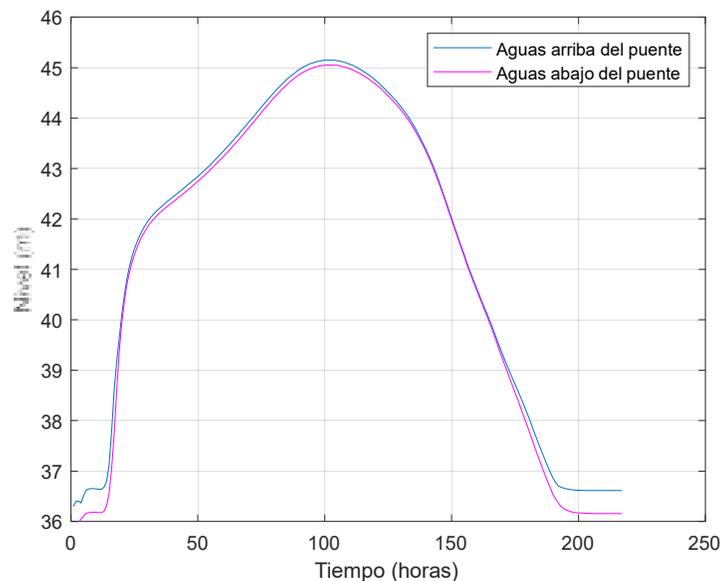


Figura 2-36 Nivel aguas arriba y aguas abajo del puente SL 2 y SL 3 para 100 años de período de retorno y cambio climático.


Corredores Viales – Circuito 6

Se consideró 45,15 m como cota de máxima crecida asociada a 100 años de período de retorno bajo el escenario de cambio climático. Este nivel está 0,76 m por encima de la creciente de diseño para Tr 100, igual a 44,39 m.

Por lo tanto, si se mantienen 0,70 m de franquía, en condiciones de cambio climático se llegaría a tocar el fondo del tablero del puente. Para evitarlo se pasó a utilizar una franquía de 1,00 m por lo que se adoptó 45,39 m como cota de fondo de tablero de los 3 puentes.

De esta manera la cota de fondo de tablero es 0,24 m mayor que el nivel máximo de agua considerando cambio climático y 100 años de período de retorno, lo que se considera admisible.

2.3.2.6. Evaluación de caudales laterales

La planicie de inundación del río Santa Lucía presenta una serie de cauces intercomunicados, donde el flujo es mayoritariamente unidimensional, y zonas inundables entre ellos que en crecidas adquiere carácter de flujo bidimensional, aunque con direcciones preponderantes paralelas a los cursos marcados.

En la zona de implantación de la ruta, se destacan dos cursos principales (los denominados SL1 y SL2 en este informe) y un curso de menor importancia (denominado SL3). Los tres cursos fueron modelados unidimensionalmente, así como las planicies de inundación entre ellos. Los efectos de flujos en el sentido perpendicular al modelado (aportes laterales a los puentes) están considerados indirectamente por el método de cálculo del sistema de modelación, tanto para el cálculo de la pérdida de carga como para la evaluación de la socavación en estribos (presentada en el capítulo 5).

Considerando las características antes descritas de la planicie de inundación, se presentan explícitamente los valores estimados de aporte lateral a cada puente. Se entiende como aporte lateral a los caudales que en la sección de aproximación al puente pertenecían a la parte de planicie bloqueada por la ruta. La siguiente Tabla presenta la distribución de caudales a lo largo de la planicie en la aproximación a los puentes para Tr 100.



Corredores Viales – Circuito 6

Tabla 2-14 Distribución del caudal máximo en la sección donde se localizan los puentes

Punto controlado	Sector	Caudal máximo (m³/s)	Porcentaje del puente	Porcentaje del total
SL1	Planicie izquierda de SL1, zona bloqueada por ruta	88,28	7,4%	4,4%
SL1	Planicie izquierda de SL1, directo al puente	19,89	1,7%	1,0%
SL1	Cauce principal SL1	927,3	77,4%	46,7%
SL1	Planicie entre SL1 y SL2, directo al puente SL1	14,28	1,2%	0,7%
SL1	Planicie entre SL1 y SL2, zona bloqueada por ruta desviada a SL1	147,94	12,4%	7,4%
SL2	Planicie entre SL1 y SL2, zona bloqueada por ruta desviada a SL2	63,84	9,0%	3,2%
SL2	Planicie entre SL1 y SL2, directo al puente SL2	4,11	0,6%	0,2%
SL2	Cauce principal SL2	577,9	81,5%	29,1%
SL2	Planicie entre SL2 y SL3, directo al puente SL2	17,25	2,4%	0,9%
SL2	Planicie entre SL2 y SL3, zona bloqueada por ruta desviada a SL2	45,61	6,4%	2,3%
SL3	Planicie entre SL2 y SL3, zona bloqueada por ruta desviada a SL3	5,07	6,3%	0,3%
SL3	Planicie entre SL2 y SL3, directo al puente SL3	2,34	2,9%	0,1%
SL3	Cauce principal SL3	69,96	86,5%	3,5%
SL3	Planicie derecha de SL3, directo al puente	1,68	2,1%	0,1%
SL3	Planicie derecha de SL3, zona bloqueada por ruta	1,81	2,2%	0,1%
	<i>Total</i>	<i>1987,26</i>		<i>100%</i>

En el puente SL1 19,8% del caudal proviene lateralmente (7,4% de margen izquierda y 12,4% de margen derecha). En el puente SL2 15,4% del caudal proviene lateralmente (9,0% de margen izquierda y 6,4% de margen derecha). En el puente SL3 8,5% del caudal proviene lateralmente (6,3% de margen izquierda y 2,2% de margen derecha).

El aporte lateral se va dando progresivamente a medida que el flujo se aproxima al puente, y no puede ser simplificado a un flujo paralelo al terraplén.

2.4. Estudio de socavación

2.4.1. Marco teórico

La incorporación de un puente en un curso de agua representa una contracción del ancho del cauce. Frente a una avenida extraordinaria, el aumento de la velocidad y la turbulencia en esta contracción pueden generar niveles de socavación de varios metros, llegando a afectar las cimentaciones del puente (pilares y estribos) si esto no fue considerado en su diseño.

Para el cálculo de la socavación se utilizó el método indicado por la FHWA en el documento "HEC 18 - Evaluating scour at bridges" (Arneson et al, 2012). Se usó el software HEC-RAS para la estimación de la socavación en el puente, ya que tiene la mayoría de las ecuaciones propuestas incorporadas dentro de su código. Para los cálculos realizados por fuera del sistema de modelación HEC-RAS, se tomaron los resultados del modelo hidráulico unidimensional generado como datos para el cálculo de la socavación.

La FHWA recomienda que las cimentaciones de puentes nuevos sean diseñadas para resistir los efectos de la socavación causados por inundaciones mayores que la de diseño del puente. Esto como consecuencia de que, si ocurre un evento que excede el considerado para el diseño hidráulico del puente, la socavación asociada podría ocasionar la falla de la estructura. En la Tabla a continuación se presentan los períodos de retorno recomendados para el diseño hidráulico del puente, el estudio de socavación y la verificación del diseño de protección.

Tabla 2-15 Tormentas de diseño mínimas recomendadas para diseño y verificación de socavaciones.

Tormenta de diseño para diseño hidráulico	Tormenta de diseño para diseño de socavación	Tormenta de diseño para verificación de diseño de socavación
Q ₁₀	Q ₂₅	Q ₅₀
Q ₂₅	Q ₅₀	Q ₁₀₀
Q ₅₀	Q ₁₀₀	Q ₂₀₀
Q ₁₀₀	Q ₂₀₀	Q ₅₀₀

Fuente: HEC 18, FHWA, Arneson et al, 2012

Dado que para el diseño hidráulico de los nuevos puentes del sistema del río Santa Lucía se consideró una tormenta con Tr igual a 100 años, el estudio de socavación se realizó para una tormenta de Tr igual a 200 años y se verificó para 500 años de modo de reducir aún más los riesgos de falla. La verificación implica que para los escenarios adoptados todas las fundaciones deben tener un factor mínimo de seguridad de 1,0 (carga máxima).

Para evaluar la socavación en el puente se consideró la suma de tres fenómenos: socavación generalizada por contracción, socavación en pilas y socavación en estribos.

2.4.1.1. Socavación por contracción

Es la socavación debida al cambio de velocidad media por la reducción del área de pasaje en la sección del puente por la construcción de los terraplenes de acceso y, en menor grado, por las pilas que bloquean parte de la sección recta. Se trata de una



Corredores Viales – Circuito 6

socavación del fondo del cauce en el sector contraído, la cual puede ser uniforme o no en toda la sección dado que puede ser más profunda en algunas zonas de la sección contraída que en otras.

Hay dos fórmulas distintas para el cálculo de esta socavación que dependen de la situación del transporte de sedimentos en el río. Por tanto, previo a calcular la socavación se debe determinar la forma de socavación: en lecho móvil (vivo) o en agua clara, siendo necesario determinar si el flujo en el cauce principal o en las márgenes aguas arriba del puente está transportando o no materiales, para luego escoger la ecuación que resulte apropiada.

Para determinar si hay transporte de materiales de lecho, se calculó la velocidad crítica para inicio de transporte de sedimentos de la partícula D_{50} y se la comparó con la velocidad media de la corriente en el cauce principal y en los márgenes, aguas arriba de la abertura del puente.

En caso de que la velocidad media sea suficiente para transportar material con la granulometría medida, se utiliza la fórmula correspondiente a esa situación (lecho móvil), que es una versión modificada de la ecuación de Laursen de 1960. La ecuación asume que el material del lecho es transportado en la sección aguas arriba del puente y se expresa:

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1}$$

$$y_s = y_2 - y_0$$

Dónde:

y_s : es la profundidad media de socavación por contracción (m)

y_1 : es el tirante medio en la sección aguas arriba de la contracción (m)

y_2 : es el tirante medio en la sección contraída después de la socavación (m)

y_0 : tirante existente en la sección contraída antes de la socavación (m)

Q_1 : es el caudal en la sección aguas arriba del cauce que transporta sedimentos (m^3/s)

Q_2 : es el caudal en la sección contraída del puente (m^3/s)

W_1 : es el ancho del fondo del cauce en la sección aguas arriba que transporta sedimentos (m)

W_2 : es el ancho del fondo del cauce en la sección contraída sustrayendo el ancho de pilas (m)

k_1 : es el exponente en función del modo de transporte del sedimento, de la velocidad cortante aguas arriba del puente y de la velocidad de sedimentación del material del lecho.



El valor de k_1 se determina según la siguiente Tabla:

Tabla 2-16 Valores del coeficiente k_1 .

V^*/w	k_1	Modo de transporte del sedimento del lecho
<0,50	0,59	Mucho del 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 del lecho suspendido

Fuente: HEC 18, FHWA, Arneson et al, 2012

Donde V^* se calcula como:

$$V^* = \frac{g \cdot y_1 \cdot S_1}{2}$$

Siendo:

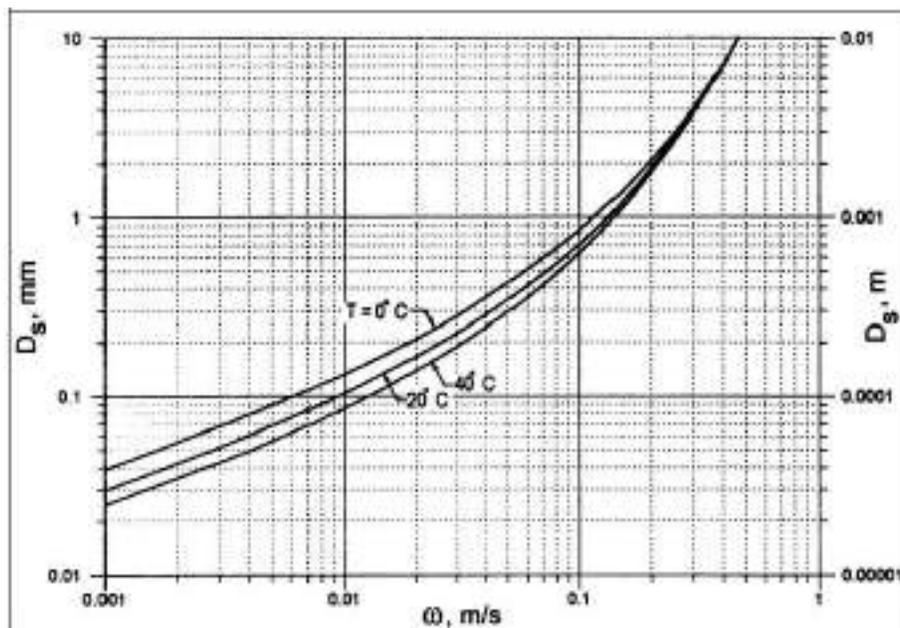
V^* : es la velocidad cortante en la sección aguas arriba (m/s)

g : es la aceleración de la gravedad, igual a 9,8 m/s²

S_1 : es el gradiente hidráulico en la sección de aguas arriba del puente (m/m)

w : es la velocidad de caída para D_{50} (m/s).

La velocidad de caída w se determina a partir de la figura a continuación (Arneson et al, 2012):



Fuente: HEC 18

Figura 2-37 Velocidad de caída (w) para partículas de arena. HEC 18

En el caso de que la velocidad media no es suficiente para transportar material con la granulometría medida, se utiliza la fórmula correspondiente a esa situación (aguas claras). La ecuación se expresa:


Corredores Viales – Circuito 6

$$y_2 = \left(\frac{K_u Q^2}{D_m^{2/3} W^2} \right)^{3/7}$$

$$y_s = y_2 - y_0$$

Dónde:

y_s : es la profundidad media de la socavación por contracción (m)

y_2 : es el tirante medio de equilibrio en la sección contraída después de la socavación (m)

y_0 : es el tirante existente en la sección contraída antes de la socavación (m)

Q : es el caudal en la sección contraída del puente (m³/s)

D_m : es el diámetro de la partícula no transportable más pequeña en el material del lecho en la sección contraída, $1,25 D_{50}$; (m)

D_{50} : es el diámetro medio del material del lecho (m)

W : es el ancho del fondo del cauce en la sección contraída sustrayendo el ancho de pilas (m)

K_u : es igual a 0,025

2.4.1.2. Socavación en pilas

En las pilas dentro del cauce se producen remolinos o vórtices, los cuales hacen que el nivel del curso descienda especialmente junto a estas estructuras. Este sistema de vórtices se genera por la interferencia que las pilas causan en el flujo y generan una fosa profunda por socavación alrededor de las pilas.

El cálculo de socavación es independiente para cada pila. Depende de las condiciones hidráulicas (tirante y velocidad) en cada pila, y de la granulometría local, específicamente el D_{50} y en ocasiones también el D_{95} . En general, la socavación local es función de las características del material del lecho, de la configuración del lecho, de las características del flujo, las propiedades del fluido y de la geometría de las pilas y cimentaciones.

Para determinar la socavación en pilas, el HEC 18 recomienda una fórmula, desarrollada por la Universidad Estatal de Colorado (CSU), que aplica tanto en lecho móvil (vivo) o en agua clara. Esta ecuación fue desarrollada con base en análisis dimensional de los parámetros que afectan la socavación y análisis de datos de laboratorio, y determina las profundidades máximas de socavación en pilas. La ecuación es:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{a}{y_1} \right)^{0,65} Fr_1^{0,43}$$

Dónde:

y_s : es la profundidad de socavación local (m)


Corredores Viales – Circuito 6

y_1 : es el tirante directamente aguas arriba de la pila (m)

Fr_1 : es el número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila

K_1 : es el factor de corrección que tiene en cuenta la forma de la pila (ver Figura y Tabla adjuntos)

K_2 : es el factor de corrección que tiene en cuenta el ángulo de ataque del flujo (según Tabla adjunta o siguiente ecuación):

$$K_2 = \left(\frac{a \cdot \cos \theta + L \cdot \sin \theta}{a} \right)^{0,65}$$

Dónde:

L: es la longitud de la pila (m)

a: es el ancho de la pila (m)

θ : es el ángulo de ataque del flujo

K_3 : es el factor de corrección por la condición del lecho (ver Tabla adjunta)

K_4 : es el factor de corrección por acorazamiento del material del lecho. Este factor disminuye la profundidad de socavación por acorazamiento del hueco de socavación para materiales del lecho con $D_{50} \geq 2$ mm o $D_{95} \geq 20$ mm.

➤ Si $D_{50} < 2$ mm o $D_{95} < 20$ mm $\rightarrow K_4 = 1,0$

➤ Si $D_{50} \geq 2$ mm o $D_{95} \geq 20$ mm:

$$K_4 = 0,4(V_R)^{0,15}$$

Siendo:

$$V_R = \left(\frac{V_1 - V_{icD_{50}}}{V_{cD_{50}} - V_{icD_{95}}} \right) > 0$$

Dónde:

V_R : es la relación de velocidad

V_1 : es la velocidad de aproximación directamente aguas arriba de la pila (m/s)

V_{icD_x} : es la velocidad de aproximación requerida para iniciar la socavación en la pila para el tamaño D_x de las partículas de sedimento (m/s). Este valor se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$V_{icD_x} = 0,645 \left(\frac{D_x}{a} \right)^{0,053} V_{cD_x}$$

$V_{cD_{50}}$: es la velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño D_x del material del lecho (m/s)

$$V_{cD_x} = 6,19y_1^{1/6} D_x^{1/3}$$

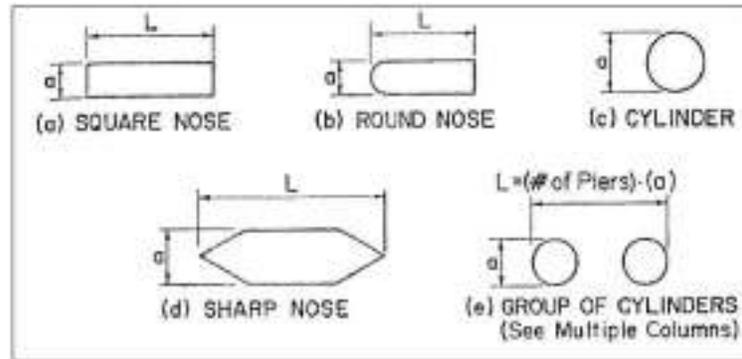
Dónde:

y_1 : es el tirante aguas arriba de pila, sin incluir socavación local (m)

El valor mínimo de K_4 es 0,4.


Corredores Viales – Circuito 6

A continuación se presentan las Tablas y Figuras a las que se hizo referencia anteriormente en este ítem.



Fuente: HEC 18, Arneson et al, 2012

Figura 2-38 Formas típicas de pilas

Tabla 2-17 Factor de corrección por la forma de la pila K1

Forma de la pila	K_1
(a) Nariz cuadrada	1,1
(b) Nariz redonda	1,0
(c) Cilíndrica	1,0
(d) Punta aguda	0,9
(e) Grupo de cilindros	1,0

Fuente: HEC 18, Arneson et al, 2012

Tabla 2-18 Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo K2

Ángulo de ataque θ	$L/a=4$	$L/a=6$	$L/a=12$
0°	1,0	1,0	1,0
15°	1,5	2,0	2,5
30°	2,0	2,75	3,5
45°	2,3	3,3	4,3
90°	2,5	3,9	5,0

Fuente: HEC 18, Arneson et al, 2012

Si L/a es mayor a 12, se usan los valores correspondientes a $L/a=12$ como máximos.

Tabla 2-19 Factor de corrección por la condición del lecho K3.

Condición del lecho	Ángulo de ataque θ	K_3
Socavación en agua clara	N/A	1,1
Lecho plano y flujo antidunas	N/A	1,1



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6

Dunas pequeñas	$3 \geq H \geq 0,6$	1,1
Dunas medianas	$9 > H \geq 3$	1,2 a 1,1
Dunas grandes	$H > 9$	1,3

Fuente: HEC 18, Arneson et al, 2012

2.4.1.3. Socavación en estribos

La socavación en estribos ocurre cuando éstos obstruyen el flujo. En estos casos, los estribos de los puentes representan puntos de cambio brusco de la sección del curso generándose turbulencia, la cual produce erosión adicional y disminuye localmente el nivel del fondo del cauce junto al estribo. Los vórtices junto a los estribos forman fosas profundas de erosión especialmente en los extremos del estribo junto al sitio de estrechamiento del cauce.

Para la estimación de la socavación en los estribos se usó el método NCHRP 24-20 (Ettema et al, 2010) recomendado en Arneson et al (2012), el cual emplea ecuaciones que tienen en cuenta el tipo y ubicación de los estribos, las condiciones de flujo y de transporte de sedimentos.

Estas ecuaciones usan la socavación generalizada por contracción como el punto de partida para el cálculo de la socavación en estribos y aplican un factor para tener en cuenta la turbulencia a gran escala que se desarrolla en las proximidades del estribo. Una distinción importante con respecto al cálculo de la socavación por contracción es que el estribo genera una distribución de flujo no uniforme en la sección contraída. El flujo está más concentrado en las proximidades del estribo y el componente de la socavación por contracción es mayor que para las condiciones promedio en la abertura restringida.

La socavación en estribos determinada por el método NCHRP es la socavación total ya que ésta incluye la socavación por contracción.

Las ecuaciones del método, dependiendo si se trata de lecho móvil (vivo) o agua clara, son:

$$y_{max} = \alpha_A y_c \text{ (Lecho móvil)}$$

$$y_{max} = \alpha_B y_c \text{ (Agua clara)}$$

$$y_s = y_{max} - y_o$$

Dónde:

y_{max} : es el máximo tirante resultante de la socavación (m)



y_c : es el tirante incluyendo la socavación por contracción en lecho vivo o agua clara (m)

α_A : es el factor de amplificación para condiciones de lecho vivo

α_B : es el factor de amplificación para condiciones de aguas claras

y_o : es el tirante existente en la sección contraída antes de la socavación (m)

Arneson et al (2012) establece que, si la longitud proyectada del terraplén es 75% o más que el ancho de la planicie de inundación, se produce la condición de socavación en el pie del estribo y el cálculo de la socavación por contracción se realiza para la condición de lecho vivo. Este criterio es estrictamente geométrico y no toma en cuenta las velocidades presentes en la zona de interés ni la ubicación de los estribos respecto al canal principal.

El estudio original de Ettema et al (2010) separa las condiciones en función de la ubicación del estribo respecto al canal principal.

Finalmente, se puede definir si la velocidad en la planicie de inundación es suficiente para transportar el material presente.

A continuación se presentan las metodologías de cálculo del tirante y_c para condiciones de aguas claras y de lecho móvil.

La ecuación de socavación por contracción para agua clara utiliza la descarga unitaria, que puede estimarse calculando la descarga dividida por el ancho o por el producto de la velocidad y la profundidad. Se pueden aplicar dos ecuaciones para calcular la socavación por contracción en agua clara. La primera ecuación es la estándar, basada en el tamaño de grano:

$$y_c = \left(\frac{q_{2f}}{K_u D_{50}^{1/3}} \right)^{6/7}$$

Dónde:

y_c : es el tirante incluyendo la socavación por contracción en aguas claras (m)

q_{2f} : es el caudal unitario en la apertura contraída, teniendo en cuenta la distribución de flujo no uniforme (m²/s).

K_u : es igual a 6,19 para unidades del sistema internacional.

D_{50} : es el tamaño de partícula con 50% de fino (m), considerado en este estudio igual a 0,2 mm para margen derecha y 0,48 mm para margen izquierda.

El cálculo de q_{2f} depende de la razón de alejamiento del estribo (SBR por sus siglas en inglés – Set Back Ratio). Se define como la relación entre la distancia del pie de talud al inicio del canal principal y la profundidad media en el canal principal.



Arneson et al (2012) indica que,

- si el SBR es menor a 5 en cada estribo: calcular la velocidad, Q/A , basada en toda el área contraída a través de la abertura del puente. Esto incluye el flujo en el canal principal y en ambas planicies.
- si el SBR es mayor a 5 en para alguno de los estribos: calcular la velocidad, Q/A , considerando solamente el flujo en la planicie respectiva.
- si el SBR es mayor a 5 en un estribo y menor a 5 en el otro: se debe calcular la velocidad en el estribo con SBR menor a 5 considerando el flujo asociado al cauce principal y a la planicie correspondiente.

Por otro lado, si se conoce la tensión crítica de corte para el suelo de la planicie de inundación, entonces se puede usar una ecuación alternativa para la socavación en agua clara:

$$y_c = \left(\frac{\gamma}{\tau_c} \right)^{3/7} \left(\frac{nq_{2f}}{K_u} \right)^{6/7}$$

Dónde:

n : es el número de Manning del material de la planicie de inundación debajo del puente

τ_c : es la tensión crítica de corte para el material de la planicie de inundación (Pa)

γ = peso unitario del agua (N/m^3)

K_u : es igual a 1,0 para unidades del sistema internacional.

La tensión crítica de corte puede ser mayor que la correspondiente al material granular, ya sea por tratarse de materiales cohesivos o por la presencia de vegetación.

Si en cambio el flujo presenta condiciones de lecho vivo (móvil), la ecuación utilizado es la siguiente:

$$y_c = y_1 \left(\frac{q_{2c}}{q_1} \right)^{6/7}$$

Dónde:

y_c : es el tirante incluyendo la socavación por contracción en lecho móvil (m)

y_1 : es el tirante en la sección aguas arriba (m)

q_1 : es el caudal unitario en la sección aguas arriba (m^2/s).

q_{2c} : es el caudal unitario en la apertura contraída, teniendo en cuenta la distribución de flujo no uniforme (m^2/s).

Finalmente, para poder calcular y_{max} se obtienen los valores de a_A o a_B utilizando las gráficas presentadas en las siguientes figuras, dependiendo de si se trata de aguas claras o lecho móvil.

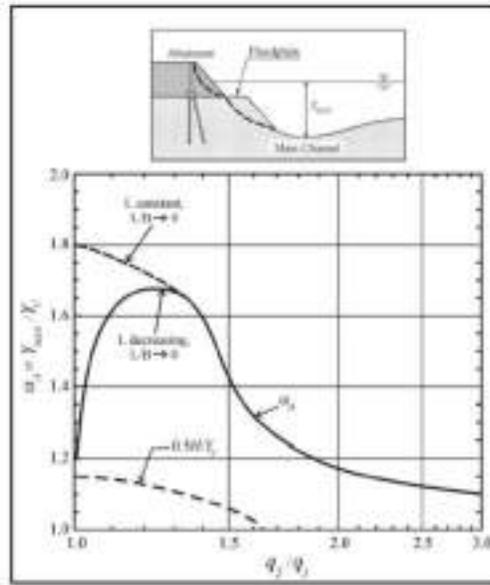
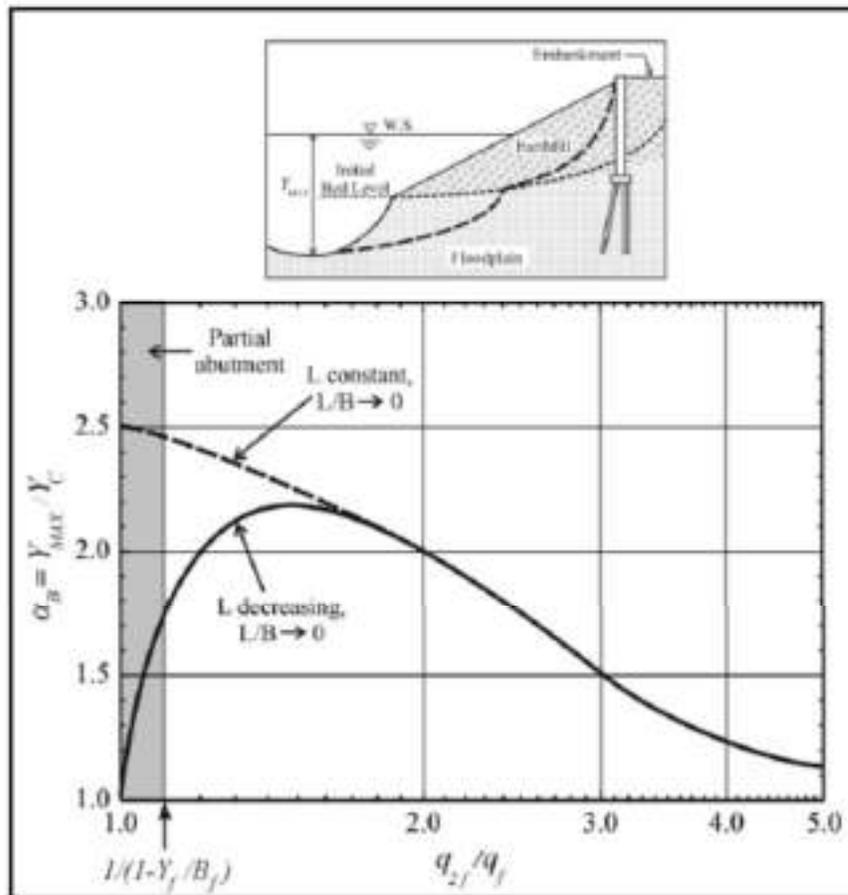


Figura 2-39 Factor de amplificación para determinación de socavación en estribos para lecho móvil.



Fuente: HEC 18, Arneson et al, 2012

Figura 2-40 Factor de amplificación para determinación de socavación en estribos para aguas claras.



2.4.2. Información geotécnica

Para la realización de los estudios de socavación se utilizaron datos de granulometría de ensayos realizados a estos efectos por los proyectistas de los puentes. Como se trata de una instancia preliminar antes de definir la ubicación exacta de los puentes, se tomaron muestras en las siguientes ubicaciones:

- Planicie de margen izquierda del puente SL1
- Cercano al cauce principal del puente SL1
- Planicie de margen derecha del puente SL1
- Planicie de margen izquierda del puente SL2
- Cercano al cauce principal del puente SL2
- Planicie de margen derecha del puente SL2
- Planicie de margen izquierda del puente SL3
- Planicie de margen derecha del puente SL3

En cada ubicación se tomaron muestras a 0,5 m y 1,5 m de profundidad.

En esta instancia no se tomaron muestras bajo agua, por lo que los datos correspondientes a los cauces principales corresponden a puntos cercanos al cauce. Para el puente SL3, debido al menor ancho del cauce se usaron los valores obtenidos en las planicies.

Los ensayos de granulometría contienen la curva granulométrica de cada muestra. La siguiente tabla muestra solamente el D_{50} de cada uno, por ser el principal parámetro utilizado en los cálculos de socavación.

Tabla 2-20 D_{50} de las muestras granulométricas

Punto	Ubicación	Profundidad	D_{50} (mm)
SL1	M. Izq.	0,5 m	< 0,074
		1,5 m	< 0,074
	Cauce	0,5 m	< 0,074
		1,5 m	< 0,074
	M. Der.	0,5 m	< 0,074
		1,5 m	< 0,074
SL2	M. Izq.	0,5 m	< 0,074
		1,5 m	< 0,074
	Cauce	0,5 m	< 0,074
		1,5 m	0,78
	M. Der.	0,5 m	0,86
		1,5 m	0,92
SL3	M. Izq.	0,5 m	< 0,074



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6

		1,5 m	< 0,074
	M. Der.	0,5 m	< 0,074
		0,5 m	< 0,074

Casi todas las muestras corresponden a materiales finos con D_{50} menor a 74 micrones. La recomendación es no utilizar valores menores a 0,2 mm para el cálculo de socavación, por lo que se utilizará ese valor para todas las ubicaciones excepto el cauce principal y la margen derecha del puente SL2.

En la margen derecha del puente SL2 los D_{50} de las dos muestras son del mismo orden por lo que se utilizó el menor de ambos valores (0,86 mm).

En las muestras cercanas al cauce principal del puente SL2 se encontró un D_{50} de 0,78 mm a 1,50 m de profundidad y material fino a 0,50 m de profundidad. Se decidió calcular inicialmente con el valor de 0,78 mm y si la socavación calculada es menor a 1,50 m utilizar el valor más desfavorable de 0,2 mm.

Es llamativo que la muestra cercana al cauce del curso SL1 corresponda a material fino cuando se observan depósitos de arena en las orillas de ese cauce. Se piensa que es debido a que en el momento de tomar las muestras esos depósitos estaban bajo agua y las muestras son más alejadas del cauce. Las socavaciones calculadas en el cauce principal utilizando un D_{50} de 0,2 mm pueden ser mayores a las reales, por lo que los resultados de esta etapa están del lado de la seguridad.

2.4.3. Estudio de socavación en el puente SL1

Se estudió la socavación causada por el evento de 200 años de período de retorno, valor utilizado para el cálculo estructural de las fundaciones, y también la socavación causada por el evento de 500 años de período de retorno, valor utilizado para la verificación estructural.

El estudio de socavación se realizó previo al proyecto estructural del puente, asumiendo pilas de 1,0 m de diámetro. Como el proyecto estructural definitivo utilizó pilas de 0,9 m de diámetro sin modificar su ubicación, se mantuvieron los resultados originales que fueron utilizados para el proyecto estructural, sabiendo que se está del lado de la seguridad.

Se estudió la socavación considerando tres condiciones morfodinámicas: la situación actual, la situación con el cauce desplazado 15 m hacia margen izquierda y la situación con el puente desplazado 15 m hacia margen derecha.



La siguiente tabla presenta los resultados de socavación generalizada por contracción para cada período de retorno en la situación actual.

Tabla 2-21 Resultados de socavación por contracción en el puente SL1 en condiciones de aguas claras

Ubicación	Socavación por contracción (m)	
	Tr 200	Tr 500
Margen izquierda	0	0
Cauce principal	2,51	5,53
Margen derecha	0	0

En todos los casos se dan condiciones de lecho móvil en el cauce principal y de aguas claras en ambas planicies de inundación. Para el evento de 500 años de período de retorno el nivel de agua alcanza al tablero, por lo que se produce separación de flujo bajo el mismo, disminuyendo la sección útil y aumentando considerablemente la socavación.

Aunque en las planicies los cálculos den condiciones de aguas claras, considerando que se trata de planicies muy extendidas que sufren una clara restricción importante del ancho, se calculó la socavación por contracción también en condiciones de lecho móvil. Se hizo para las tres hipótesis morfodinámicas, y se adoptó el resultado más conservador para cada caso. La siguiente tabla presenta los resultados obtenidos.

Tabla 2-22 Resultados de socavación por contracción en el puente SL1 en condiciones de lecho móvil

Ubicación	Tr 200				Tr 500			
	Situación actual	Desp. hacia MI	Desp. hacia MD	Valor adoptado	Situación actual	Desp. hacia MI	Desp. hacia MD	Valor adoptado
Margen izquierda	0	0,68	0,97	0,97	0	1,5	2,13	2,13
Cauce principal	2,51	2,52	2,49	2,52	5,53	5,54	5,48	5,54
Margen derecha	0	0,14	0	0,14	0	0,31	0	0,31

En la siguiente tabla se presentan los resultados de socavación local en pilas para cada período de retorno y cada hipótesis morfodinámica. Las pilas se numeran de margen izquierda a margen derecha. Son 6 pilas en total, de las cuales 2 (las pilas 3 y 4) están en el cauce principal en la situación actual. En la hipótesis de lecho desplazado hacia margen izquierda, la pila 2 también quedaría dentro del cauce, y en la hipótesis


Corredores Viales – Circuito 6

de cauce desplazado hacia margen derecha la pila 5 quedaría dentro del cauce. En las pilas ubicadas en las planicies se calculó la socavación asumiendo que se elimina la vegetación y la planicie queda con rugosidad similar al cauce natural. Para las socavaciones calculadas con cauces desplazados, se presentan dos resultados: la socavación respecto a la cota de fondo de cauce desplazado, y la socavación ajustada para referirse a la cota actual de terreno, que es el valor que debe utilizarse para el diseño de las fundaciones.

Tabla 2-23 Resultados de socavación local en pilas en el puente SL1

Ubicación	Tr 200						Tr 500					
	Situación actual	Desp. hacia MI	Desp. hacia MI ajustado	Desp. hacia MD	Desp. hacia MD ajustado	Valor adoptado	Situación actual	Desp. hacia MI	Desp. hacia MI ajustado	Desp. hacia MD	Desp. hacia MD ajustado	Valor adoptado
Pila 1	0.92	0.93	1.09	0.91	0.91	1.09	0.93	0.94	1.1	0.93	0.93	1.1
Pila 2	0.93	2.26	2.8	0.92	0.92	2.8	0.94	2.32	2.86	0.94	0.94	2.86
Pila 3	2.46	2.52	4.22	2.23	2.23	4.22	2.5	2.56	4.26	2.29	2.29	4.26
Pila 4	2.52	2.42	2.42	2.5	2.5	2.52	2.56	2.46	2.46	2.54	2.54	2.56
Pila 5	1.03	1	1	2.47	7.73	7.73	1.04	1.03	1.03	2.52	7.78	7.78
Pila 6	0.99	0.99	0.99	1.01	1.41	1.41	1.02	1.01	1.01	1.03	1.43	1.43

A continuación se presentan los cálculos de socavación en estribos para cada período de retorno, en la situación actual. Las siguientes tablas incluyen los resultados intermedios utilizados al seguir la metodología presentada anteriormente con el valor de socavación final resaltado en la fila inferior, siendo una tabla para el estribo de margen izquierda y otra para el estribo de margen derecha.

Tabla 2-24 Cálculo de socavación en el estribo de margen izquierda del puente SL1

Situación	T=200	T=500
Profundidad media en el canal (m)	7,54	8,02
Ancho planicie margen izquierda (m)	54,12	57,60
SBR margen izquierda	7,18	7,18
Tipo de flujo margen izquierda	Aguas claras	Aguas claras
Caudal unitario margen izquierda (m ³ /s/m)	0,59	0,67
D ₅₀ margen izquierda (mm)	0,20	0,20
y _c margen izquierda (m)	1,53	1,70
q _{2t} /q _f margen izquierda	2,79	2,51
α _B margen izquierda	1,61	1,75
y _{max} margen izquierda (m)	2,46	2,98
Tirante medio margen izquierda (m)	3,24	3,50
Socavación máxima margen izquierda (m)	0	0



Tabla 2-25 Cálculo de socavación en el estribo de margen derecha del puente SL1

Ubicación	Tr 200	Tr 500
Profundidad media en el canal (m)	7,54	8,02
Ancho planicie margen izquierda (m)	53,82	57,30
SBR margen izquierda	7,14	7,15
Tipo de flujo margen izquierda	Aguas claras	Aguas claras
Caudal unitario margen izquierda (m ³ /s/m)	0,41	0,48
D ₅₀ margen izquierda (mm)	0,20	0,20
y _c margen izquierda (m)	1,11	1,28
q _{2t} /q _f margen izquierda	0,95	0,90
α _B margen izquierda	1,00	1,00
y _{max} margen izquierda (m)	1,11	1,28
Tirante medio margen izquierda (m)	2,54	2,83
Socavación máxima margen izquierda (m)	0	0

Aunque en la situación actual el puente no requiere protección en estribos, considerando la posibilidad de movimiento del cauce, se recomienda colocar de todos modos un enrocado de protección.

Combinando los resultados de socavación por contracción, en pilas y en estribos se obtienen los valores de socavación total, presentados en la siguiente tabla.

Tabla 2-26 Resultados de socavación total en el puente SL1

Ubicación	Socavación total (m)	
	Tr 200	Tr 500
Estribo M. Izq.	Requiere protección	Requiere protección
Pila 1	2,06	3,23
Pila 2	5,32	8,4
Pila 3	6,74	9,8
Pila 4	5,04	8,1
Pila 5	10,25	13,32
Pila 6	1,55	1,74
Estribo M. Der.	Requiere protección	Requiere protección

2.4.4. Estudio de socavación en el puente SL2

Se estudió la socavación causada por el evento de 200 años de período de retorno, valor utilizado para el cálculo estructural de las fundaciones, y también la socavación causada por el evento de 500 años de período de retorno, valor utilizado para la verificación estructural.



El estudio de socavación se realizó previo al proyecto estructural del puente, asumiendo pilas de 1,0 m de diámetro. Como el proyecto estructural definitivo utilizó pilas de 0,9 m de diámetro sin modificar su ubicación, se mantuvieron los resultados originales que fueron utilizados para el proyecto estructural, sabiendo que se está del lado de la seguridad.

Se estudió la socavación considerando tres condiciones morfodinámicas: la situación actual, la situación con el cauce desplazado 25 m hacia margen izquierda (borde externo del meandro) y la situación con el puente desplazado 15 m hacia margen derecha (borde interno del meandro).

La siguiente tabla presenta los resultados de socavación generalizada por contracción para cada período de retorno en la situación actual.

Tabla 2-27 Resultados de socavación por contracción en el puente SL2 en aguas claras

Situación	Socavación por contracción (m)	
	T=200	T=500
Margen izquierda	0	0
Cauce principal	2,72	7,21
Margen derecha	0	0

En todos los casos se dan condiciones de lecho móvil en el cauce principal y de aguas claras en ambas planicies de inundación. La socavación por contracción para 500 años de período de retorno es notoriamente mayor por producirse flujo presurizado bajo el puente.

Aunque en las planicies los cálculos den condiciones de aguas claras, considerando que se trata de planicies muy extendidas que sufren una clara restricción importante del ancho, se calculó la socavación por contracción también en condiciones de lecho móvil. Se hizo para las tres hipótesis morfodinámicas, y se adoptó el resultado más conservador para cada caso. La siguiente tabla presenta los resultados obtenidos.

Tabla 2-28 Resultados de socavación por contracción en el puente SL2 en lecho móvil

Situación	T=200				T=500			
	Situación actual	Dep. lecho M	Dep. lecho MD	Velr adaptado	Situación actual	Dep. lecho M	Dep. lecho MD	Velr adaptado



Corredores Viales – Circuito 6

Margen izquierda	0	0	0,12	0,12	0	0	0,32	0,32
Cauce principal	2,72	2,57	2,84	2,84	7,21	6,81	7,53	7,53
Margen derecha	0	1,16	1,26	1,26	0	3,07	3,34	3,34

En la siguiente tabla se presentan los resultados de socavación local en pilas para cada período de retorno y cada hipótesis morfodinámica. Las pilas están numeradas de margen izquierda a margen derecha y van de 1 a 5. Solo la pila 3 corresponde al cauce principal en la situación actual. En la hipótesis de lecho desplazado hacia margen izquierda, la pila 2 es la única que quedaría dentro del cauce, y en la hipótesis de cauce desplazado hacia margen derecha las pilas 3 y 4 quedarían dentro del cauce. En las pilas ubicadas en las planicies se calculó la socavación asumiendo que se elimina la vegetación y la planicie queda con rugosidad similar al cauce natural. Para las socavaciones calculadas con cauces desplazados, se presentan dos resultados: la socavación respecto a la cota de fondo de cauce desplazado, y la socavación ajustada para referirse a la cota actual de terreno, que es el valor que debe utilizarse para el diseño de las fundaciones.

Tabla 2-29 Resultados de socavación local en pilas en el puente SL2

Pilares	T=200						T=500					
	Situación actual	Dep. lecho MI	Dep. lecho MD	Dep. lecho MI	Dep. lecho MD	Val. adaptado	Situación actual	Dep. lecho MI	Dep. lecho MD	Dep. lecho MI	Dep. lecho MD	Val. adaptado
Pila 1	0,74	0,74	0,88	0,74	0,74	0,88	0,75	0,75	0,89	0,75	0,75	0,89
Pila 2	0,75	2,54	10,7	0,75	0,75	10,7	0,76	2,55	10,71	0,76	0,76	10,71
Pila 3	2,48	0,75	0,75	2,36	2,36	2,48	2,55	0,74	0,74	2,38	2,38	2,55
Pila 4	0,75	0,74	0,74	2,48	4,28	4,28	0,75	0,73	0,73	2,49	4,29	4,29
Pila 5	0,74	0,74	0,74	0,74	0,97	0,97	0,74	0,73	0,73	0,73	0,96	0,96

A continuación se presentan los cálculos de socavación en estribos para cada período de retorno, en la situación actual. Las siguientes tablas incluyen los resultados intermedios utilizados al seguir la metodología presentada anteriormente con el valor de socavación final resaltado en la fila inferior, siendo una tabla para el estribo de margen izquierda y otra para el estribo de margen derecha.

Tabla 2-30 Cálculo de socavación en el estribo de margen izquierda del puente SL2

Descripción	T=200	T=500
Profundidad media en el canal (m)	8,23	8,66
Ancho planicie margen izquierda (m)	56,49	59,42
SBR margen izquierda	6,86	6,86
Tipo de flujo margen izquierda	Aguas claras	Aguas claras
Caudal unitario margen izquierda (m ³ /s/m)	0,12	0,15



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6

D ₅₀ margen izquierda (mm)	0,20	0,20
y _c margen izquierda (m)	0,40	0,46
q _{2f} /q _f margen izquierda	0,80	0,79
α _B margen izquierda	1,00	1,00
y _{max} margen izquierda (m)	0,40	0,46
Tirante medio margen izquierda (m)	2,11	2,41
Socavación máxima margen izquierda (m)	0	0

Tabla 2-31 Cálculo de socavación en el estribo de margen derecha del puente SL2

Descripción	Tr 200	Tr 500
Profundidad media en el canal (m)	8,23	8,66
Ancho planicie margen derecha(m)	55,91	58,84
SBR margen derecha	6,79	6,80
Tipo de flujo margen derecha	Aguas claras	Aguas claras
Caudal unitario margen derecha(m ³ /s/m)	0,56	0,59
D ₅₀ margen derecha(mm)	0,86	0,86
y _c margen derecha(m)	0,96	1,01
q _{2f} /q _f margen derecha	3,68	3,11
α _B margen derecha	1,30	1,46
y _{max} margen derecha(m)	1,24	1,47
Tirante medio margen derecha(m)	5,83	5,95
Socavación máxima margen derecha(m)	0	0

Aunque en la situación actual el puente no requiere protección en estribos, considerando la posibilidad de movimiento del cauce, se recomienda colocar de todos modos un enrocado de protección.

Combinando los resultados de socavación por contracción, en pilas y en estribos se obtienen los valores de socavación total, presentados en la siguiente tabla.

Tabla 2-32 Resultados de socavación total en el puente SL2

Ubicación	Socavación total (m)	
	Tr 200	Tr 500
Estribo M. Izq.	Requiere protección	Requiere protección
Pila 1	1	1,21
Pila 2	13,54	18,24
Pila 3	5,32	10,08
Pila 4	7,12	11,82
Pila 5	2,23	4,3
Estribo M. Der.	Requiere protección	Requiere protección



2.4.5. Estudio de socavación en el puente SL3

Se estudió la socavación causada por el evento de 200 años de período de retorno, valor utilizado para el cálculo estructural de las fundaciones, y también la socavación causada por el evento de 500 años de período de retorno, valor utilizado para la verificación estructural.

El estudio de socavación se realizó previo al proyecto estructural del puente, asumiendo pilas de 1,0 m de diámetro. Como el proyecto estructural definitivo utilizó pilas de 0,9 m de diámetro sin modificar su ubicación, se mantuvieron los resultados originales que fueron utilizados para el proyecto estructural, sabiendo que se está del lado de la seguridad.

La siguiente tabla presenta los resultados de socavación generalizada por contracción para cada período de retorno.

Tabla 2-33 Resultados de socavación por contracción en el puente SL3

Ubicación	Socavación por contracción (m)	
	Tr 200	Tr 500
Margen izquierda	0	0
Cauce principal	1,68	3,02
Margen derecha	0	0

Al igual que en los otros dos puentes, se dan condiciones de flujo presurizado para 500 años de período de retorno.

En la siguiente tabla se presentan los resultados de socavación local en pilas para cada período de retorno. En las pilas ubicadas en las planicies se calculó la socavación asumiendo que se elimina la vegetación y la planicie queda con rugosidad similar al cauce natural.

Tabla 2-34 Resultados de socavación local en pilas en el puente SL3

Ubicación	Socavación por contracción (m)	
	Tr 200	Tr 500
Pila 1	0,76	0,78
Pila 2	0,74	0,76



Al igual que en los puentes SL1 y SL2, no hay socavación en estribos en el puente SL3. La siguiente tabla presenta las socavaciones totales considerando todos los factores.

Tabla 2-35 Resultados de socavación total en el puente SL3

Ubicación	Socavación por contracción (m)	
	Tr 200	Tr 500
Estribo M. Izq	0	0
Pila 1	0,76	0,78
Pila 2	0,74	0,76
Estribo M. Der	0	0

2.5. Diseño de enrocado de protección de estribos

A continuación se presenta el diseño de los enrocados de protección de los estribos de los puentes SL1 y SL2. Como la definición conceptual es la misma, tanto en lo que corresponde a la forma de la protección como al método de cálculo, se presentan ambos puentes juntos, indicando cuando corresponde los valores particulares aplicables a cada uno.

2.5.1. Tamaño de roca

Para determinar el tamaño de roca requerido para el enrocado en los estribos el HEC 23 diferencia la ecuación a utilizar según el número de Froude (Fr). A saber:

- Si $Fr \ll \sqrt{gy} \ll 0,8$

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(S_s - 1)} \left[\frac{V^2}{gy} \right]$$

Donde:

D_{50} : es el diámetro medio de la roca (m)

V : es la velocidad característica promedio en la sección contraída (m/s)

S_s : es el peso específico de la roca (considerado igual a 2,65)

g : aceleración por gravedad (9,81 m/s²)

y : es la profundidad del flujo en la sección contraída (m)

K : es igual a 0,89 para estribos tendidos y 1,02 para estribos de paredes verticales

- Si $Fr \gg \sqrt{gy} \gg 0,8$



$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(S_s - 1)} \left[\frac{V^2}{gy} \right]^{0,14}$$

Donde:

K : es igual a 0,61 para estribos tendidos y 0,69 para estribos de paredes verticales

Para seleccionar la velocidad característica V aplicable en cada puente se comparó la velocidad local en las inmediaciones de los estribos con la velocidad media en la sección del puente.

a) Tamaño de roca del enrocado del puente SL1

En la situación actual ambos estribos están suficientemente alejados del cauce principal, con relación SBR mayor a 5. Sin embargo, la protección se dimensiona pensando en la posibilidad de que se desplace el cauce hacia alguno de los estribos.

En esas circunstancias, la velocidad representativa en ambos estribos es la velocidad media en la apertura del puente. Para el puente SL1 en la situación actual ese valor es 1,81 m/s. Dentro de las condiciones morfodinámicas estudiadas, la condición que genera mayor velocidad media es con el puente desplazado hacia margen izquierda, donde alcanza 1,84 m/s.

A dicho valor hay que aplicarle un factor de amplificación que depende del SBR. Como no se sabe exactamente cuánto se va a desplazar, se tomó el valor máximo de la gráfica para lecho móvil presentada en la Figura 2-39 (igual a 1,67) por lo que la primera velocidad utilizada en la comparación fue 3,07 m/s.

El segundo valor utilizado fue la velocidad media en el canal principal en la sección del puente, que es de 2,93 m/s para la situación actual y es ligeramente mayor con el desplazamiento hacia margen izquierda (2,94 m/s). Como ambos valores son menores al calculado anteriormente, la velocidad de diseño utilizada fue 3,07 m/s.

El número de Fr es en todos los casos menor a 0,8 por lo que utilizando la fórmula correspondiente el D_{50} calculado es igual a 0,52 m.

Una vez definido el D_{50} , se puede seleccionar una graduación estándar eligiendo la clase de roca con diámetro nominal inmediatamente superior al calculado, como se presenta en la siguiente tabla. En este caso se requiere un diámetro nominal correspondiente a clase VI (21").


Tabla 2-36 Mínimo y máximo tamaño de partícula admitido para el enrocado (pulgadas)

Clasificación nominal del enrocado por el diámetro de la partícula media		D ₁₅		D ₃₀		D _{47,5}		D ₆₀
Clase	Tamaño	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Máx.
I	6"	3,7	5,2	5,7	6,9	7,8	9,2	12,0
II	9"	5,5	7,8	8,5	10,5	11,5	14,0	18,0
III	12"	7,3	10,5	11,5	14,0	15,5	18,5	24,0
IV	15"	9,2	13,0	14,5	17,5	19,5	23,0	30,0
V	18"	11,0	15,5	17,0	20,5	23,5	27,5	36,0
VI	21"	13,0	18,5	20,0	24,0	27,5	32,5	42,0
VII	24"	14,5	21,0	23,0	27,5	31,0	37,0	48,0
VIII	30"	18,5	26,0	28,5	34,5	39,0	46,0	60,0
IX	36"	22,0	31,5	34,0	41,5	47,0	55,5	72,0
X	42"	25,5	36,5	40,0	48,5	54,5	64,5	84,0

Fuente: HEC 23

b) Tamaño de roca del enrocado del puente SL2

En la situación actual ambos estribos están suficientemente alejados del cauce principal, con relación SBR mayor a 5. Sin embargo, la protección se dimensiona pensando en la posibilidad de que se desplace el cauce hacia alguno de los estribos.

En esas circunstancias, la velocidad representativa en ambos estribos es la velocidad media en la apertura del puente. Para el puente SL1 en la situación actual ese valor es 1,24 m/s. Dentro de las condiciones morfodinámicas estudiadas, la condición que genera mayor velocidad media es con el puente desplazado hacia margen derecha, donde alcanza 1,35 m/s.

A dicho valor hay que aplicarle un factor de amplificación que depende del SBR. Como no se sabe exactamente cuánto se va a desplazar, se tomó el valor máximo de la gráfica para lecho móvil presentada en la Figura 2-39 (igual a 1,67) por lo que la primera velocidad utilizada en la comparación fue 2,25 m/s.

El segundo valor utilizado fue la velocidad media en el canal principal en la sección del puente, que es de 3,19 m/s para la situación actual y es ligeramente mayor con el desplazamiento hacia margen derecha (3,24 m/s). Como ambos valores son mayores al calculado anteriormente, la velocidad de diseño utilizada fue 3,24 m/s.



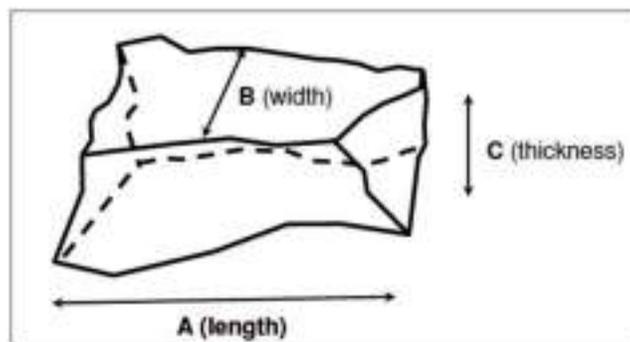
El número de Fr es en todos los casos menor a 0,8 por lo que utilizando la fórmula correspondiente el D_{50} calculado es igual a 0,58 m.

Una vez definido el D_{50} , se puede seleccionar una graduación estándar eligiendo la clase de roca con diámetro nominal inmediatamente superior al calculado, utilizando la tabla presentada anteriormente para el puente SL1. En este caso se requiere un diámetro nominal correspondiente a clase VII (24”).

2.5.2. Especificaciones de la roca

2.5.2.1. Forma

La forma de una piedra se describe en general a partir de tres ejes de medición: mayor, intermedio y menor, también conocidos como los ejes "A, B y C", como se muestra en la siguiente figura.



Fuente: HEC 23

Figura 2-41 Ejes A, B y C para determinar la forma de una roca

Las piedras del enrocado no deben ser delgadas, laminares, alargadas o con forma de aguja. Por lo tanto, se especifica un factor de forma (relación A/C) que proporciona una medida adecuada de la forma de la partícula, dado que el eje B presenta un valor intermedio entre la longitud A y el espesor C. Se recomienda que el factor de forma máximo sea 3,0.

Para las aplicaciones de enrocado, se prefieren las piedras tendientes a ser subangulares a angulares, dado que otorgan mayor estabilidad en comparación con las partículas redondeadas del mismo peso.

2.5.2.2. Densidad

La gravedad específica S_g es una medida de la densidad de la roca y es la relación entre la densidad de una partícula de roca única (sólida) γ_s y la densidad del agua γ_w :



$$S_g = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Usualmente se requiere una gravedad específica mínima de 2,5 para aplicaciones de enrocado. En este caso los cálculos se realizaron para una gravedad específica de 2,65. Si la gravedad específica de la roca disponible es mayor que 2,65 se podría admitir un tamaño de roca menor. Si está entre 2,5 y 2,65 se debe verificar su aplicabilidad.

2.5.2.3. Granulometría

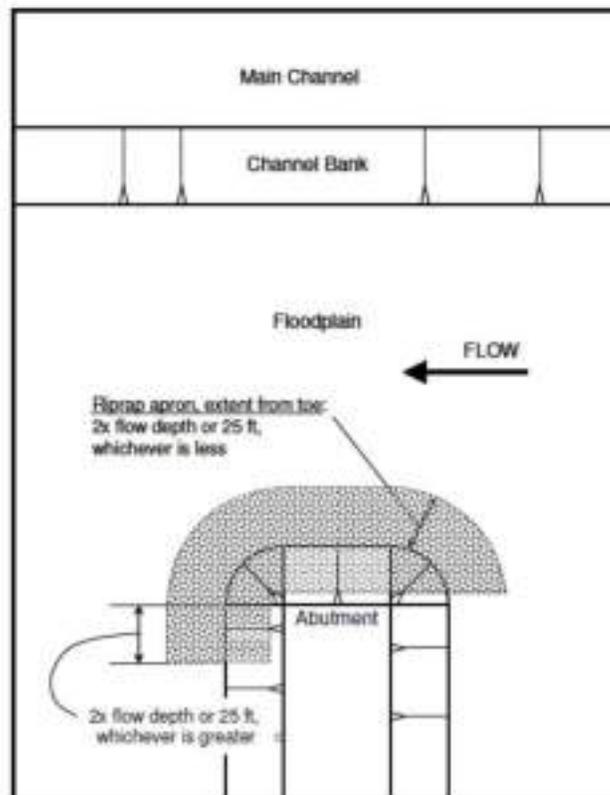
Anteriormente se presentó la granulometría para el enrocado para diferentes clases según el diámetro de la partícula media, en la que se indicaba el tamaño mínimo y máximo admisible de cada fracción. En la tabla a continuación se presenta las condiciones que debe cumplir la granulometría del enrocado para la clase seleccionada de cada puente.

Tabla 2-37 Granulometría recomendada para enrocado de los estribos (pulgadas)

Punto	Clase	D ₁₅		D ₃₀		D ₄₅		D ₇₅
		Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	
SL1	VI	13,0	18,5	20,0	24,0	27,5	32,5	42,0
SL2	VII	14,5	21,0	23,0	27,5	31,0	37,0	48,0

2.5.3. Ubicación del enrocado

La siguiente Figura muestra el esquema de ubicación de enrocado para protección de estribos propuesto por Lagasse et al. (2001).



Fuente: HEC 23

Figura 2-42 Diseño conceptual genérico del enrocado de protección del estribo

En este caso el ancho del delantal a pie de talud es de 7,5 m para ambos puentes. El espesor del enrocado es de tres veces el diámetro medio de la roca (D_{50}) que en este caso corresponde a 1,60 m para el puente SL1 y 1,83 m para el puente SL2.

2.5.4. Geotextil de filtro

Lagasse *et al.* (2001) recomienda la colocación de un geotextil como filtro debajo del enrocado. En recomienda que su extensión sea $2/3$ del total del enrocado, ya que ensayos de laboratorio demostraron que es como mejor funciona.

Los geotextiles aptos para ser usados como filtro son los tejidos monofilamento o no tejidos agujados. En Los geotextiles tejidos monofilamento deben tener un porcentaje de área abierta mayor o igual a 4%. En el caso de geotextiles no tejidos agujados la porosidad debe ser mayor o igual a 30%, y debe tener una masa por unidad de área de al menos 400 gramos por metro cuadrado.

2.6. Estudio de ataguías

2.6.1. Estudio de ataguías en el puente SL1

Se prevé la necesidad de ataguías para los trabajos de construcción del puente. La geometría exacta de las ataguías se definirá en obra, pero de igual manera se realizó el estudio considerando que se implantarán a una cota que no sea sobrepasada por el evento de 6 meses de período de retorno, igual a 37,30 m.

Las obras se realizarán durante períodos de estiaje, en los que la cota de implantación de las ataguías no se superará. Sin embargo, es muy probable que durante el plazo de ejecución de las obras ocurran eventos de crecidas ordinarias que provoquen el sobrepasamiento de las ataguías.

Numerando las pilas de margen izquierda a margen derecha, se observa que los trabajos en las pilas 1, 2, 5 y 6 podrán realizarse sin ataguías, por lo que solo se requiere ataguía para los trabajos en las pilas 3 y 4. Se consideró más apropiado llegar hasta la pila 3 desde la margen izquierda y hasta la pila 4 desde la margen derecha.

Las pilas 3 y 4 están dentro mismo del canal principal, por lo que no se puede permitir que el material granular extienda su talud de equilibrio hacia dentro del cauce. Por lo tanto, al extender las ataguías hasta esas pila se deberán colocar tablestacas que permitan un frente aproximadamente vertical. Las siguientes figuras muestran las ataguías de ambas márgenes completas.

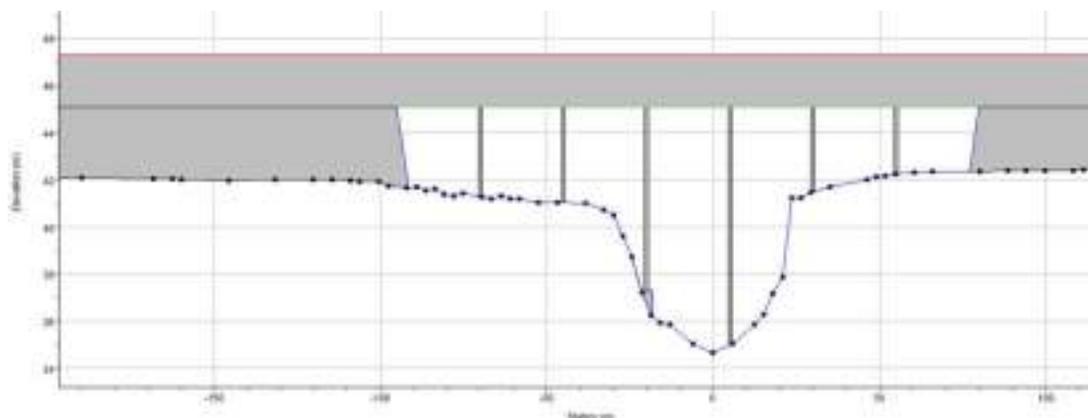


Figura 2-43 Ataguía de margen izquierda del puente SL1

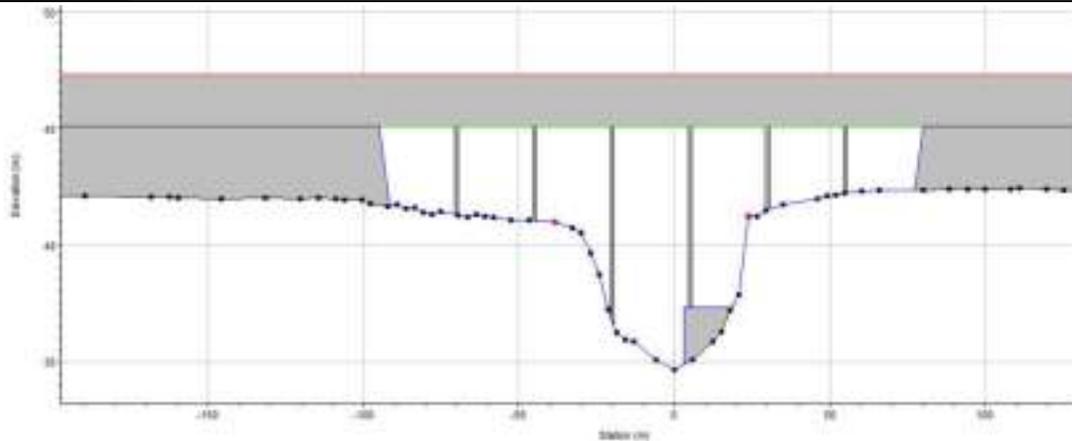


Figura 2-44 Ataguía de margen derecha del puente SL1

2.6.1.1. Resultados ataguía de margen izquierda

Como la ataguía de margen izquierda es muy pequeña, las afectaciones a la velocidad son muy pequeñas, y las afectaciones al nivel de agua son despreciables.

Se compararon las velocidades en la sección del puente, entre la situación sin ataguía y la situación con la ataguía de margen izquierda completa. La comparación se realizó para 3 eventos: el máximo evento que no genera sobrepasamiento de la ataguía, seleccionado como el evento de 6 meses de período de retorno, y dos eventos de crecidas ordinarias, con 1 y 2 años de período de retorno, ambos con sobrepasamiento de la ataguía.

La siguiente figura presenta la comparación de velocidades para el evento de 6 meses de período de retorno, en función de la distancia horizontal en la sección del puente, medida desde el estribo de margen izquierda. La zona sombreada en gris representa la ubicación de la ataguía.

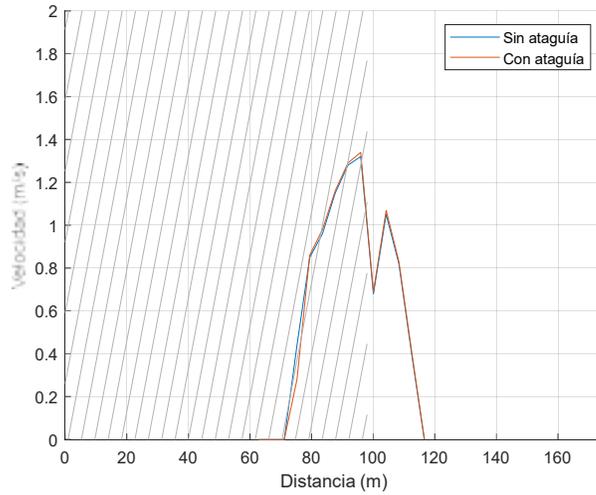


Figura 2-45 Comparación de velocidades con la atagüa de margen izquierda completa para el caudal máximo sin sobrepasamiento (Tr 6 meses)

Dentro del canal principal hay un aumento mínimo de la velocidad, con la velocidad máxima alcanzando 1,32 m/s.

A continuación se presentan las comparaciones de velocidad para los eventos de 1 y 2 años de período de retorno.

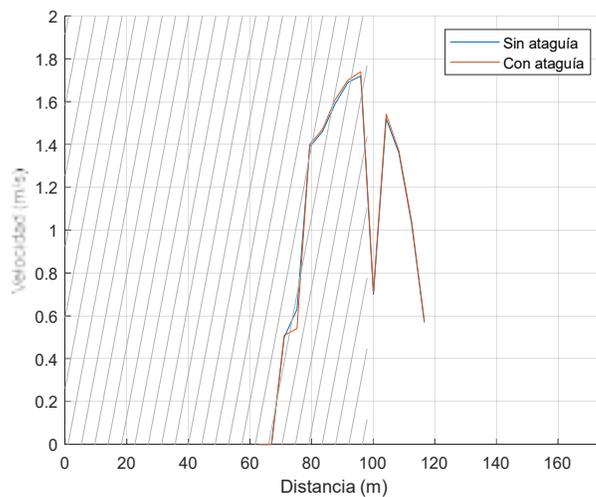


Figura 2-46 Comparación de velocidades con la atagüa de margen izquierda completa para el evento de Tr 1 año

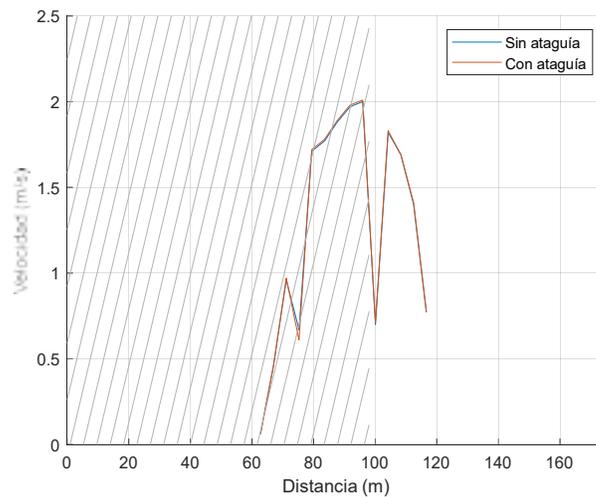


Figura 2-47 Comparación de velocidades con la ataguía de margen izquierda completa para el evento de Tr 2 años

Las velocidades máximas dentro del canal son iguales a 1,72 m/s para el evento de Tr 1 año y 2,00 m/s para el evento de Tr 2 años.

Estos eventos generan sobrepasamiento de la ataguía. Las velocidades máximas simuladas sobre la ataguía son de 0,51 m/s para el evento de Tr 1 año y 0,97 m/s para el evento de Tr 2 años.

2.6.1.2. Resultados ataguía de margen derecha

Se compararon los niveles de agua y las velocidades en la sección del puente, entre la situación sin ataguía y la situación con la ataguía de margen derecha completa. La comparación se realizó para 3 eventos: el máximo evento que no genera sobrepasamiento de la ataguía, seleccionado como el evento de 6 meses de período de retorno, y dos eventos de crecidas ordinarias, con 1 y 2 años de período de retorno, ambos con sobrepasamiento de la ataguía.

La siguiente figura presenta la comparación de velocidades para el evento de 6 meses de período de retorno, en función de la distancia horizontal en la sección del puente, medida desde el estribo de margen izquierda. La zona sombreada en gris representa la ubicación de la ataguía.

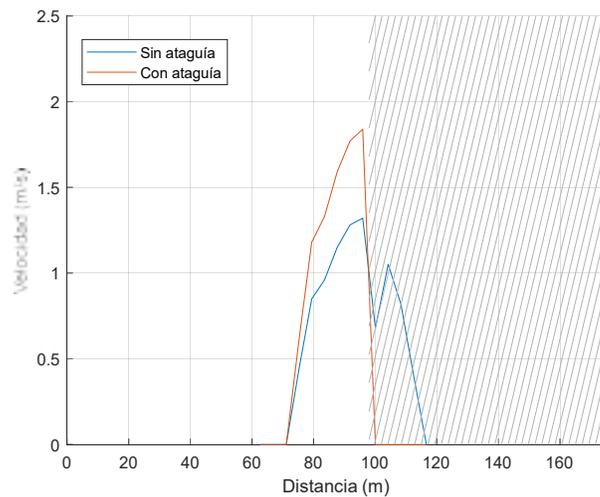


Figura 2-48 Comparación de velocidades con la ataguía de margen derecha completa para el caudal máximo sin sobrepasamiento (Tr 6 meses)

Dentro del canal principal hay un aumento de la velocidad, con la velocidad máxima alcanzando 1,84 m/s.

El nivel de agua, mientras tanto experimenta un aumento de 0,04 m, pasando de cota 37,25 m a cota 37,29 m.

A continuación se presentan las comparaciones de velocidad para los eventos de 1 y 2 años de período de retorno.

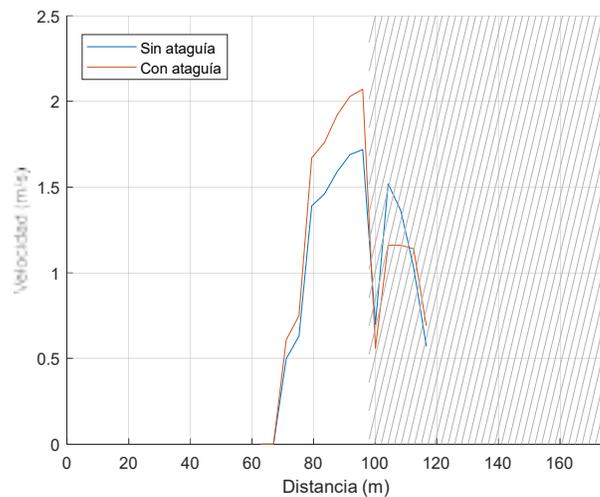


Figura 2-49 Comparación de velocidades con la ataguía de margen derecha completa para el evento de Tr 1 año

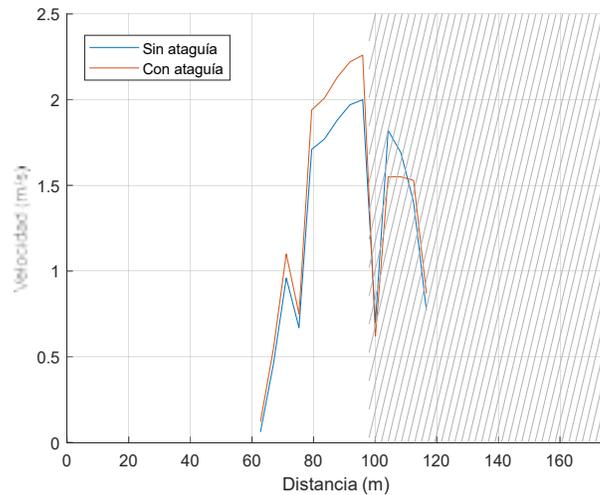


Figura 2-50 Comparación de velocidades con la ataguía de margen derecha completa para el evento de Tr 2 años

Las velocidades máximas dentro del canal son iguales a 2,07 m/s para el evento de Tr 1 año y 2,26 m/s para el evento de Tr 2 años.

Estos eventos generan sobrepasamiento de la ataguía. Las velocidades máximas simuladas sobre la ataguía son de 1,16 m/s para el evento de Tr 1 año y 1,55 m/s para el evento de Tr 2 años.

No se aprecia aumento en los niveles de agua para los eventos de 1 y 2 años de período de retorno.

2.6.2. Estudio de ataguías en el puente SL2

Se prevé la necesidad de ataguías para los trabajos de construcción del puente. La geometría exacta de las ataguías se definirá en obra, pero de igual manera se realizó el estudio considerando que se implantarán a una cota que no sea sobrepasada por el evento de 6 meses de período de retorno, igual a 38,60 m.

Las obras se realizarán durante períodos de estiaje, en los que la cota de implantación de las ataguías no se superará. Sin embargo, es muy probable que durante el plazo de ejecución de las obras ocurran eventos de crecidas ordinarias que provoquen el sobrepasamiento de las ataguías.

Corredores Viales – Circuito 6

Numerando las pilas de margen izquierda a margen derecha, se observa que los trabajos en las pilas 1, 2, 4 y 5 podrán realizarse sin ataguías, por lo que solo se requiere ataguía para los trabajos en la pila 3. Se consideró más apropiado llegar hasta esa pila desde la margen derecha.

La pila 3 está dentro mismo del canal principal, por lo que no se puede permitir que el material granular extienda su talud de equilibrio hacia dentro del cauce. Por lo tanto, al extender las ataguías hasta esa pila se deberán colocar tablestacas que permitan un frente aproximadamente vertical. La siguiente figura muestra la ataguía margen derecha.

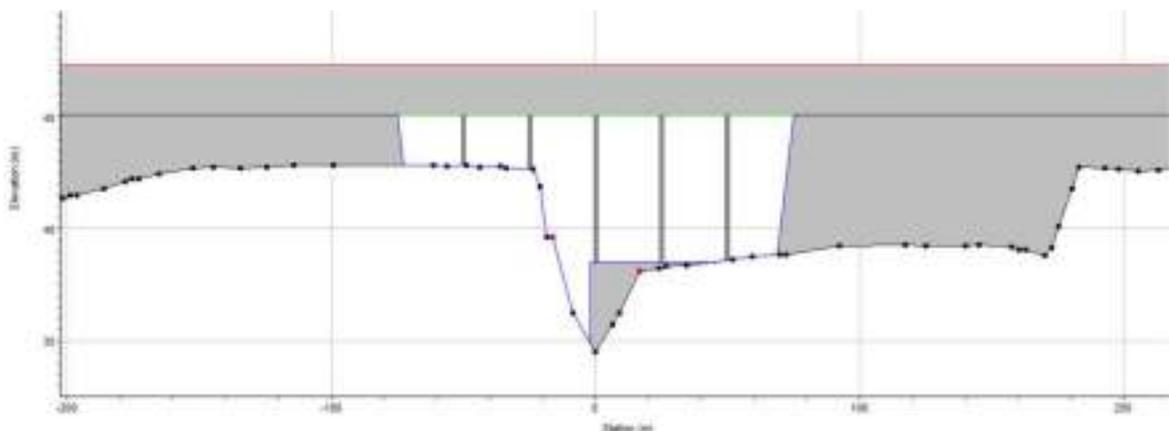


Figura 2-51 Ataguía de margen derecha del puente SL2

2.6.2.1. Resultados ataguía de margen derecha

Se compararon los niveles de agua y las velocidades en la sección del puente, entre la situación sin ataguía y la situación con la ataguía de margen derecha completa. La comparación se realizó para 3 eventos: el máximo evento que no genera sobrepasamiento de la ataguía, seleccionado como el evento de 6 meses de período de retorno, y dos eventos de crecidas ordinarias, con 1 y 2 años de período de retorno, ambos con sobrepasamiento de la ataguía.

La siguiente figura presenta la comparación de velocidades para el evento de 6 meses de período de retorno, en función de la distancia horizontal en la sección del puente, medida desde el estribo de margen izquierda. La zona sombreada en gris representa la ubicación de la ataguía.

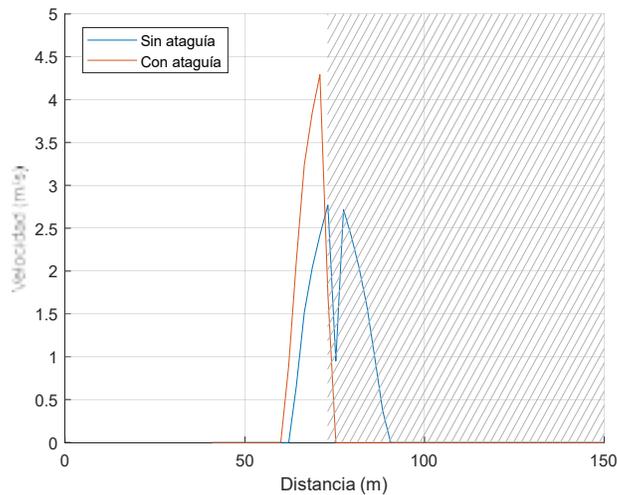


Figura 2-52 Comparación de velocidades con la atagüa de margen derecha completa para el caudal máximo sin sobrepasamiento (Tr 6 meses)

Dentro del canal principal hay un aumento de la velocidad, con la velocidad máxima alcanzando 4,29 m/s.

El nivel de agua, mientras tanto experimenta un aumento de 0,98 m, pasando de cota 37,28 m a cota 38,26 m.

A continuación se presentan las comparaciones de velocidad para los eventos de 1 y 2 años de período de retorno.

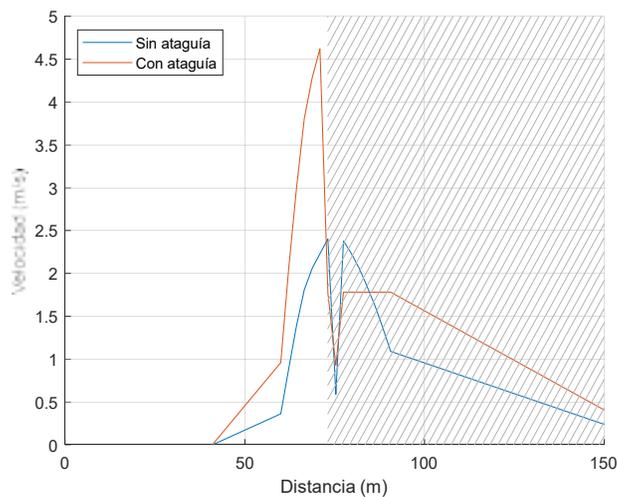


Figura 2-53 Comparación de velocidades con la atagüa de margen derecha completa para el evento de Tr 1 año

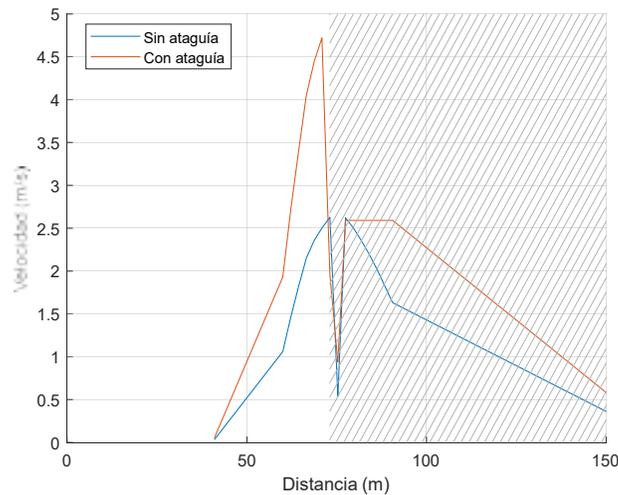


Figura 2-54 Comparación de velocidades con la ataguía de margen derecha completa para el evento de Tr 2 años

Las velocidades máximas dentro del canal son iguales a 4,62 m/s para el evento de Tr 1 año y 4,72 m/s para el evento de Tr 2 años.

Estos eventos generan sobrepasamiento de la ataguía. Las velocidades máximas simuladas sobre la ataguía son de 1,78 m/s para el evento de Tr 1 año y 2,59 m/s para el evento de Tr 2 años.

El nivel también aumenta 0,29 m para el evento de 1 año de período de retorno (de cota 39,18 m a cota 39,47 m), mientras que no se aprecia aumento para el evento de 2 años de período de retorno.

2.7. Conclusiones

A partir de los resultados del presente estudio se definieron las longitudes de puente necesarias para el drenaje del sistema del río Santa Lucía. La distribución más apropiada de longitudes resultó ser de 175 m para el cauce ubicado más al Sur (denominado SL1 en este informe), 150 m para el cauce ubicado en el centro (denominado SL2 en este informe) y 80 m para el cauce ubicado más al Norte (SL3 en este informe).

Por otra parte, se determinó que la cota máxima correspondiente a 100 años de período de retorno es igual a 44,39 m. Este valor es superior a lo previsto en el anteproyecto de 42,60 m por lo que será necesario ajustar el proyecto vial. Con este resultado la cota mínima para el fondo de tablero es igual a 45,39 m, ya que se adoptó



Corredores Viales – Circuito 6

una franquea de 1,00 m para considerar el posible aumento de caudal por cambio climático.

Al ser más altos los puentes, se compensa la disminución de longitud. El área total de drenaje es 49% mayor que la propuesta en el anteproyecto y la capacidad de conducción es 58% mayor.

Los resultados del estudio de socavación muestran que las longitudes propuestas son suficientes desde el punto de vista hidráulico, ya que al estudiar longitudes mayores se encontró que la disminución de la socavación es menor.

Ninguno de los tres puentes presenta problemas de socavación en estribos, dado que se eligieron las ubicaciones con ese fin. Sin embargo, considerando los posibles movimientos de los cauces SL1 y SL2, se decidió proteger los estribos de los puentes SL1 y SL2 para estar a cubierto de posibles acercamientos del cauce principal a los estribos.

Las pilas ubicadas en los cauces principales tienen valores de socavación de varios metros. La socavación por contracción en los canales principales aumenta notoriamente al estudiar la tormenta de verificación de 500 años de período de retorno, dado que se alcanza el fondo del tablero.

En el proyecto estructural se prefirió calcular las fundaciones asumiendo la socavación, la que se calculó considerando pilas de 1,0 m de diámetro. Como los diámetros finales de las pilas son de 0,9 m, se está del lado de la seguridad. Por otra parte, en el cálculo de socavación de pilas de los puentes SL1 y SL2 se tomaron en cuenta los posibles cambios geomorfológicos que resulten en diferentes ubicaciones del cauce principal.

3. ARROYO TALA

3.1. Estudio hidrológico

3.1.1. Cuenca de aporte

Se consideró la cuenca del arroyo Tala con punto de cierre en el cruce del curso de agua con la ruta N° 65. A su vez se dividió la cuenca en 2 subcuencas. La subcuenca 1 posee punto de cierre en el cruce del arroyo Tala con la ruta N° 6 y define el caudal en la ubicación del nuevo puente. La subcuenca 2 corresponde al resto de la cuenca que no aporta al nuevo puente y fue considerada como aporte lateral al modelo hidráulico.

Para la delimitación de la cuenca de aporte se consideró las curvas de nivel cada 10 m de Infraestructura de Datos Espaciales (en adelante, IDE) y fotografías aéreas obtenidas de Google Earth.

En la figura a continuación se presenta la cuenca considerada para el estudio del puente del arroyo Tala en conjunto con la cuenca considerada para la evaluación del sistema de puentes en el río Santa Lucía (Informe 1).

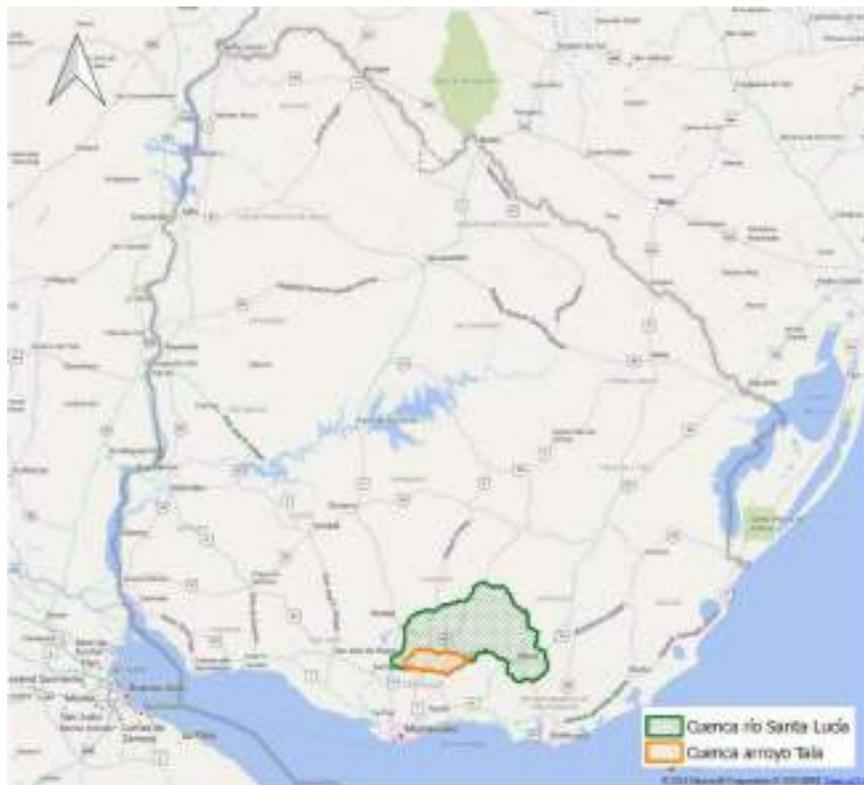


Figura 3-1 Ubicación en Uruguay de la cuenca de estudio

Las Figuras 2-2 muestran la ubicación detallada de la cuenca de estudio y las subcuencas consideradas en el estudio. La Tabla 3-1 presenta las características físicas de las subcuencas.



Figura 3-2 Ubicación detallada de la cuenca de estudio y definición de las subcuencas 1 y 2

Tabla 3-1 Características físicas de la cuenca de aporte

Subcuenca	Área (km ²)	Longitud del curso principal (km)	Alt (m)	Pendiente (m/km)
1	362,4	63243	70	0,0015
2	206,8	47311	60	0,0013

3.1.2. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es por definición el tiempo que demora en llegar el agua desde el punto más lejano de la cuenca a su punto de cierre. Es de especial importancia para el diseño de una tormenta sintética de evento extremo por dos motivos: por un lado, determina la duración de la tormenta asociada al evento, y por otro, determina la forma del hidrograma sintético.

El tiempo de concentración se estimó a partir de la fórmula de Kirpich, a saber:

$$t_c = 0,066 \times \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

Donde:

L es la longitud hidráulica de la cuenca (km), y corresponde a la mayor trayectoria del flujo.



S es la pendiente promedio de la trayectoria hidráulicamente más larga (m/m).

El tiempo de concentración para la subcuenca 1 es de 22,2 horas y para la subcuenca 2 de 16,8 horas.

3.1.3. Tormenta de diseño

Se armó la tormenta de diseño correspondientes a 100 años de período de retorno (en adelante, Tr) asociado a la subcuenca 1, ya que es la cuenca de aporte al puente.

La tormenta fue construida mediante el Método de Bloque Alterno, recomendado en el manual "Diseño de Aguas Pluviales Urbanas" de la Dirección Nacional de Agua y Saneamiento (en adelante, DINASA)⁶. Para el armado de la tormenta se empleó la información disponible de curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (en adelante, curvas IDF) presentada en el mismo manual.

En el Método de Bloque Alterno, la intensidad de la lluvia se divide en intervalos de tiempo Δt , donde la intensidad de la lluvia se mantiene constante. La intensidad de precipitación es la tasa promedio de lluvia, expresada generalmente en milímetros por unidad de tiempo sobre una cuenca dada. El valor que asume está íntimamente ligado al Tr y a la duración de la lluvia.

A efectos del cálculo de la intensidad de precipitación se emplearon las curvas IDF de acuerdo con la Ley de Montana:

$$i = a \times t^b \times$$

Donde:

I es la intensidad en mm/h.

t es la duración de la tormenta en horas.

a, b son coeficientes característicos; son función de la duración y del Tr y se obtienen a partir de las siguientes expresiones:

- Para duraciones menores a 3,5 horas

$$a = P(3,10,p) \times (0,1241 \times \ln(Tr) + 0,317) \times$$

$$b = -0,547 \times$$

- Para duraciones mayores a 3,5 horas

$$a = P(3,10,p) \times (0,1567 \times \ln(Tr) + 0,4017) \times$$

$$b = -0,725 \times$$

⁶ Esta Dirección Nacional actualmente lleva el nombre de Dirección Nacional de Agua (en adelante, DINAGUA)



Donde,

T_r es el período de retorno en años.

$P(3,10,p)$ es la altura de precipitación para una tormenta de 3 horas de duración y T_r igual a 10 años, en mm. Este valor se obtiene de las curvas IDF. Para la ubicación del río en la zona de estudio toma un valor de 81 mm.

Se calculó la precipitación de cada bloque con el Método del Bloque Alterno, tomando en consideración el tiempo de concentración de la cuenca para determinar el valor del intervalo Δt . Para el armado de la tormenta la cantidad de bloques adoptados fue tal que cubra al menos el doble de duración que el mayor tiempo de concentración estimado

Finalmente, por tratarse de una cuenca grande, se aplica un factor de corrección ya que no es probable que la precipitación sea uniforme en toda la superficie de la cuenca.

Las figuras a continuación muestran las tormentas de diseño para 100, 200 y 500 años de período de retorno para la subcuenca 1.

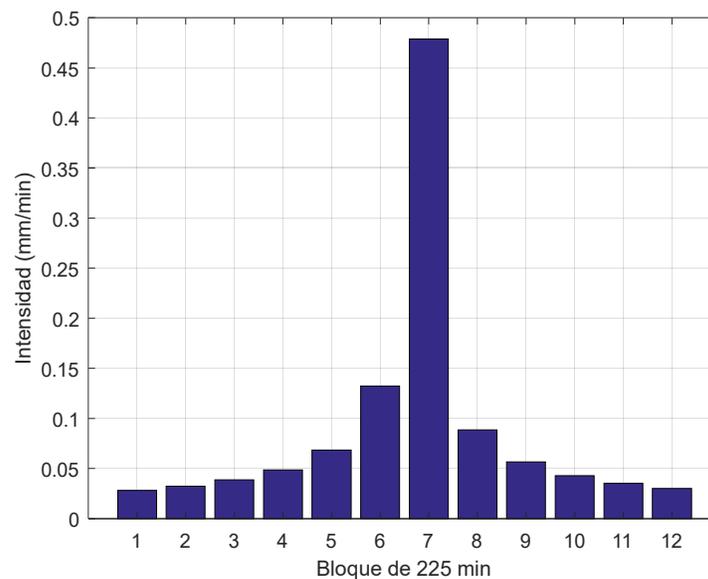


Figura 3-3 Hietograma asociado a T_r 100 años para la subcuenca 1

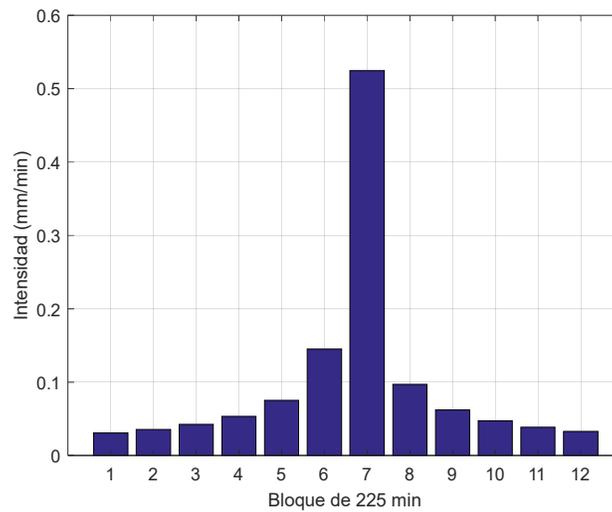


Figura 3-4 Hietograma asociado a Tr 200 años para la subcuencia 1

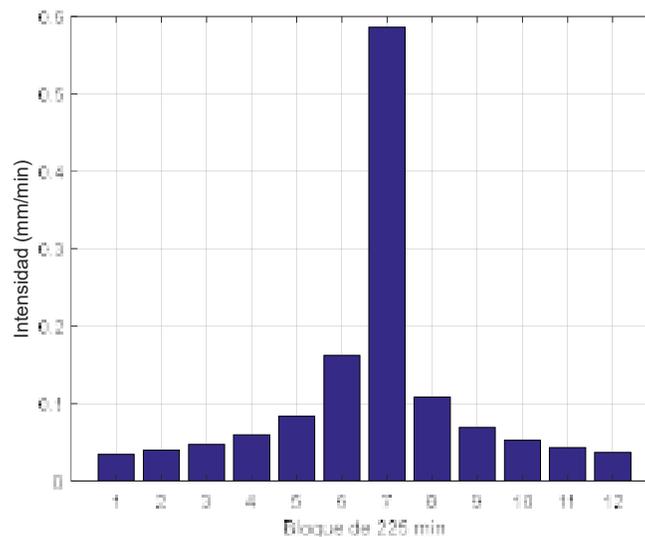


Figura 3-5 Hietograma asociado a Tr 500 años para la subcuencia 1

3.1.4. Precipitación efectiva

La precipitación efectiva es aquella parte de la precipitación total caída sobre un área determinada que genera escorrentía directa. Ésta se determinó a partir de la metodología presentada en el manual de DINASA, para lo cual se requiere conocer la tormenta de diseño, ya determinada en el numeral anterior, la unidad de suelo y su cobertura.



Corredores Viales – Circuito 6

La precipitación efectiva se calcula para cada intervalo de la tormenta de diseño. A partir de la precipitación acumulada de la tormenta se calculó el volumen de escurrimiento empleando el método del Número de Curva (en adelante NC), siguiendo las ecuaciones que se presentan a continuación.

- Si la precipitación total $P < 0,2 S$

$$P_e = 0 \times$$

- Si la precipitación total $P > 0,2 S$

$$P_e = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P + 0,8S)}$$

Donde:

S es la retención potencial máxima del suelo, la cual depende del NC, que a su vez depende de los grupos hidrológicos de las formaciones presentes y de su cobertura. Dicha retención ajustada para Uruguay se calcula como:

$$S = 25,4 \times \left(\frac{1000}{NC} - 10 \right)$$

Los NC han sido tabulados por el SCS (actual NRCS) con base en el tipo de suelo, el uso, la cobertura y la condición hidrológica.

Para definir el tipo de suelo de las cuencas de aporte delimitadas se recurrió a la Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay del Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (en adelante, MGAP). Las unidades presentes en la cuenca se resumen en la Tabla a continuación, indicando además el grupo hidrológico al que pertenece y el porcentaje que ocupa en la cuenca.

Tabla 3-2 Unidad de suelo, grupo hidrológico y porcentaje de cobertura en el área total

Unidad de suelo	Código	Grupo hidrológico	Área (ha)	Porcentaje del área total
Subcuenca 1				
Chapicuy	Ch	B	1,0	0,27
San Jacinto	SJc	C	11,2	3,09
San Ramón	SR	D	0,8	0,22
Tala - Rodríguez	TI-Rd	C/D	349,4	96,42
Subcuenca 2				
San Ramón	SR	D	2,28	1,10
Tala - Rodríguez	TI-Rd	C/D	204,6	98,90


Corredores Viales – Circuito 6

El uso de suelo fue obtenido del mapa de Usos de Suelo del MGAP. Los usos de suelo del MGAP fueron asociados con las categorías de uso de suelo presentadas en el manual de la DINASA. En la Tabla a continuación se presenta la asociación de usos realizada.

Tabla 3-3 Asociación de usos entre la carta de suelos de MGAP y el manual de DINASA

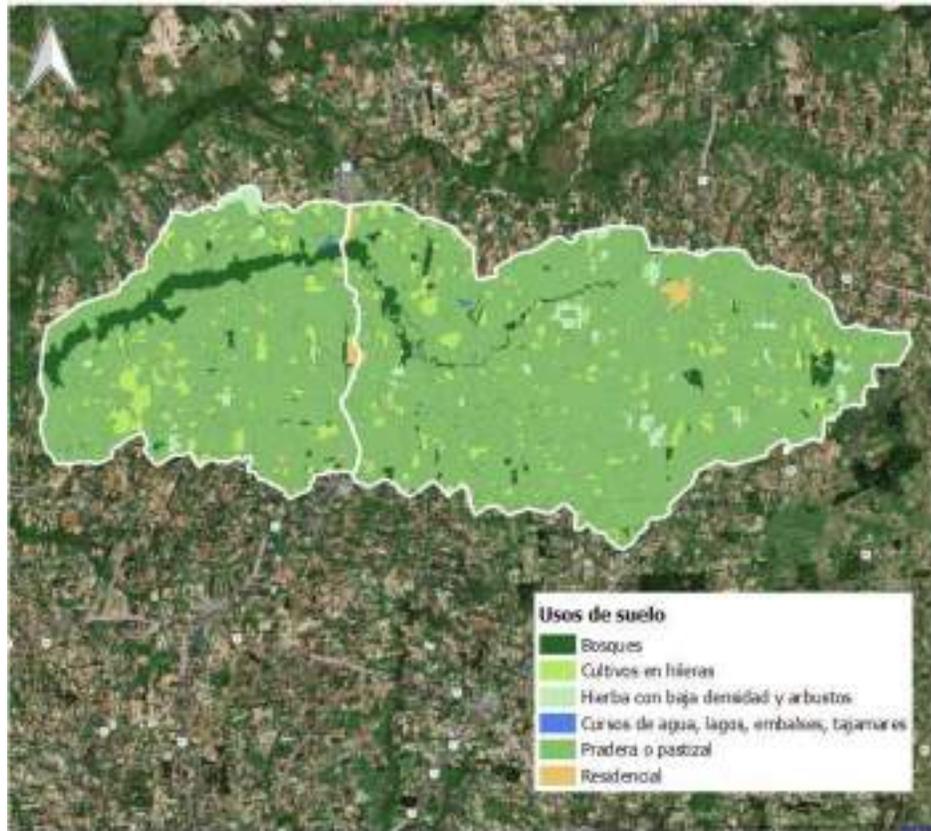
Uso según el manual de DINASA	Uso según la carta de usos de suelo del MGAP
Residencial	Área Urbana
Cultivos en hileras	Cultivo de Secano > 2 ha Cultivo Regado < 2 ha y Cultivo de Secano < 2 ha
Cursos de Agua, Lagos, Embalses, Tajamares	Herbáceo Permanentemente Inundado (Pajonal) Herbáceo Estacionalmente Inundado Lagos, Embalses y Tajamares
Bosques	Monte de Abrigo y sombra < 5 ha. Monte Nativo Plantación de Eucaliptus > 5 ha. Plantación Forestal > 5 ha. Plantación Forestal Pino > 5ha.
Pradera o pastizal	Pradera Natural Pradera natural o mejorada o cultivo herbáceo de secano
Hierba con baja densidad y arbustos	Suelo Desnudo asociado a agricultura o plantación forestal.
Residencial	Urbano Disperso y Pradera Natural

En la Tabla a continuación se presentan los NC asociados a cada uso del suelo obtenidos del manual de DINASA.

Tabla 3-4 Números de curva asociados a cada uso de suelo

	A	B	C	D
Bosques	45	66	77	83
Cultivos en hileras	72	81	88	91
Hierba con baja densidad y arbustos	30	58	71	78
Cursos de agua, lagos, embalses, tajamares	100	100	100	100
Pradera o pastizal	68	77	85	89
Residencial	77	85	90	92

En la Figura a continuación se presenta la ubicación de los distintos usos del suelo.


Figura 3-6 Usos de suelo

Se calculó el NC asociado a la cuenca de estudio ponderando por área el NC asociado a cada uso de suelo dependiendo del grupo hidrológico. El valor de NC obtenido para la subcuenca 1 fue 87 y para la subcuenca 2 fue 86.

3.1.5. Hidrogramas de diseño

Fue construido un Hidrograma Unitario de acuerdo con sus características de tiempo de concentración y área según la metodología del NRCS presentada en el manual de DINASA.

En base a esta metodología, se calculó el hidrograma unitario de duración igual al tiempo de concentración, el cual consiste en un hidrograma triangular con las siguientes características:

$$t_p = \frac{D}{2} + 0,6 \times t_c \times$$

$$t_b = 2,667 \times t_p \times$$

$$q_p = \frac{0,208 \times A}{t_p} \times$$



Donde:

t_p es el tiempo del pico del hidrograma (horas)

D es la duración del bloque de precipitación (horas)

t_c es el tiempo de concentración (horas)

t_b es el tiempo base (horas)

q_p es el caudal pico del hidrograma (m^3/s)

A es el área de la cuenca (km^2)

Posteriormente, aplicando las propiedades de linealidad y superposición, se multiplica el hidrograma unitario obtenido por cada incremento de escurrimiento y se suman los hidrogramas desfasándolos en el tiempo.

De esta manera se obtiene un Hidrograma correspondiente a la tormenta de diseño cuya integral en el tiempo es igual al volumen escurrido en dicha tormenta proveniente de la cuenca.

La Figura a continuación muestra el hidrograma de salida de las subcuencas para las tormentas de 100, 200 y 500 años de período de retorno asociada a la subcuenca 1.

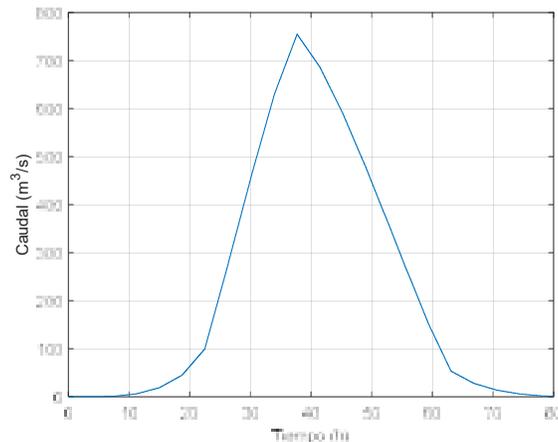


Figura 3-7 Hidrograma de la subcuenca 1 para 100 años de período de retorno



Corredores Viales – Circuito 6

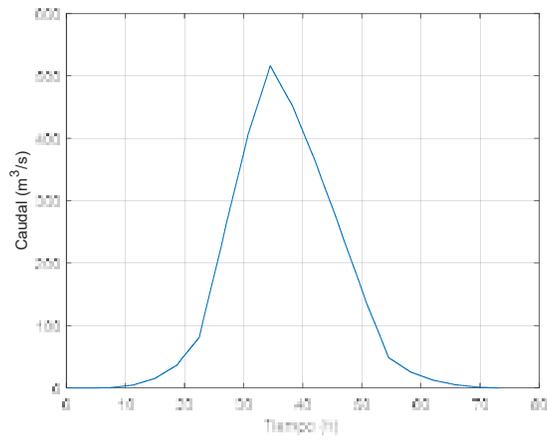


Figura 3-8 Hidrograma de la subcuena 2 para 100 años de período de retorno

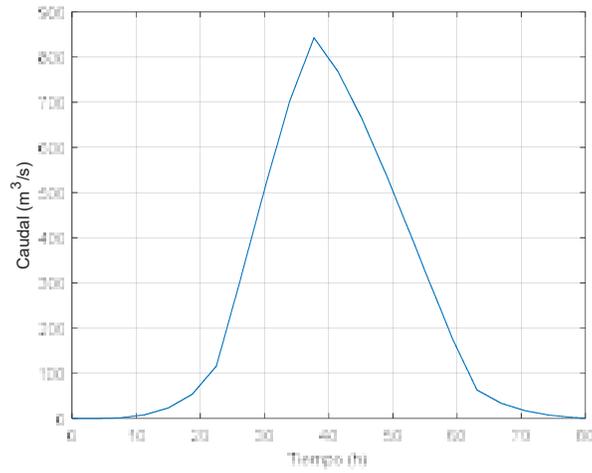


Figura 3-9 Hidrograma de la subcuena 1 para 200 años de período de retorno

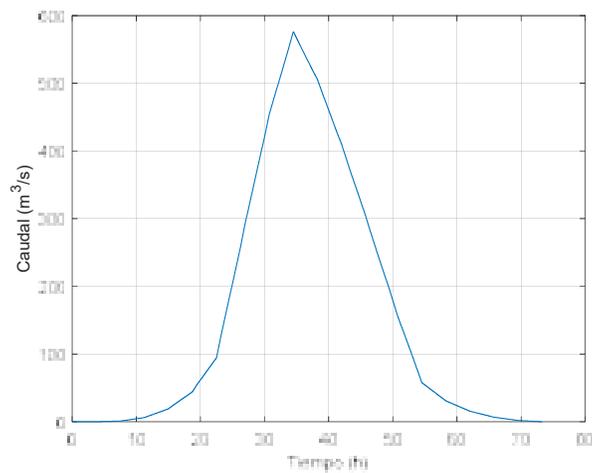


Figura 3-10 Hidrograma de la subcuena 2 para 200 años de período de retorno

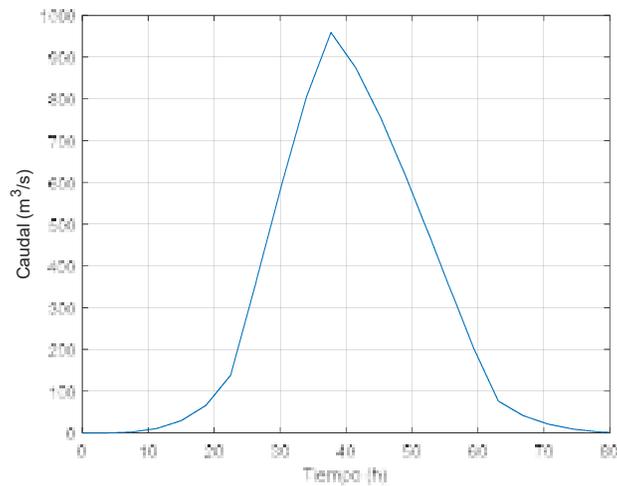


Figura 3-11 Hidrograma de la subcuena 1 para 500 años de período de retorno

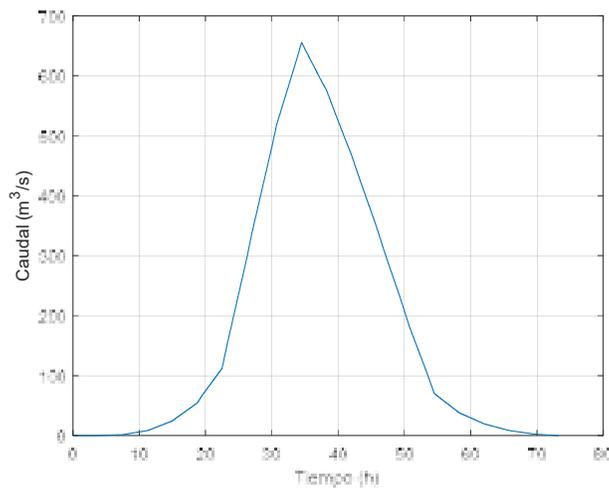


Figura 3-12 Hidrograma de la subcuena 2 para 500 años de período de retorno

3.2. Estudio hidráulico

3.2.1. Descripción del sistema de modelación HEC-RAS

A los efectos de simular el comportamiento hidrodinámico del curso de agua se realizó una modelación unidimensional utilizando el programa HEC-RAS 5.0.3 desarrollado por el *US Army Corps of Engineers*, y distribuido en forma libre.

El HEC-RAS (USACE, 2016) es un sistema de modelación hidrodinámica diseñado para simular el flujo unidimensional en redes de canales naturales y artificiales a superficie libre, y ha sido extensamente testado. El sistema contiene cuatro componentes principales para el análisis hidráulico de las conducciones:

- Cálculo del perfil de la superficie libre para flujo estacionario.
- Simulación de flujo no estacionario.
- Cálculo de transporte de sedimentos con lecho móvil.
- Análisis de calidad de agua.

El elemento clave del sistema de modelación es que los cuatro componentes utilizan el mismo modelo físico y las mismas rutinas para el cálculo hidráulico y geométrico. Además, el sistema contiene varias utilidades para diseño de estructuras hidráulicas, que pueden ser invocadas una vez que los perfiles básicos de la superficie libre hayan sido calculados.

3.2.2. Armado del modelo

3.2.2.1. Dominio de cálculo y geometría del modelo

Se armó un modelo unidimensional compuesto por un tramo de aproximadamente 43 km de longitud del arroyo Tala.

Para la definición de las secciones transversales se consideró la siguiente información:

- Relevamiento topo-batimétrico realizado en el marco de este proyecto
- Información topográfica obtenida de la Infraestructura de Datos Espaciales (IDEUy)

La figura a continuación presenta el dominio del modelo hidráulico, las transectas consideradas y los puntos de relevamiento tomados en el marco de este proyecto.



Figura 3-13 Dominio del modelo hidráulico, transectas consideradas y puntos de relevamiento

En la Figura a continuación se presenta en planta la geometría del modelo HEC-RAS.

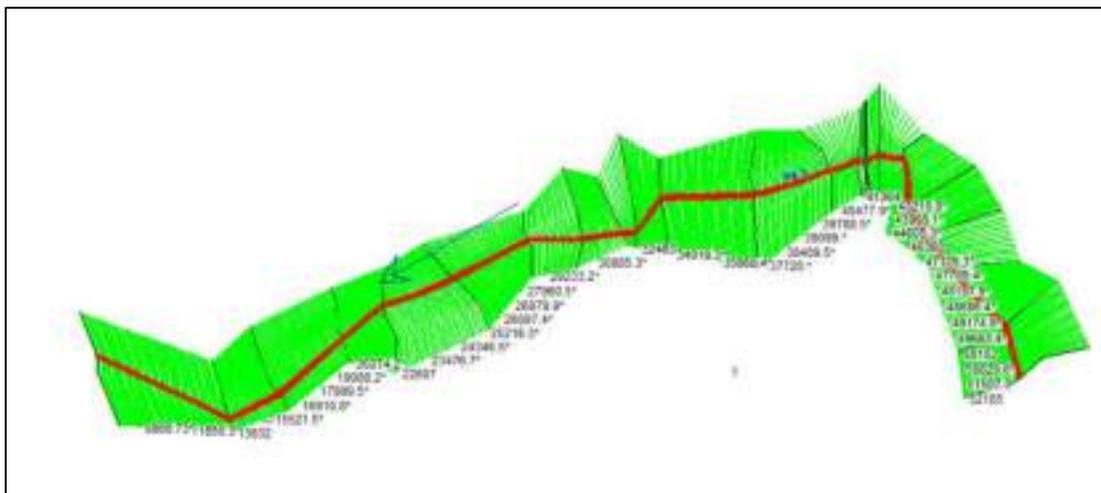


Figura 3-14 Geometría en planta del modelo HEC-RAS

Se incluyó en el modelo el puente actual ubicado en el cruce del arroyo Tala con ruta 6. En la Figura a continuación se presenta las secciones aguas arriba y aguas abajo del puente ingresado en el modelo HEC-RAS.



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6

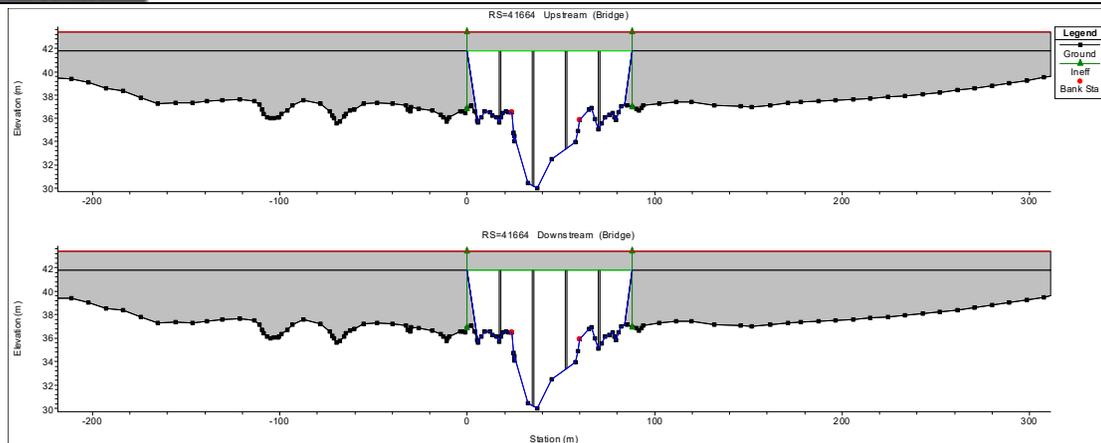


Figura 3-15 Puente actual ubicado en el cruce del arroyo Tala con ruta 6

Todos los niveles del presente documento están referidos al cero oficial.

3.2.2.2. Condiciones de borde

La condición de borde aguas arriba se impuso condiciones de caudal, mientras que en la de aguas abajo se impuso condiciones de nivel. La ubicación de las condiciones de borde fue tal que no afectarían a la zona del puente.

En particular, para la condición de nivel de aguas abajo se verificó que el remanso no afecta en la ubicación del puente.

3.2.2.3. Rugosidad

En el curso de agua de estudio no existen datos medidos que permitan calibrar el modelo. Por este motivo se consideraron los valores de rugosidad de Manning (en adelante, n) adoptados para el tramo entre Paso Pache y San Ramón obtenidos de la calibración del modelo utilizado para el estudio de los puentes sobre el río Santa Lucía (informe 1). De esta forma, el valor de n adoptado para el cauce es 0,065 y para la planicie 0,8.

3.2.2.4. Características del futuro puente en ruta 6

El nuevo puente estará emplazado en una zona que presenta varias desventajas desde el punto de vista hidráulico.

Por un lado, se ubica en la salida de una curva, lo que puede llevar a mayor pérdida de carga en las pilas. La curva no es lo suficientemente cerrada para generar separación de flujo en su borde interno.



Corredores Viales – Circuito 6

Por otro lado, en la localización del puente el curso tiene una sección menos profunda y más ancha (para crecidas ordinarias) que en las ubicaciones inmediatamente aguas abajo, lo que implica un puente más largo que el actual.

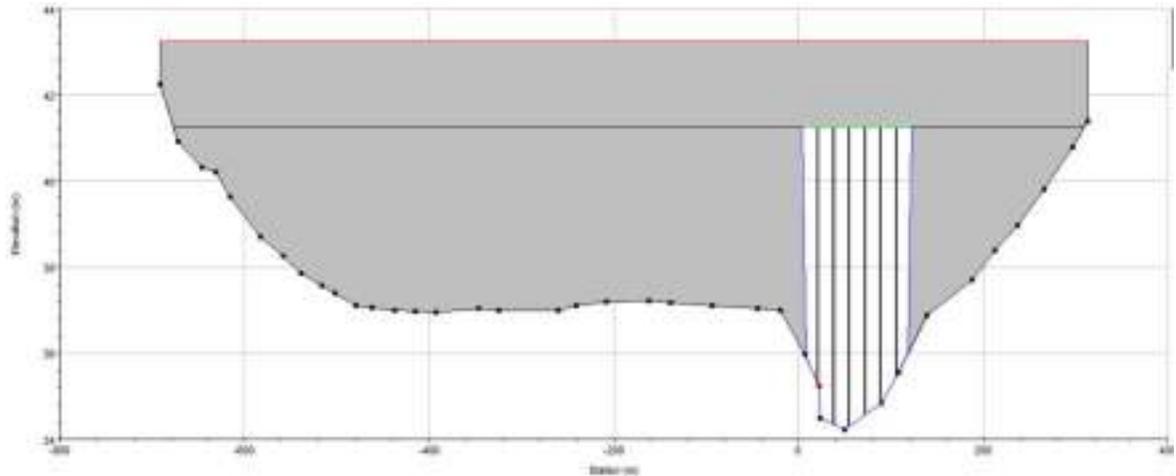
Finalmente, el ángulo entre la traza de la ruta proyectada y la dirección preponderante del flujo en la ubicación definida es tal que el puente tendrá 38° de esviaje, lo que también contribuye a que el puente sea más largo.

Las características del puente diseñado son:

- Longitud: 150 m
- Número de pórticos de pilas: 6
- Diámetro de las pilas: Las pilas son de 0,9 m de diámetro, y continúan con pilotes de 1,2 m de diámetro. En el modelo se ingresaron como pilas de 1,2 m de diámetro (ver párrafo siguiente).
- Separación entre pilas: 21,56 m entre pilas y 21,10 m entre pilas y estribos,
- Orientación de los pilares: alineados con la dirección del flujo (38° de esviaje)
- Orientación de los estribos: alineados con la dirección del flujo (38° de esviaje)
- Cota del fondo de tablero: 41,25m
- Estribos: talud 1V:1H

El diámetro ingresado para el modelo en las pilas (1,2 m) es mayor que el real (0,9 m) por dos motivos: por un lado para tomar en cuenta la pérdida de carga extra resultante de que como el puente está en la salida de una curva el ángulo de esviaje variará un poco a lo largo del puente y algunas pilas podrán estar colocadas de modo que el ancho efectivo sea mayor al real de una pila, y por otro lado porque en el estudio de socavación lo que importa es el diámetro del pilote, que es precisamente 1,20 m.

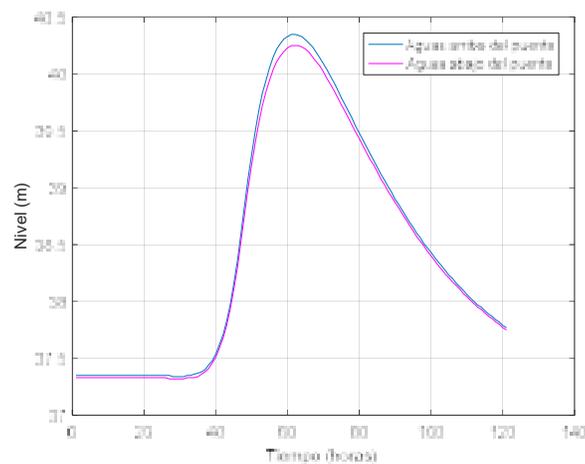
En la figura a continuación presenta el puente ingresado en HEC-RAS.


Figura 3-16 Nuevo puente ingresado en el modelo HEC-RAS

3.2.3. Análisis del funcionamiento hidráulico actual

En primera instancia se simuló el comportamiento hidráulico actual del curso de agua para la crecida de 100 años de período de retorno.

En las figuras a continuación se presentan los niveles alcanzados en el puente actual de ruta 6 y en la ubicación de la variante de trazado del futuro puente.


Figura 3-17 Niveles alcanzado en el puente existente en ruta 6 para 100 años de período de retorno

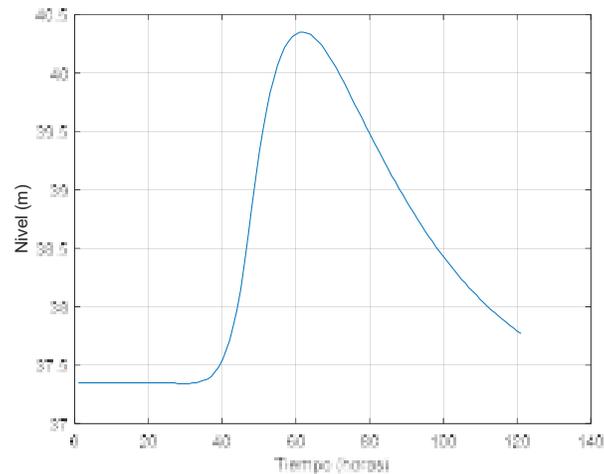


Figura 3-18 Nivel alcanzado en el entorno de la ubicación de la variante de trazado del futuro puente

Se observa que para Tr 100 los niveles máximos obtenidos aguas abajo y aguas arriba del puente existente son 40,25 m y 40,35 m respectivamente. En la zona de ubicación del nuevo puente el nivel máximo también es 40,35 m, lo que muestra que el nuevo puente se encuentra en la zona afectada por el remanso del puente existente.

3.2.4. Resultado de la simulación con el nuevo puente

Se simuló la situación futura, con la incorporación del nuevo puente diseñado sobre el arroyo, a efectos de estudiar la incidencia en el comportamiento del curso. En estas condiciones los niveles máximos obtenidos en el modelo son 40,44 m y 40,37 m aguas arriba y aguas abajo respectivamente, como muestra la figura a continuación. La pérdida de carga obtenida es de 0,07 m lo que es perfectamente admisible.

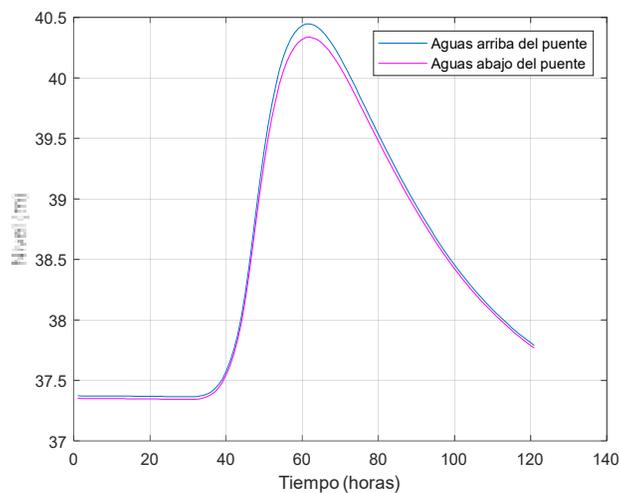


Figura 3-19 Niveles aguas arriba y aguas abajo del futuro puente



Corredores Viales – Circuito 6

La definición de la cota del puente se había realizado en una modelación anterior al proyecto estructural del puente. Aunque en dicha oportunidad el puente se modeló con pilas más anchas para ser conservativo en la pérdida de carga, dado que el puente está a la salida de una curva se decidió adoptar una franquía de 0,80 m en vez de 0,70 m para considerar posibles pérdidas de carga adicionales.

La cota máxima alcanzada en la simulación preliminar fue 40,45 m, por lo que se proyectó el puente con el fondo del tablero a cota 41,25 m. Con la simulación definitiva el nivel máximo es un centímetro menor, por lo que no es necesario modificar la cota del puente, quedando la franquía en 0,81 m.

3.3. Estudio de ataguías

Se prevé la necesidad de ataguías para los trabajos de construcción del puente. La geometría exacta de las ataguías se definirá en obra, pero de igual manera se realizó el estudio considerando que se implantarán a una cota que no sea sobrepasada por el evento de 6 meses de período de retorno, igual a 37,00 m.

Las obras se realizarán durante períodos de estiaje, en los que la cota de implantación de las ataguías no se superará. Sin embargo, es muy probable que durante el plazo de ejecución de las obras ocurran eventos de crecidas ordinarias que provoquen el sobrepasamiento de las ataguías.

Numerando las pilas de margen izquierda a margen derecha, se observa que los trabajos en las pilas 1 y 2 se realizarán con la ataguía de margen izquierda, mientras que los trabajos en las pilas 3 a 5 se realizarán con la ataguía de margen derecha.

Las pilas 2 y 3 están demasiado cerca del canal principal para permitir que el material granular extienda su talud de equilibrio hacia dentro del cauce. Por lo tanto, al extender las ataguías hasta esas pilas se deberán colocar tablestacas que permitan un frente aproximadamente vertical, mientras que en etapas previas se pueden dejar los taludes naturales, estimados en 1V:4H. Las siguientes figuras muestran las ataguías de ambos márgenes, tanto completas como en instancias intermedias.



Corredores Viales – Circuito 6

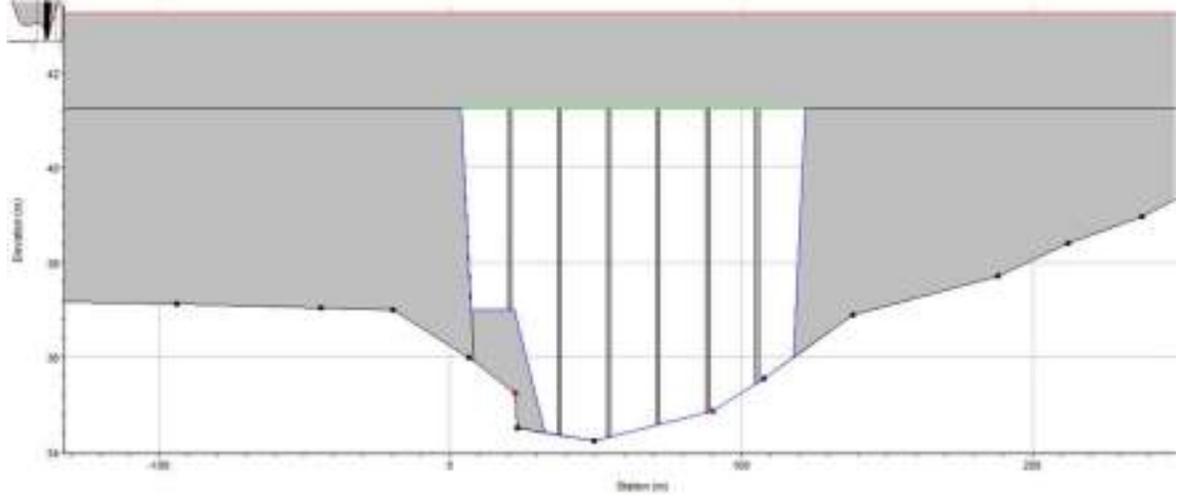


Figura 3-20 Ataguía de margen izquierda hasta la pila 1

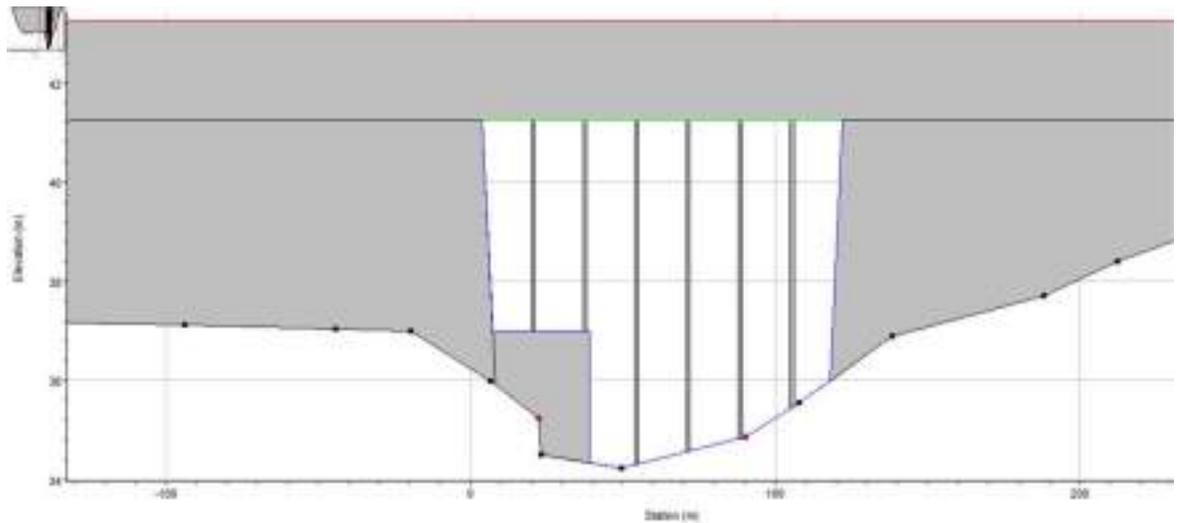


Figura 3-21 Ataguía de margen izquierda completa

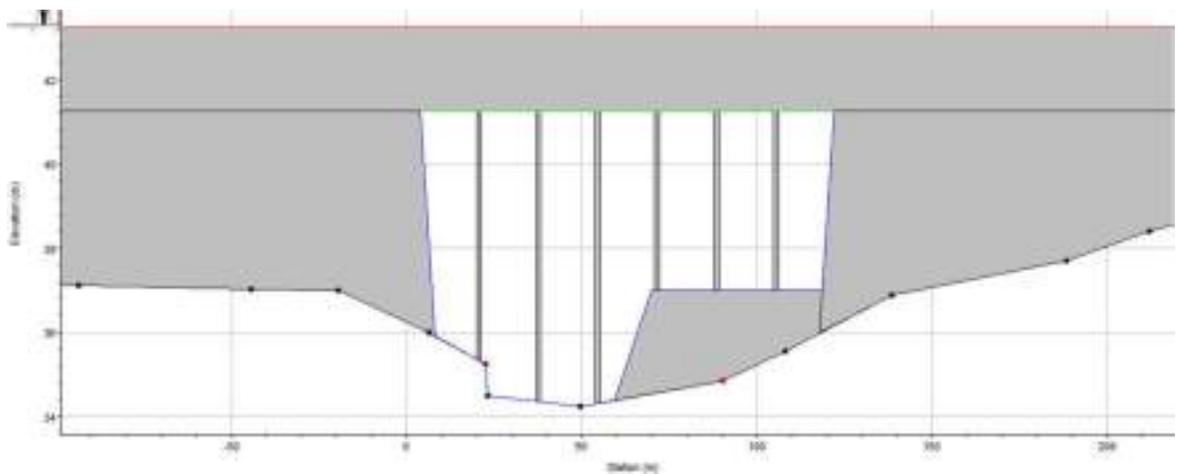


Figura 3-22 Ataguía de margen derecha hasta la pila 4



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6

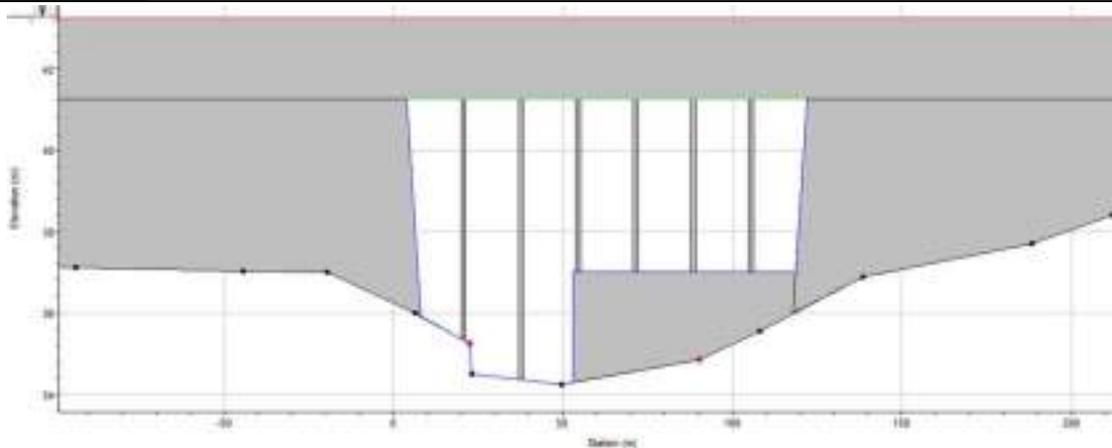


Figura 3-23 Ataguía de margen derecha completa

3.3.1. Resultados

3.3.1.1. Resultados ataguía de margen izquierda

Se compararon los niveles de agua y las velocidades en la sección del puente, entre la situación sin ataguía y la situación con la ataguía de margen izquierda completa. La comparación se realizó para 3 eventos: el máximo evento que no genera sobrepasamiento de la ataguía, seleccionado como el evento de 6 meses de período de retorno, y dos eventos de crecidas ordinarias, con 1 y 2 años de período de retorno, ambos con sobrepasamiento de la ataguía.

La siguiente figura presenta la comparación de velocidades para el evento de 6 meses de período de retorno, en función de la distancia horizontal en la sección del puente, medida desde el estribo de margen izquierda. La zona sombreada en gris representa la ubicación de la ataguía.

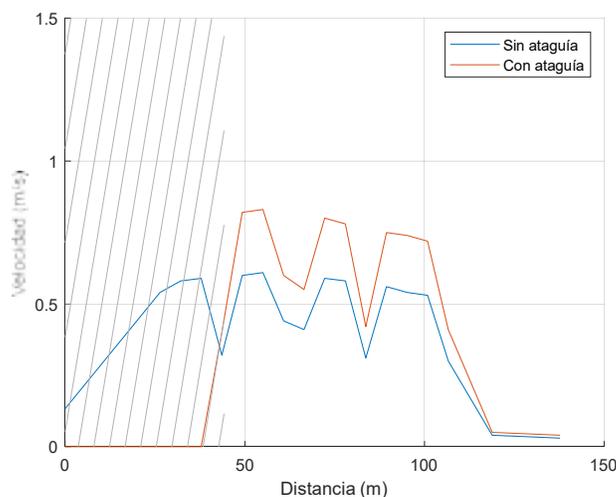


Figura 3-24 Comparación de velocidades con la ataguía de margen izquierda completa para el caudal máximo sin sobrepasamiento (Tr 6 meses)



Dentro del canal principal hay un aumento de la velocidad, con la velocidad máxima alcanzando 0,83 m/s.

El nivel de agua, mientras tanto no experimenta un cambio apreciable, subiendo solo 2 cm de cota 36,97 m a 36,99 m.

A continuación se presentan las comparaciones de velocidad para los eventos de 1 y 2 años de período de retorno.

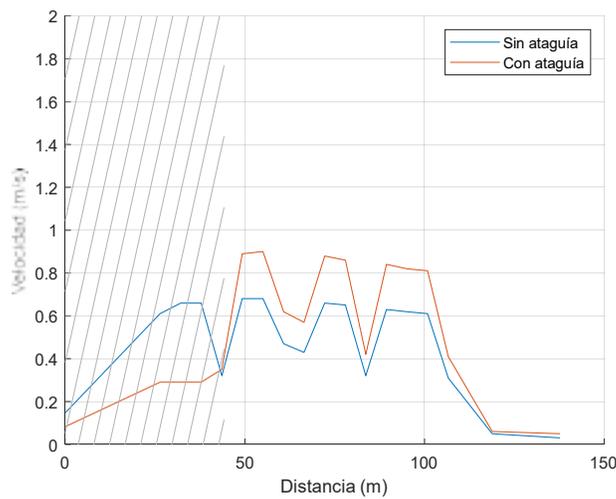


Figura 3-25 Comparación de velocidades con la ataguía de margen izquierda completa para el evento de Tr 1 año

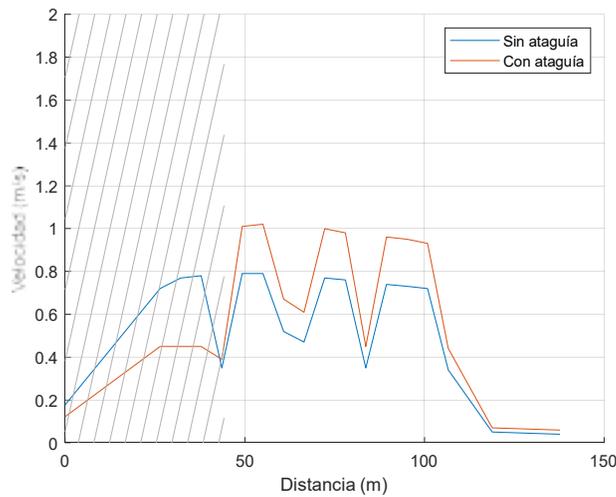


Figura 3-26 Comparación de velocidades con la ataguía de margen izquierda completa para el evento de Tr 2 años



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6

Las velocidades máximas dentro del canal son iguales a 0,90 m/s para el evento de Tr 1 año y 1,02 m/s para el evento de Tr 2 años.

Estos eventos generan sobrepasamiento de la ataguía. Las velocidades máximas simuladas sobre la ataguía son de 0,29 m/s para el evento de Tr 1 año y 0,45 m/s para el evento de Tr 2 años.

Los niveles de agua apenas se ven modificados para los eventos de 1 y 2 años de período de retorno, pasando de cota 37,63 m a cota 37,64 m para Tr 1 año y de cota 38,18 m a cota 38,19 m para Tr 2 años. Las siguientes figuras muestran la variación de profundidades a lo largo del puente para los distintos períodos de retorno. La zona sombreada en gris representa hasta donde llega la ataguía.

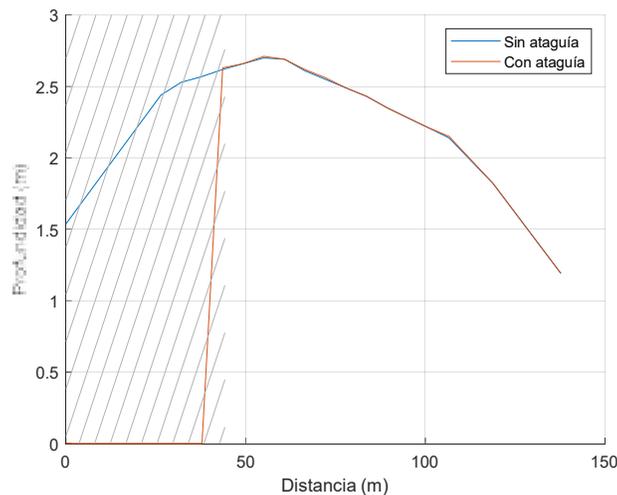


Figura 3-27 Comparación de profundidades con la ataguía de margen izquierda completa para el caudal máximo sin sobrepasamiento (Tr 6 meses)

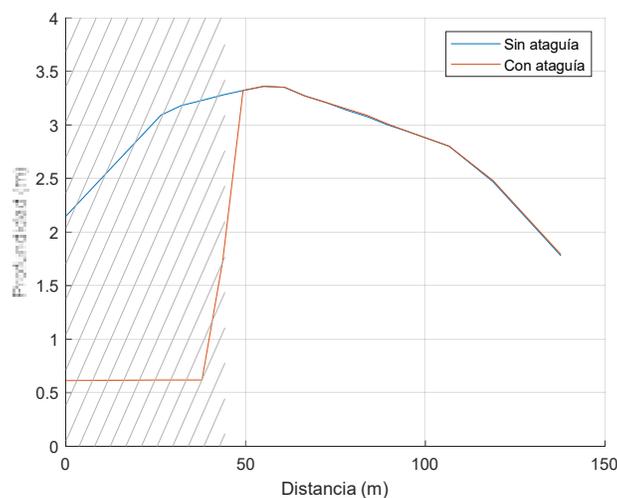


Figura 3-28 Comparación de profundidades con la ataguía de margen izquierda completa para el evento de Tr 1 año

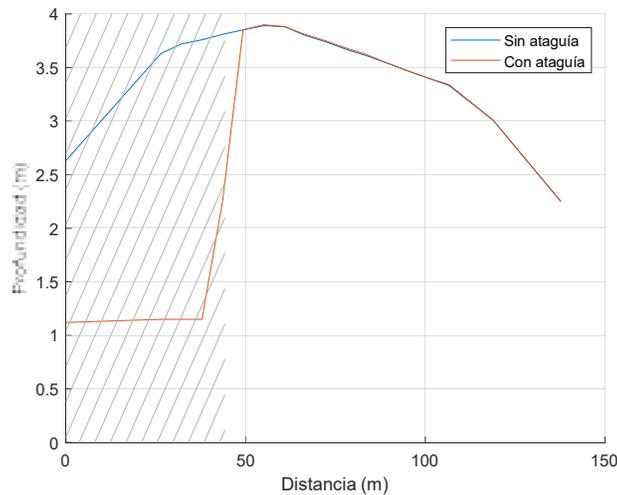


Figura 3-29 Comparación de profundidades con la ataguía de margen izquierda completa para el evento de Tr 2 años

3.3.1.2. Resultados ataguía de margen derecha

Se compararon los niveles de agua y las velocidades en la sección del puente, entre la situación sin ataguía y la situación con la ataguía de margen derecha completa. La comparación se realizó para 3 eventos: el máximo evento que no genera sobrepasamiento de la ataguía, seleccionado como el evento de 6 meses de período de retorno, y dos eventos de crecidas ordinarias, con 1 y 2 años de período de retorno, ambos con sobrepasamiento de la ataguía.

La siguiente figura presenta la comparación de velocidades para el evento de 6 meses de período de retorno, en función de la distancia horizontal en la sección del puente, medida desde el estribo de margen izquierda. La zona sombreada en gris representa la ubicación de la ataguía.



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6

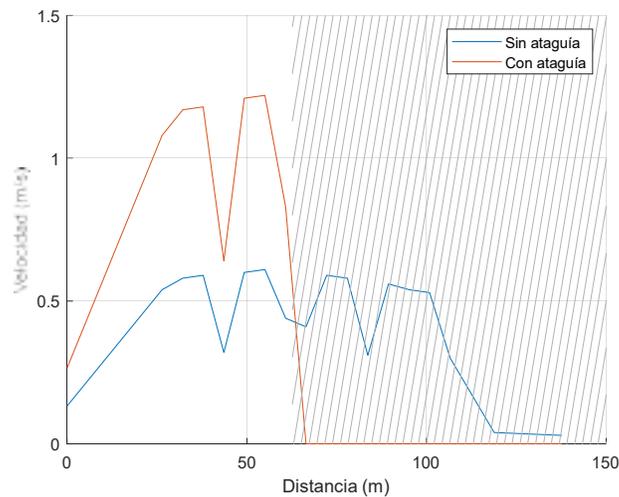


Figura 3-30 Comparación de velocidades con la ataguía de margen derecha completa para el caudal máximo sin sobrepasamiento (Tr 6 meses)

Dentro del canal principal hay un aumento de la velocidad, con la velocidad máxima alcanzando 1,22 m/s.

El nivel de agua, mientras tanto experimenta un cambio menor, subiendo solo 5 cm de cota 36,97 m a cota 37,02 m.

A continuación se presentan las comparaciones de velocidad para los eventos de 1 y 2 años de período de retorno.

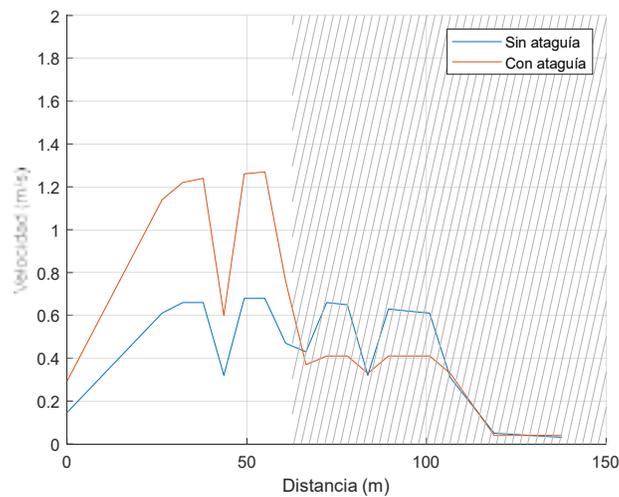


Figura 3-31 Comparación de velocidades con la ataguía de margen derecha completa para el evento de Tr 1 año



MINISTERIO
DE TRANSPORTE
Y OBRAS PÚBLICAS



Corredores Viales – Circuito 6

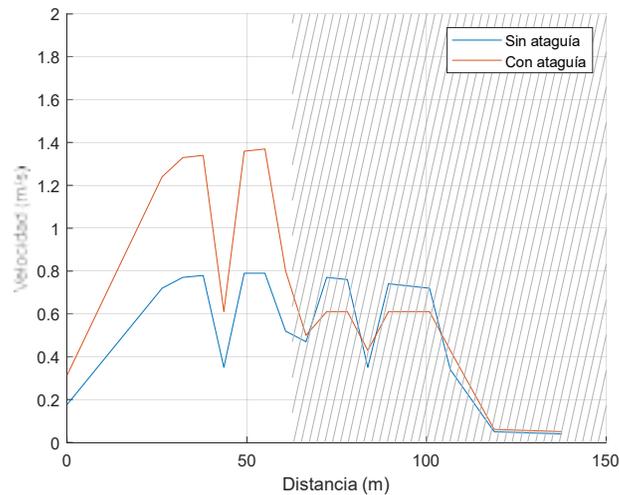


Figura 3-32 Comparación de velocidades con la ataguía de margen derecha completa para el evento de Tr 2 años

Las velocidades máximas dentro del canal son iguales a 1,27 m/s para el evento de Tr 1 año y 1,37 m/s para el evento de Tr 2 años.

Estos eventos generan sobrepasamiento de la ataguía. Las velocidades máximas simuladas sobre la ataguía son de 0,41 m/s para el evento de Tr 1 año y 0,61 m/s para el evento de Tr 2 años.

Los niveles de agua apenas se ven modificados para los eventos de 1 y 2 años de período de retorno, pasando de cota 37,63 m a cota 37,68 m para Tr 1 año y de cota 38,18 m a cota 38,20 m para Tr 2 años. Las siguientes figuras muestran la variación de profundidades a lo largo del puente para los distintos períodos de retorno. La zona sombreada en gris representa hasta donde llega la ataguía.

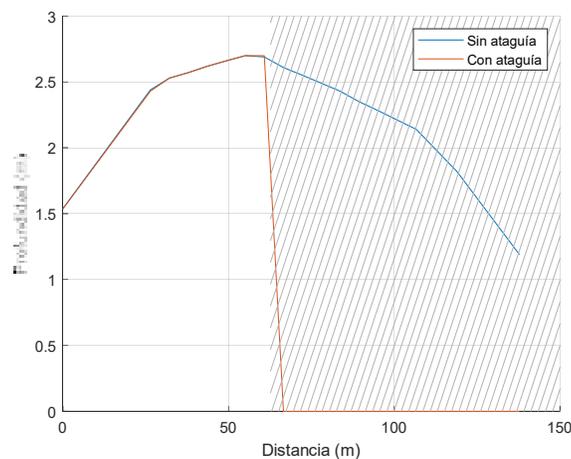


Figura 3-33 Comparación de profundidades con la ataguía de margen derecha completa para el caudal máximo sin sobrepasamiento (Tr 6 meses)

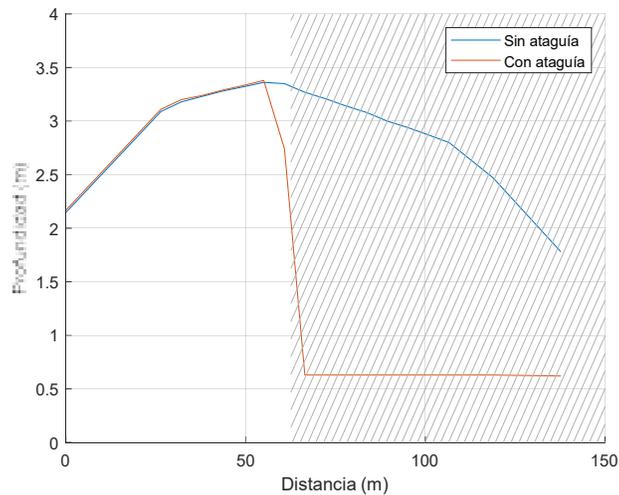


Figura 3-34 Comparación de profundidades con la ataguía de margen derecha completa para el evento de Tr 1 año

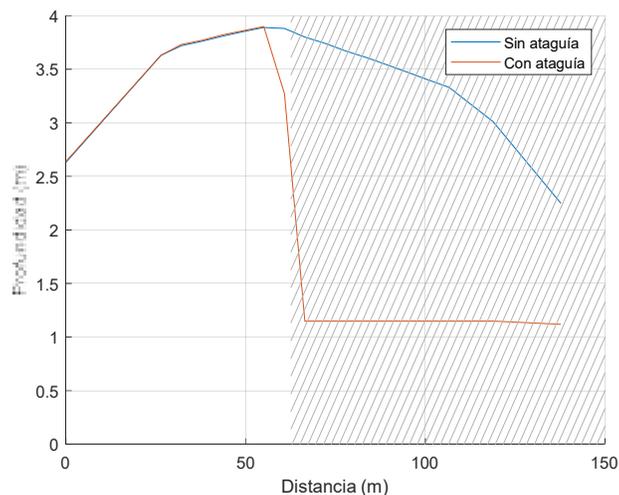


Figura 3-35 Comparación de profundidades con la ataguía de margen derecha completa para el evento de Tr 2 años

3.4. Estudio de socavación

3.4.1. Marco teórico

El marco teórico de socavación fue presentado en el numeral 2.4.1.

3.4.2. Información geotécnica

Para la realización de los estudios de socavación se utilizaron datos de granulometría de ensayos realizados a estos efectos por los proyectistas del puente. Se tomaron muestras en las siguientes ubicaciones:



- Planicie de margen izquierda
- Cercano al cauce principal del arroyo Tala
- Planicie de margen derecha

En cada ubicación se tomaron muestras a 0,5 m y 1,5 m de profundidad.

En esta instancia no se tomaron muestras bajo agua, por lo que los datos correspondientes al cauce principal corresponden a un punto cercano al cauce.

Los ensayos de granulometría contienen la curva granulométrica de cada muestra. La siguiente tabla muestra solamente el D_{50} de cada uno, por ser el principal parámetro utilizado en los cálculos de socavación.

Tabla 3-5 D_{50} de las muestras granulométricas

Ubicación	Profundidad	D_{50} (mm)
M. Izq.	0,5 m	< 0,074
	1,5 m	< 0,074
Cauce	0,5 m	< 0,074
	1,5 m	0,087
M. Der.	0,5 m	< 0,074
	1,5 m	< 0,074

Todas las muestras corresponden a materiales finos, una con D_{50} igual a 87 micrones y las restantes con D_{50} menor a 74 micrones. La recomendación es no utilizar valores menores a 0,2 mm para el cálculo de socavación, por lo que se utilizará ese valor para todas las ubicaciones.

3.4.3. Resultados obtenidos

Se estudió la socavación causada por el evento de 200 años de período de retorno, valor utilizado para el cálculo estructural de las fundaciones, y también la socavación causada por el evento de 500 años de período de retorno, valor utilizado para la verificación estructural.

La siguiente tabla presenta los resultados de socavación generalizada por contracción para cada período de retorno.


Corredores Viales – Circuito 6
Tabla 3-6 Resultados de socavación por contracción

Ubicación	Socavación por contracción (m)	
	Tr 200	Tr 500
Margen izquierda	0	0
Cauce principal	1,43	1,71
Margen derecha	0	0

En todos los casos se dan condiciones de lecho móvil en el cauce principal y de aguas claras en ambas planicies de inundación.

En la siguiente tabla se presentan los resultados de socavación local en pilas para cada período de retorno. Las pilas se numeran de margen izquierda a margen derecha. Son 6 pilas en total, de las cuales 4 (las pilas 2 a 5) están en el cauce principal.

Tabla 3-7 Resultados de socavación local en pilas

Ubicación	Socavación local en pilas (m)	
	Tr 200	Tr 500
Pila 1	0,52	0,54
Pila 2	1,88	1,95
Pila 3	1,89	1,95
Pila 4	1,88	1,94
Pila 5	1,86	1,93
Pila 6	0,50	0,52

A continuación se presentan los cálculos de socavación en estribos para cada período de retorno. Las siguientes tablas incluyen los resultados intermedios utilizados al seguir la metodología presentada en el marco teórico con el valor de socavación final resaltado en la fila inferior, siendo una tabla para el estribo de margen izquierda y otra para el estribo de margen derecha.



Corredores Viales – Circuito 6

Tabla 3-8 Cálculo de socavación en el estribo de margen izquierda

Socavación	T-200	T-300
Profundidad media en el canal (m)	6,20	6,57
Ancho planicie margen izquierda (m)	18,09	18,38
SBR margen izquierda	2,92	2,80
Tipo de flujo margen izquierda	Aguas claras	Aguas claras
Caudal unitario margen izquierda (m ³ /s/m)	4,94	5,63
D ₅₀ margen izquierda (mm)	0,2	0,2
y _c margen izquierda (m)	9,40	10,51
q _{2t} /q _f margen izquierda	8,95	9,09
α _B margen izquierda	1,14	1,14
y _{max} margen izquierda (m)	10,71	11,97
Tirante medio margen izquierda (m)	4,54	4,83
Socavación máxima margen izquierda (m)	6,17	7,16

Tabla 3-9 Cálculo de socavación en el estribo de margen derecha

Socavación	T-200	T-300
Profundidad media en el canal (m)	6,20	6,57
Ancho planicie margen izquierda (m)	29,48	29,77
SBR margen izquierda	4,75	4,53
Tipo de flujo margen izquierda	Aguas claras	Aguas claras
Caudal unitario margen izquierda (m ³ /s/m)	4,94	5,63
D ₅₀ margen izquierda (mm)	0,2	0,20
y _c margen izquierda (m)	9,40	10,51
q _{2t} /q _f margen izquierda	8,95	9,09
α _B margen izquierda	1,14	1,14
y _{max} margen izquierda (m)	10,71	11,97
Tirante medio margen izquierda (m)	4,90	5,22
Socavación máxima margen derecha (m)	5,81	6,98

Los valores calculados de socavación en estribos son exageradamente altos, ya que antes de llegarse a socavaciones de 6,17 m o 5,81 m se encontraría un material más resistente a la socavación, se daría la falla de un terraplén o la socavación se extendería hacia la sección del canal generando condiciones hidrodinámicas diferentes.

De todos modos, si la socavación calculada es tan alta, es evidente que si no se protegen los estribos estarán enfrentados a problemas de socavación. Por lo tanto, en vez de presentar un valor final de socavación en estribos del orden de 6 m, que no tiene valor cuantitativo, se indica que los resultados del cálculo de socavación arrojan que es necesario proteger los estribos.



Combinando los resultados de socavación por contracción, en pilas y en estribos se obtienen los valores de socavación total, presentados en la siguiente tabla.

Tabla 3-10 Resultados de socavación total

Ubicación	Socavación total (m)	
	Tr 200	Tr 500
Estribo M. Izq.	Requiere protección	Requiere protección
Pila 1	0,52	0,54
Pila 2	3,31	3,65
Pila 3	3,31	3,66
Pila 4	3,30	3,65
Pila 5	3,29	3,64
Pila 6	0,50	0,52
Estribo M. Der.	Requiere protección	Requiere protección

En el estudio de socavación preliminar, previo al proyecto estructural, se calculó con un puente diferente con otras luces y pilas de mayor diámetro (2,0 m) con lo que se obtuvieron socavaciones mayores en las pilas y se recomendó calcular las fundaciones considerando una socavación de 4,30 m (mayor valor obtenido para Tr 200) y utilizar una socavación de 4,68 m (mayor valor obtenido para Tr 500) para verificar que el coeficiente de seguridad sea mayor a 1.

En el proyecto estructural se consideraron esos valores, y como la socavación mayor en pilas para Tr 200 es 3,31 m (menor al 4,30 m utilizado) y para Tr 500 es 3,66 m (menor al 4,68 m utilizado), no es necesario realizar modificaciones al proyecto estructural.

3.5. Diseño de enrocado de protección de estribos

3.5.1. Tamaño de roca

Para determinar el tamaño de roca requerido para el enrocado en los estribos el HEC 23 diferencia la ecuación a utilizar según el número de Froude (Fr). A saber:

- Si $Fr \times \sqrt{gy} \leq 0,8$

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(S_s - 1)} \left[\frac{V^2}{gy} \right]$$

Donde:

D_{50} : es el diámetro medio de la roca (m)

V : es la velocidad característica promedio en la sección contraída (m/s)

S_s : es el peso específico de la roca (considerado igual a 2,65)



g : aceleración por gravedad ($9,81 \text{ m/s}^2$)

y : es la profundidad del flujo en la sección contraída (m)

K : es igual a 0,89 para estribos tendidos y 1,02 para estribos de paredes verticales

- Si $Fr \ll \sqrt{gy} \gg 0,8$

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(S_s - 1)} \left[\frac{V^2}{gy} \right]^{0,14}$$

Donde:

K : es igual a 0,61 para estribos tendidos y 0,69 para estribos de paredes verticales

Para seleccionar la velocidad característica V se comparó la velocidad local en las inmediaciones de los estribos con la velocidad media en la sección del puente.

Al estar ambos estribos cercanos al cauce principal (SBR menor a 5), la velocidad representativa en ambos estribos es la velocidad media en la apertura del puente, igual a 0,89 m/s. A ese valor se le aplicó el factor de amplificación de 1,14 utilizado en el cálculo de socavación, por lo que la primera velocidad utilizada en la comparación fue 1,01 m/s.

El segundo valor utilizado fue la velocidad media en el canal principal en la sección del puente, que es de 1,36 m/s. Como este valor es mayor que el previamente calculado, se adoptó el mismo para estar del lado de la seguridad. A este valor se le aplicó un coeficiente de seguridad de 1,7 por estar en una curva del curso de agua. Por lo tanto, el tamaño de roca fue dimensionado utilizando una velocidad de diseño de 2,31 m/s.

En este caso el Fr es en todos los casos menor a 0,8. Utilizando la fórmula correspondiente, el D_{50} calculado es igual a 0,29 m.

Una vez definido el D_{50} , se puede seleccionar una graduación estándar eligiendo la clase de roca con diámetro nominal inmediatamente superior al calculado, como se presenta en la siguiente tabla. En este caso se requiere un diámetro nominal correspondiente a clase III (12").

Tabla 3-11 Mínimo y máximo tamaño de partícula admitido para el enrocado (pulgadas)

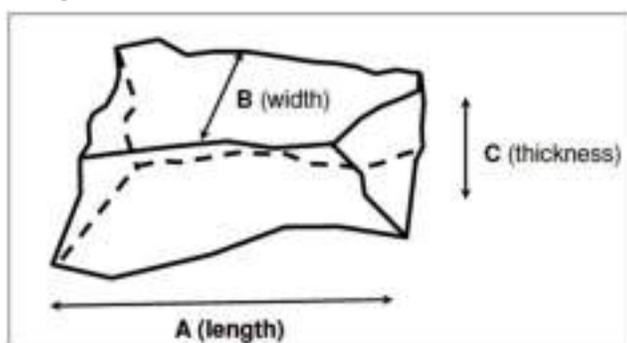
Clasificación nominal del enrocado por el diámetro de la partícula media		D ₁₀		D ₃₀		D ₅₀		D ₈₀
Clase	Tamaño	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Máx.
I	6"	3,7	5,2	5,7	6,9	7,8	9,2	12,0
II	9"	5,5	7,8	8,5	10,5	11,5	14,0	18,0
III	12"	7,3	10,5	11,5	14,0	15,5	18,5	24,0
IV	15"	9,2	13,0	14,5	17,5	19,5	23,0	30,0
V	18"	11,0	15,5	17,0	20,5	23,5	27,5	36,0
VI	21"	13,0	18,5	20,0	24,0	27,5	32,5	42,0
VII	24"	14,5	21,0	23,0	27,5	31,0	37,0	48,0
VIII	30"	18,5	26,0	28,5	34,5	39,0	46,0	60,0
IX	36"	22,0	31,5	34,0	41,5	47,0	55,5	72,0
X	42"	25,5	36,5	40,0	48,5	54,5	64,5	84,0

Fuente: HEC 23

3.5.2. Especificaciones de la roca

3.5.2.1. Forma

La forma de una piedra se describe en general a partir de tres ejes de medición: mayor, intermedio y menor, también conocidos como los ejes "A, B y C", como se muestra en la siguiente figura.



Fuente: HEC 23

Figura 3-36 Ejes A, B y C para determinar la forma de una roca

Las piedras del enrocado no deben ser delgadas, laminares, alargadas o con forma de aguja. Por lo tanto, se especifica un factor de forma (relación A/C) que proporciona una medida adecuada de la forma de la partícula, dado que el eje B presenta un valor intermedio entre la longitud A y el espesor C. Se recomienda que el factor de forma máximo sea 3,0.

Para las aplicaciones de enrocado, se prefieren las piedras tendientes a ser subangulares a angulares, dado que otorgan mayor estabilidad en comparación con las partículas redondeadas del mismo peso.



3.5.2.2. Densidad

La gravedad específica S_g es una medida de la densidad de la roca y es la relación entre la densidad de una partícula de roca única (sólida) γ_s y la densidad del agua γ_w :

$$S_g = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Usualmente se requiere una gravedad específica mínima de 2,5 para aplicaciones de enrocado. En este caso los cálculos se realizaron para una gravedad específica de 2,65. Si la gravedad específica de la roca disponible es mayor que 2,65 se podría admitir un tamaño de roca menor. Si está entre 2,5 y 2,65 se debe verificar su aplicabilidad.

3.5.2.3. Granulometría

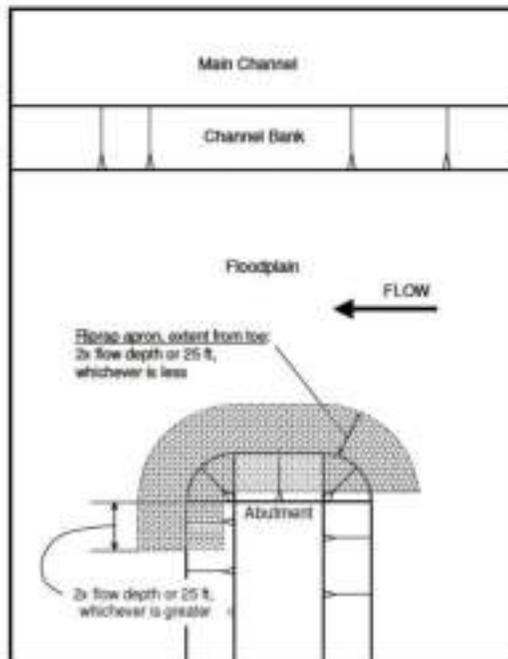
Anteriormente se presentó la granulometría para el enrocado para diferentes clases según el diámetro de la partícula media, en la que se indicaba el tamaño mínimo y máximo admisible de cada fracción. En la tabla a continuación se presenta las condiciones que debe cumplir la granulometría del enrocado para la clase seleccionada.

Tabla 3-12 Granulometría recomendada para enrocado de los estribos (pulgadas)

Clase 1		Clase 2		Clase 3		Clase 4
Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Max.
7,3	10,5	11,5	14,0	15,5	18,5	24,0

3.5.3. Ubicación del enrocado

La siguiente Figura muestra el esquema de ubicación de enrocado para protección de estribos propuesto por Lagasse et al. (2001).



Fuente: HEC 23

Figura 3-37 Diseño conceptual genérico del enrocado de protección del estribo

En este caso el ancho del delantal a pie de talud es de 7,5 m. Como el estribo se colocará en esviaje respecto al eje de la ruta (paralelo a las líneas principales de flujo) la forma de la protección es la indicada en la siguiente figura.



Figura 3-38 Forma de la protección diseñada

El espesor del enrocado es de tres veces el diámetro medio de la roca (D_{50}) que en este caso corresponde a 0,91 m.

3.5.4. Geotextil de filtro

Lagasse *et al.* (2001) recomienda la colocación de un geotextil como filtro debajo del enrocado. En recomienda que su extensión sea 2/3 del total del enrocado, ya que ensayos de laboratorio demostraron que es como mejor funciona.

Los geotextiles aptos para ser usados como filtro son los tejidos monofilamento o no tejidos agujados. En Los geotextiles tejidos monofilamento deben tener un porcentaje de área abierta mayor o igual a 4%. En el caso de geotextiles no tejidos agujados la porosidad debe ser mayor o igual a 30%, y debe tener una masa por unidad de área de al menos 400 gramos por metro cuadrado.

3.6. Conclusiones

Se realizó el modelo hidrológico e hidráulico del arroyo Tala, con el objetivo de evaluar el comportamiento del nuevo puente a construirse de 150 m de longitud, correspondiente a la variante de trazado de la ruta 6.

Se verificó que el funcionamiento de un puente de 150 m de longitud con 38° de esviaje es adecuado para la tormenta de 100 años de período de retorno, donde se obtiene una pérdida de carga de solo 0,08 m si tanto los estribos como las pilas se colocan paralelas a la dirección de flujo del arroyo.

El nivel máximo obtenido es de 40,45 m. Aunque el puente se modeló con pilas más anchas para ser conservativo en la pérdida de carga, dado que el puente está a la salida de una curva se decidió adoptar una franquía de 0,80 m en vez de 0,70 m para considerar posibles pérdidas de carga adicionales. De esa forma el fondo del tablero debe estar por lo menos a la cota 41,25 m.

Los cálculos de socavación determinaron grandes riesgos de socavación en los estribos si no se realizan medidas de protección. Por ellos se dimensionaron enrocados de protección para cada estribo. El diámetro medio de las rocas a ser colocadas es de 12 pulgadas.

El mayor valor de socavación en pilas para 200 años de período de retorno es 3,31 m. Este valor es menor al considerado en el proyecto estructural, obtenido de un estudio preliminar considerando pilas de mayor diámetro. De igual manera, el valor máximo obtenido para 500 años de período de retorno es menor que el considerado en el proyecto estructural. Por lo tanto, se concluye que los valores de socavación considerados en el proyecto estructural son conservadores y no es necesario modificarlos.



4. REFERENCIAS

Andy D. Ward, Stanley W. Trimble. (2004). Chapter 5 "Runoff and Subsurface Drainage". Environmental Hydrology. Wisconsin: Lewis Publishers.

Arneson, L. A., L.W. Zevenbergen, P.F. Lagasse, P.E. Clopper (2012). Evaluating scour at bridges. Fifth Edition. Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18), Federal Highway Administration, Washington D.C.

DEFRA. (2006). Flood and coastal defence appraisal guidance (FCDPAG3) Economic appraisal supplementary note to operating authorities – climate change impacts. Department for Environment, Food and Rural Affairs, London, 9pp.

DINASA (2009). Diseño de Sistemas de Aguas Pluviales Urbanas v1.0

Feldman, A. D. (2000). Hydrologic modeling system HEC-HMS: technical reference manual. US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center.

Sánchez, F. J. (2001). Tránsito de Hidrogramas. Salamanca: Dpto. de Geología, Universidad de Salamanca.

U.S. Army Corps of Engineers (2016). "River Analysis System," HEC-RAS, User's Manual Version 5.0, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.

U.S. Army Corps of Engineers (2018). "Hydrologic Modeling System HEC-HMS," User's Manual Version 4.3, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.