

Nuevos Puentes sobre el Río Negro

Conexión Ruta 43 y Camino a la Balsa en Picada de Oribe

Segundo Informe

Diciembre 2019

Versión	Fecha	Responsables de elaboración	Responsable de aprobación	Detalle
A	20/12/2019	GP	GA	

Índice

1.	INTRODUCCIÓN.....	5
2.	ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.....	6
2.1.1.	Planimetría General.....	6
2.1.2.	Expropiaciones	6
2.1.3.	Relevamiento para proyecto hidráulico	7
3.	ESTUDIOS BATIMÉTRICOS.....	8
3.1.	Batimetrías.....	8
4.	ESTUDIOS DE SUELOS PARA EL PROYECTO VIAL Y ESTRUCTURAL..	9
4.1.	Introducción	9
4.2.	Estudios para el proyecto vial en Picada de Oribe.....	9
4.3.	Estudios para el proyecto estructural en Picada de Oribe.....	11
5.	ESTUDIOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS EN PICADA DE ORIBE	13
5.1.	Introducción.....	13
5.2.	Hidrología de la cuenca y funcionamiento de la presa Dr. Gabriel Terra.....	13
5.2.1.	Estudio antecedente sobre el Río Negro.....	13
5.2.2.	Embalse de la central hidroeléctrica Dr. Gabriel Terra (Rincón del Bonete)	13
5.2.3.	Hidrogramas de diseño	15
5.3.	Estudio hidráulico	17
5.3.1.	Descripción del sistema de modelación HEC-RAS.....	17
5.3.2.	Armado del modelo.....	18
5.3.3.	Resultados de la simulación	19
5.3.4.	Simulación de otras configuraciones de puente	21
5.4.	Estudio de socavación.....	22
5.4.1.	Marco teórico	22
5.4.2.	Información geotécnica.....	32
5.4.3.	Resultados obtenidos	34
5.4.4.	Conclusiones del estudio de socavación	37

5.4.1. Socavación para diferentes configuraciones de pilas	37
5.5. Diseño de las estructuras de protección	38
5.5.1. Tamaño de roca	38
5.5.2. Especificaciones de la roca.....	40
5.5.3. Ubicación del enrocado	42
5.5.4. Geotextil de filtro	43
5.6. Conclusiones	44
5.7. Referencias	44

Anexos

Anexo 1: Estudios de suelos

Anexo 2: Carpeta de láminas

SIGLAS Y ABREVIATURAS

Consultor	Quien realiza los estudios, CSI Ingenieros S.A.
DNV	Dirección Nacional de Vialidad
MTOP	Ministerio de Transporte y Obras Públicas
OSE	Obras Sanitarias del Estado
UTE	Administración Nacional de Usinas y Trasmisiones Eléctricas

1. INTRODUCCIÓN

El presente documento corresponde al Segundo Informe del Proyecto Nuevos puentes sobre el Río Negro en una nueva Conexión Ruta 43 con Camino a la Balsa en Picada de Oribe.

En el Primer Informe se presentó la recopilación y estudio de antecedentes, los relevamientos de las restricciones del uso del terreno, los servicios públicos presentes y el estudio de alternativas de trazado. Asimismo se presentó un estudio preliminar de los planos parcelarios catastrales.

La información presentada en aquel informe permitió a la Consultora sugerir la alternativa de trazado más conveniente desde el punto de vista técnico y económico, y a la DNV a seleccionar la alternativa de trazado que consideró más apropiada, la que fue detallada en el Complemento del Primer Informe y Actualización del Primer Informe.

Dicha alternativa es la Alternativa 1.1 para el puente en la conexión de Ruta 43 y Camino a la Balsa en Picada de Oribe. Ello permitió continuar con las siguientes etapas de estudio, cuyos resultados se presentan en el presente Segundo Informe.

Cabe destacarse que, en acuerdo con la DNV, a partir de este informe se cambiará la denominación al proyecto indicada en el Primer Informe como “Conexión Ruta 42 y Ruta 43 en San Gregorio de Polanco” por “Conexión Ruta 43 y Camino a la Balsa en Picada de Oribe” por ser más específico al sitio del emplazamiento.

Escogida la alternativa de trazado el avance del estudio implica la ejecución de múltiples trabajos de campo. Estos trabajos abarcan los estudios de suelos para las obras viales y para las fundaciones de las estructuras y la topografía de detalle en las respectivas trazas seleccionadas, adoptando una faja de ancho suficiente para desarrollar la obra diseñada.

Los estudios que se presentan en este informe son los siguientes:

- Estudios topográficos
- Estudios Batimétricos
- Estudios de suelos para el proyecto vial y estructural
- Estudios hidrológicos hidráulicos con análisis de erosión de los nuevos puentes

2. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

Los estudios topográficos incluyeron el levantamiento de los datos de campo necesarios para la realización del proyecto, especialmente lo relativo al diseño geométrico, drenajes, la colocación de puntos de referencia para el replanteo de las obras y para las determinaciones de los nuevos límites de la faja de uso público.

Los levantamientos se efectuaron por posicionamiento absoluto (GPS), con utilización de instrumental topo-geodésico de doble frecuencia, de precisión sub centimétrica, aplicando procedimiento diferencial.

La transferencia de los datos de campo para su procesamiento informático se hizo en forma directa, mediante rutinas propias de la firma, que aseguran evitar los errores de transcripción.

Las labores topográficas se realizaron de acuerdo con los lineamientos conceptuales del Manual de Instrucciones para Estudios de Campo de la DNV, con los correspondientes ajustes para aprovechar las nuevas tecnologías disponibles.

Los estudios preliminares expuestos en el primer informe, realizados sobre la base de la cartografía existente, modelos digitales existentes del terreno, e imágenes satelitales, permitieron definir, primariamente, alternativas de trazado con condiciones topográficas diferentes.

Para las definiciones de las trazas adoptadas los trabajos efectuados consistieron en:

- Implantación de un sistema de puntos de apoyo y referencia para los relevamientos y replanteos que se requirieran posteriormente.
- Relevamiento topográfico de amplia faja de las alternativas de trazado seleccionadas que permita ajustes del trazado y la definición de las expropiaciones, así como el diseño de los empalmes con la infraestructura actual.
- Relevamiento de puntos especiales que permitieran detallar la traza vial como: límite de propiedad, servicios presentes, con especial atención a la línea aérea de UTE en la zona de Baygorria, viviendas, caminería local, otras infraestructuras de interés, desagües, entre otros.
- Relevamiento que permita desde el punto de vista hidráulico, desarrollar la investigación del comportamiento hidráulico del Río Negro en la zona de implantación de los puentes y desagües menores (puntos bajos, obras de drenaje actuales, entre otros)

2.1.1. Planimetría General

Definida la alternativa de trazado, se ajustó el eje de proyecto de modo de minimizar las afectaciones a los padrones y cumplir con los requerimientos técnicos de proyecto, determinándose la planimetría general que se anexa, donde se presentan los padrones y áreas a expropiar.

2.1.2. Expropiaciones

En la primera etapa se incluyó un estudio preliminar de expropiaciones orientado a identificar las afectaciones y mejoras que podrían ser requeridos para las obras, para las alternativas analizadas.

Habiéndose definido la alternativa de proyecto, en esta instancia se realizó la investigación catastral general de la faja, generándose la base parcelaria de la faja que se presenta en las láminas de planimetría adjuntas.

2.1.3. Relevamiento para proyecto hidráulico

Se realizó el relevamiento complementario de la sección de los cauces de modo de ajustar la modelación, realizando batimetría en el cauce sobre el eje, a 10 m, a 60 m aguas arriba y abajo y secciones cada 100 m aguas arriba y abajo. Además se tomaron las obras de arte en cursos fuera de la faja, que determinan características particulares de las cuencas hidrográficas que se interceptan con el trazado.

Las batimetrías fueron realizadas con equipo GNSS en tiempo real, en las coordenadas de proyecto y Cero Oficial.



3. ESTUDIOS BATIMÉTRICOS

3.1. Batimetrías

- Se efectuaron batimetrías, lo cual resultó en la evaluación de: 120há sobre el curso del Río Negro a lo largo de unos 3,0km en la zona de Picada de Oribe.
- Estos estudios posibilitaron el análisis de las condiciones de fundación de las alternativas de traza en cuanto a la profundidad, la que es un elemento que incide en la dificultad para fundar así como en las longitudes de las pilas de la estructura, lo cual brinda al consultor un elemento significativo para el análisis.

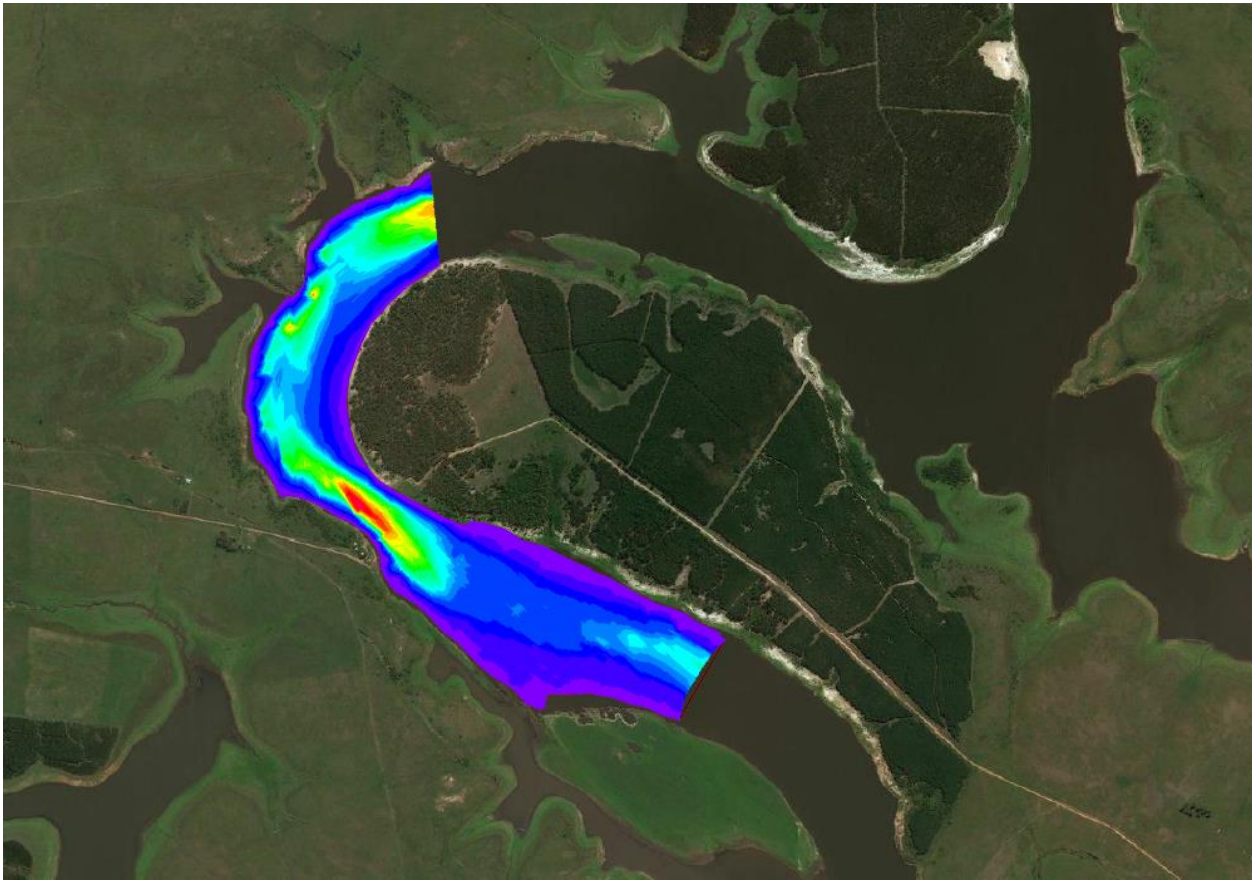


Figura 3-1 Batimetría de Picada de Oribe

4. ESTUDIOS DE SUELOS PARA EL PROYECTO VIAL Y ESTRUCTURAL

4.1. Introducción

En el presente capítulo se presentan los estudios de suelos que se han efectuado para el proyecto vial y de estructuras.

La ejecución de los trabajos de campo han resultado complejos para los cateos en agua, dado que la profundidad del cauce supera los 20m.

Se anexan los informes correspondientes a ambos trazados y puentes, los ensayos de laboratorio y las muestras obtenidas para el proyecto vial y estructural, así como los resultados de las perforaciones.

4.2. Estudios para el proyecto vial en Picada de Oribe

Se han realizado calicatas cada aproximadamente 500 m de distancia para caracterizar los materiales presentes, en particular se han descripto los materiales presentes según la norma IRAM N° 10535/91, se han determinado los límites de Atterberg, humedad natural, granulometría por vía húmeda, lavado sobre tamiz # 200 según norma IRAM N° 10507/69, ensayos de compactación Proctor y ensayos de valor soporte CBR.

En la siguiente imagen se presenta la ubicación de las 8 calicatas ejecutadas.

En los anexos de Estudios de Suelos y en las láminas de planialtimetría (PRN-PO-PA-01 a 03) se presenta la información con mayor detalle de los resultados.

En particular puntos de estudio de suelos para el proyecto vial y estructural en planta y alzado a lo largo de toda la traza de estudio.

CATEOS VIALES			
Punto	X	Y	Cota
101	610288.57	6396006.95	107.98
102	610782.87	6395952.60	95.79
103	611544.60	6395809.85	96.82
104	611888.59	6395745.34	90.47
105	612283.25	6395681.36	91.01
106	612581.00	6395645.04	90.72
107	613350.17	6395932.44	88.30
108	613672.27	6396036.08	94.07



Se anexan los informes y planillas de laboratorio correspondiente. No obstante en la siguiente tabla se resumen los resultados obtenidos:

Calicata	Profundidad [m.]	L.L.%	I.P.%	T200%	Clasificación	
					S.U.C.S.	H.R.B.
101	0,00 – 0,15	21,4	7,3	47	SC	A4 (0)
	0,15 – 0,40	41,4	21,0	67	CL	A7-6 (12)
	0,40 – 1,50	39,6	23,5	64	CL	A6 (12)
102	0,00 – 0,10	20,4	6,7	38	SM-SC	A4 (0)
	0,10 – 0,50	NP		12	SP-SM	A2-4 (0)
	0,50 – 0,70	NP		20	GM	A1b (0)
	0,70 – 0,80	NP		9	SP-SM	A3 (0)

	0,80 – 1,50	24,6	10,4	52	CL	A6 (2)
	1,50	29,6	15,7	55	CL	A6 (5)

Calicata	Profundidad [m.]	L.L.%	I.P.%	T200%	Clasificación	
					S.U.C.S.	H.R.B.
103	0,00 – 0,10	21,1	6,5	36	SM-SC	A4 (0)
	0,10 – 0,35	38,7	18,5	67	CL	A6 (11)
	0,35 – 0,80	33,8	15,2	60	CL	A6 (7)
	0,80 – 1,50	26,2	10,0	49	SC	A4 (2)
104	0,00 – 0,10	21,0	6,8	46	SM-SC	A4 (0)
	0,10 – 0,60	40,7	21,9	62	CL	A7-6 (11)
	0,60 – 1,50	NP		59	ML	A4 (0)
105	0,00 – 0,10	20,4	6,4	37	SM-SC	A4 (0)
	0,10 – 0,40	21,2	6,7	36	SM-SC	A4 (0)
	0,40 – 0,60	25,9	10,2	58	CL	A6 (3)
106	0,00 – 0,40	53,2	23,8	67	MH	A7-6 (16)
	0,40 – 1,30	25,4	8,2	67	CL	A4 (3)
	1,30 – 2,50	25,3	8,9	58	CL	A4 (2)
107	0,00 – 0,60	NP		7	SP-SM	A3 (0)
	0,60 – 1,50	NP		7	SP-SM	A3 (0)
108	0,00 – 0,20	NP		14	GM	A1a (0)
	0,20 – 0,84	NP		8	SP-SM	A3 (0)
	0,84 – 1,50	NP		4	SP	A3 (0)

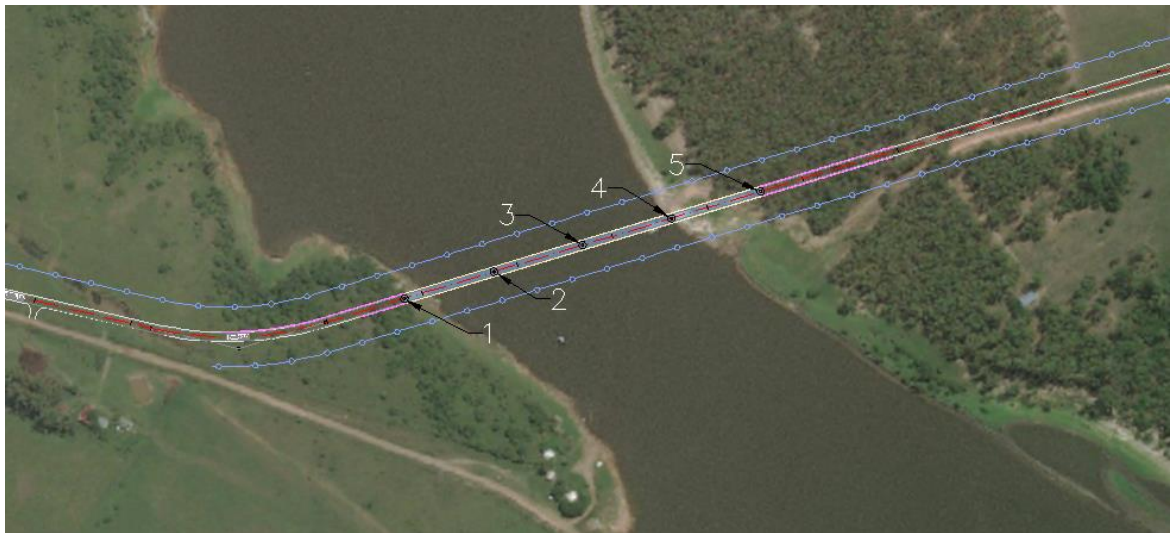
En el anexo de suelos se presentan las planillas con los resultados de laboratorio y fotografías de campo.

4.3. Estudios para el proyecto estructural en Picada de Oribe

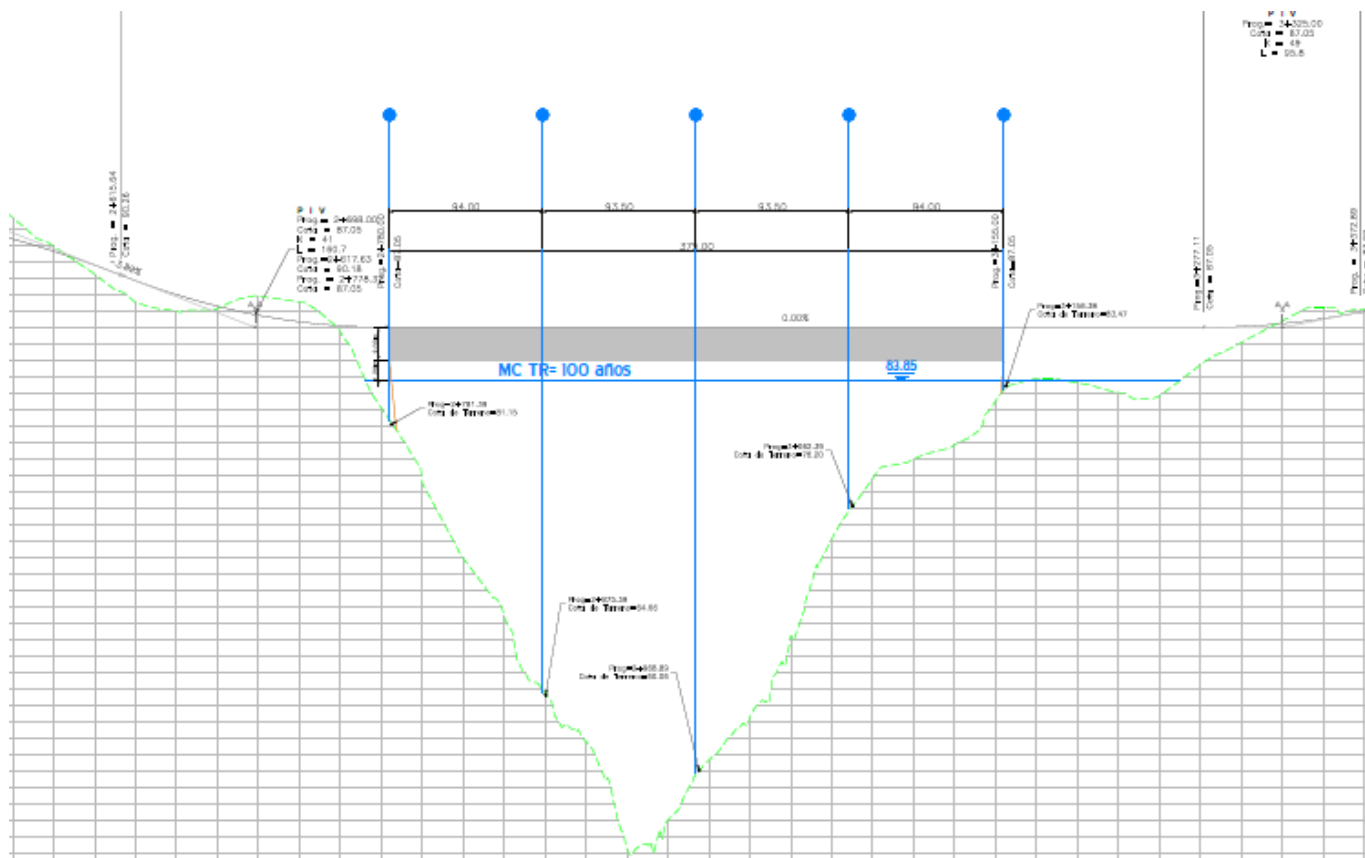
El objeto de estos estudios ha sido:

- Estudio de características de los suelos desde el punto de vista geotécnico
- Recomendar los tipos de fundación más convenientes
- Proveer datos de diseño necesarios para el proyecto y dimensionamiento de las fundaciones
- Recomendar detalles constructivos adaptados a las condiciones del suelo.

Se realizaron cinco perforaciones denominadas como P-01 a P-05 con determinación de n de SPT cada metro mediante hinca de saca muestras tipo Moretto, mediante el que se recuperaron testigos indisturbados a efectos de evaluar los parámetros de corte de los estratos y su capacidad resistente. Se obtuvieron además muestras alteradas a efectos de reconstruir la secuencia estratigráfica, mediante ensayos de identificación física.



Sondeos Estructurales		
Numero	X	Y
1	612801.08	6395703.27
2	612887.82	6395739.48
3	612974.11	6395775.49
4	613060.40	6395811.50
5	613147.14	6395847.70



Se hallaron arenas limosas y rocas sedimentarias tipo arenisca.

Los resultados obtenidos permiten recomendar fundaciones indirectas mediante pilotes, excavados y posteriormente hormigonados.

En el Anexo de Estudios de Suelos se presentan los resultados de los estudios, la cota, profundidad, tensiones admisibles recomendadas y la fricción lateral admisible y coeficiente de balasto. Asimismo, también se brindan recomendaciones generales a considerar en la obra.

- Informe de suelos, conteniendo los resultados de los estudios, la cota, profundidad, tensiones admisibles recomendadas y la fricción lateral admisible y coeficiente de balasto. Asimismo, también se brindan recomendaciones generales a considerar en la obra.
- Perfil geotécnico
- Anexo de Suelos Vial (hojas de campo, fotografías y planillas de resultados de laboratorio)
- Anexo de Suelos Estructural (hojas de campo, fotografías y ensayos de laboratorio)

5. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS EN PICADA DE ORIBE

5.1. Introducción

En este capítulo se presenta el estudio hidrológico e hidráulico realizado para el diseño del nuevo puente en la zona de Picada de Oribe.

Basados en un estudio antecedente realizado para UTE, se determinaron los hidrogramas de diseño para 100, 200 y 500 años de período de retorno.

Luego, se analizó el funcionamiento actual y el funcionamiento futuro mediante modelación hidrodinámica utilizando el sistema de modelación HEC-RAS.

Se definió la longitud óptima del puente y su ubicación longitudinal dentro de la traza seleccionada en la comparación de alternativas, calculándose la pérdida de carga para el evento de diseño.

Finalmente, se calcularon las socavaciones en pilas y estribo y se dimensionó la protección necesaria para los estribos.

5.2. Hidrología de la cuenca y funcionamiento de la presa Dr. Gabriel Terra

5.2.1. Estudio antecedente sobre el Río Negro

La consultoría “Estudio de la revisión de la gestión de las crecidas (ERGC) y la elaboración de un plan de acción durante emergencias (PADE) para el sistema de presas del Río Negro” fue contratada por UTE al consorcio formado por las consultoras Ofiteco (España) y CSI Ingenieros (Uruguay) y constituye un antecedente importante en el estudio del comportamiento del sistema de presas del Río Negro y del curso de agua.

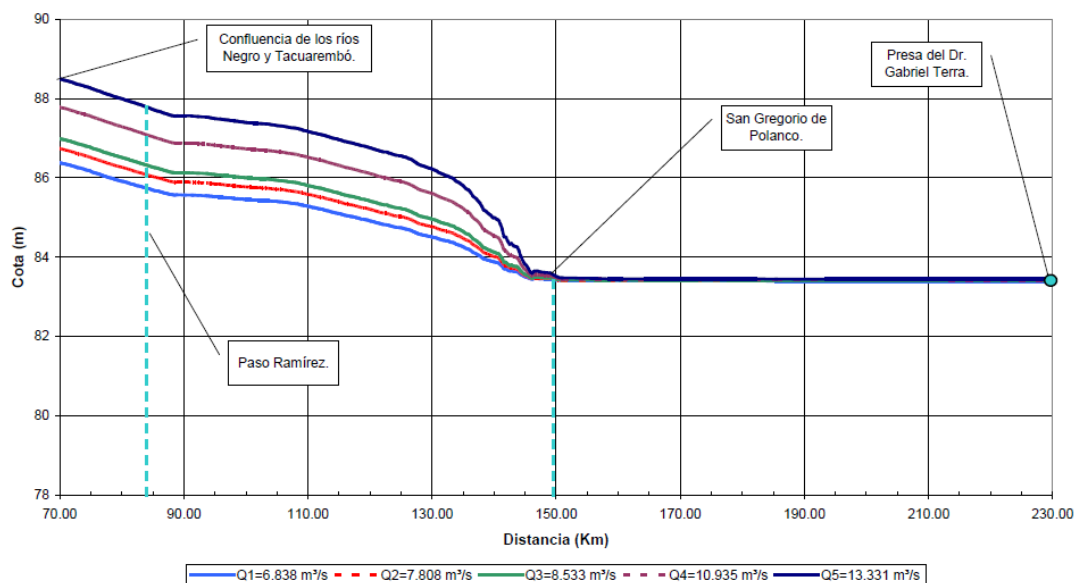
El ERGC comprendió la revaluación de los criterios de operación de los vertederos, la elaboración de curvas de remanso en los embalses y en sus principales tributarios, y el análisis de los impactos socio-económicos de las distintas crecidas y criterios de operación.

El PADE implicó establecer procedimientos a seguir por UTE en caso de emergencias hídricas-estructurales, el mapeo de las áreas de inundación para distintos períodos de retorno y distintos motivos de rotura de presa, estudio de curvas de remanso y el análisis del impacto socio-económico sobre las poblaciones, para cada uno de los escenarios considerados.

En el marco de estos trabajos se realizó la simulación hidrológica e hidráulica del curso de agua desde aguas arriba de San Gregorio de Polanco hasta la desembocadura del río Negro en el río Uruguay. La modelación hidráulica fue realizada por el *Danish Hydraulic Institute* (DHI).

5.2.2. Embalse de la central hidroeléctrica Dr. Gabriel Terra (Rincón del Bonete)

Los resultados obtenidos en el estudio realizado por UTE muestran claramente que la zona de implantación del puente se encuentra afectada por los niveles del embalse de la presa. A modo de ejemplo se presenta a continuación la curva de remanso en el tramo del Río Negro con la combinación de distintos caudales con un nivel máximo de agua en el embalse (83,39 m, cero Oficial). Se observa claramente que tanto la localidad de San Gregorio como la zona de implantación del puente se encuentran dentro de la zona afectada por el embalse de la presa.

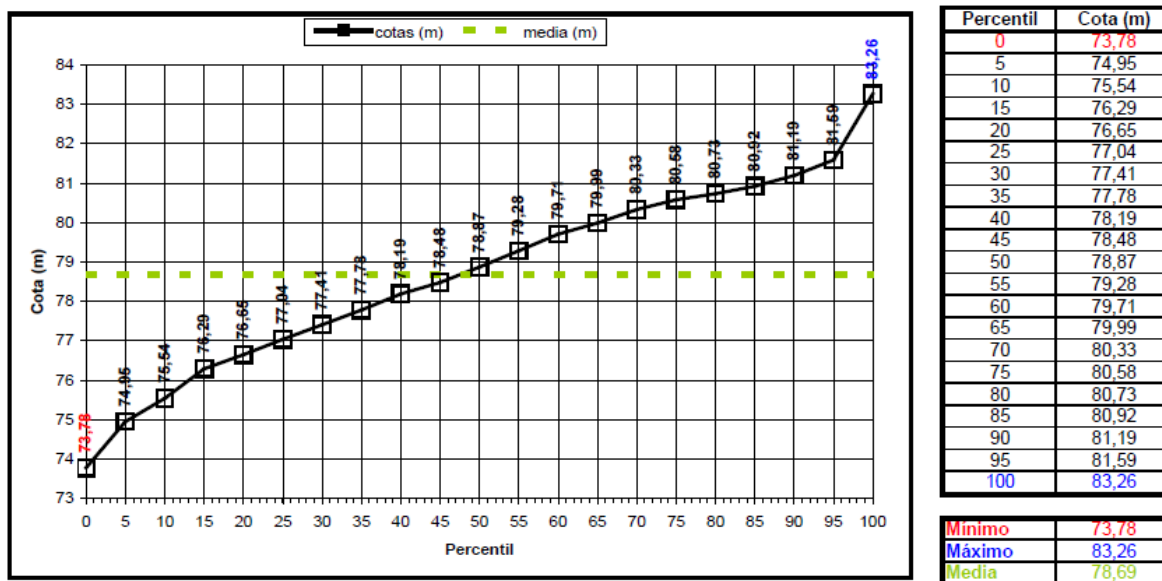


Fuente: "Estudio de la revisión de la gestión de las crecidas (ERGC) y la elaboración de un plan de acción durante emergencias (PADE) para el sistema de presas del río Negro", CSI Ingenieros, Ofiteco, UTE

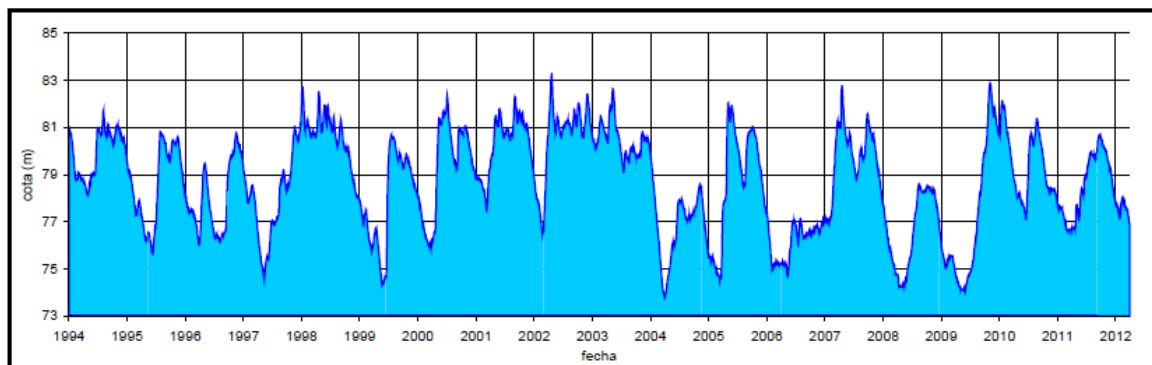
Figura 5-1 Curva de remanso en el río Negro desde la confluencia con el río Tacuarembó hasta la presa Dr. Gabriel Terra (altura de agua en el embalse igual a 83,39 m)

En la figura a continuación se presenta el análisis realizado en dicha consultoría para los niveles registrados en el embalse de la presa entre enero de 1994 y abril de 2012. Puede observarse que el máximo registrado en este período corresponde a 83,26 m (82,65 m, cero Oficial).

PERCENTILES DE COTAS EN EL EMBALSE DEL DR. GABRIEL TERRA
01/01/1994 - 29/04/2012



VALORES REGISTRADOS



Nota: En el caso del embalse de la presa Dr. Gabriel Terra, los datos referidos al cero oficial se obtienen restando 0,61 m al cero local.

Fuente: "Estudio de la revisión de la gestión de las crecidas (ERGC) y la elaboración de un plan de acción durante emergencias (PADE) para el sistema de presas del río Negro", CSI Ingenieros, Ofiteco, UTE

Figura 5-2 Análisis de niveles en el embalse de la presa Dr. Gabriel Terra

El estudio de UTE concluye que el nivel del embalse asociado a 100 años de período de retorno es 83,43 m, referido al cero Oficial.

5.2.3. Hidrogramas de diseño

El estudio realizado por UTE calcula los hidrogramas de aporte a las presas del río Negro para 20, 50, 100, 1000, 1000 años de período de retorno y para la crecida máxima probable (CMP) con paso diario.

En el caso de la presa Dr. Gabriel Terra la cuenca de aporte se dividió en el estudio de UTE en cuatro subcuencas: Río Tacuarembó en Paso Laguna 1, Río Negro en Paso Pereira, Cuenca Propia y Lago. En la

siguiente figura se presentan las cuencas consideradas, donde la unión de Cuenca Propia y Lago se presenta como Presa Terra.



Fuente: "Estudio de la revisión de la gestión de las crecidas (ERGC) y la elaboración de un plan de acción durante emergencias (PADE) para el sistema de presas del río Negro", CSI Ingenieros, Ofiteco, UTE

Figura 5-3 Cuencas de aporte consideradas en el estudio de UTE

Como se puede observar, solo parte de la Cuenca Propia de la presa Dr. Gabriel Terra aporta a la zona de implantación del nuevo puente. Por este motivo, se ponderó por área a los hidrogramas obtenidos por UTE para la Cuenca Propia.

Para el diseño del nuevo puente es necesario contar con los asociados a su cuenca de aporte para las crecidas de 100, 200 y 500 años de período de retorno. Para calcular los hidrogramas de 200 y 500 años se realizó una interpolación lineal entre los caudales obtenidos día a día para las crecidas de T_r igual 100 y 1000 años.

Con la finalidad de obtener un único hidrograma asociado a la cuenca de aporte a la ubicación del puente para los distintos T_r considerados, se realizó la suma diaria de los caudales calculados para cada subcuenca.

En la Figura y Tabla a continuación se presentan los hidrogramas obtenidos y los caudales máximos calculados respectivamente.

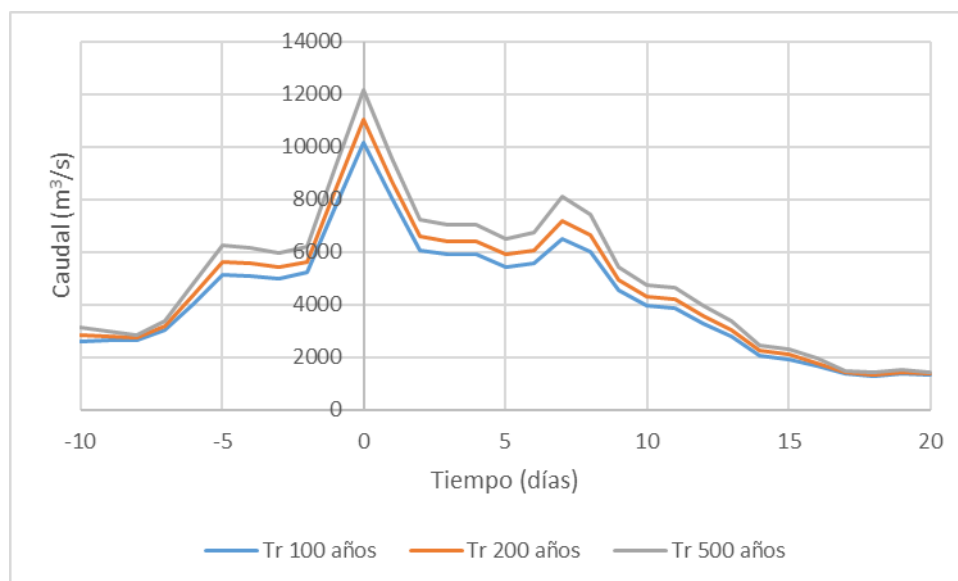


Figura 5-4 Hidrogramas considerados para Tr 100, 200 y 500 años

Tabla 5-1 Caudales máximos asociados a Tr 100, 200 y 500 años

Tr (años)	Caudal (m^3/s)
100	10168
200	11030
500	12169

5.3. Estudio hidráulico

5.3.1. Descripción del sistema de modelación HEC-RAS

A los efectos de simular el comportamiento hidrodinámico, se realizó una modelación unidimensional del cuerpo de agua, la cual se realizó 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 testeado. 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.

5.3.2. Armado del modelo

5.3.2.1. Dominio de cálculo y condiciones de borde

El modelo hidrodinámico generado abarca desde 1,3 km aguas arriba de la ubicación del futuro puente hasta el embalse de la presa Dr. Gabriel Terra.

Como condición de borde aguas arriba se ingresaron los hidrogramas presentados anteriormente, mientras que como condición de borde aguas abajo se impuso el nivel del embalse.

5.3.2.2. Secciones transversales

Las secciones transversales fueron obtenidas del relevamiento realizado en el marco de este proyecto en la zona de estudio y fue complementado con el relevamiento del embalse realizado por el SOHMA en 1979.

5.3.2.3. Nuevo puente

La ubicación del nuevo puente fue definida en el Primer Informe entregado en el marco de esta consultoría.

La definición de la longitud del puente fue definida considerando:

- El porcentaje de tiempo en que hay parte de los estribos bajo agua
- La pérdida de carga que genera el nuevo puente

Para analizar el porcentaje de tiempo se consideró la serie de niveles obtenida con el modelo hidrodinámico en la situación actual.

Combinando esos factores se optó por seleccionar un puente de 375 m de longitud, ubicado de modo de tener el pie de talud de ambos estribos a cotas similares de modo que no quede un estribo más exigido que el otro frente al llenado y vaciado del lago.

Con las cotas de implantación del puente, los estribos quedarán sumergidos aproximadamente el 1,5% del tiempo.

Las características del puente diseñado finalmente son:

- Longitud: 375 m
- Esviaje: 22°
- Número de pórticos intermedios: 14
- Diámetro de las pilas: variable, entre 1,1 m y 2,1 m
- Separación entre pórticos: 25 m
- Orientación de las pilas: perpendicular a la traza del puente

Nuevos puentes sobre el Río Negro.

- Cota del fondo de tablero: 85,05 m
- Estribos: talud 1V:1H

En la figura a continuación presenta el puente ingresado en HEC-RAS. La vista del puente es de margen izquierda a margen derecha, que en este caso es en el sentido de progresivo descendiente de la ruta.

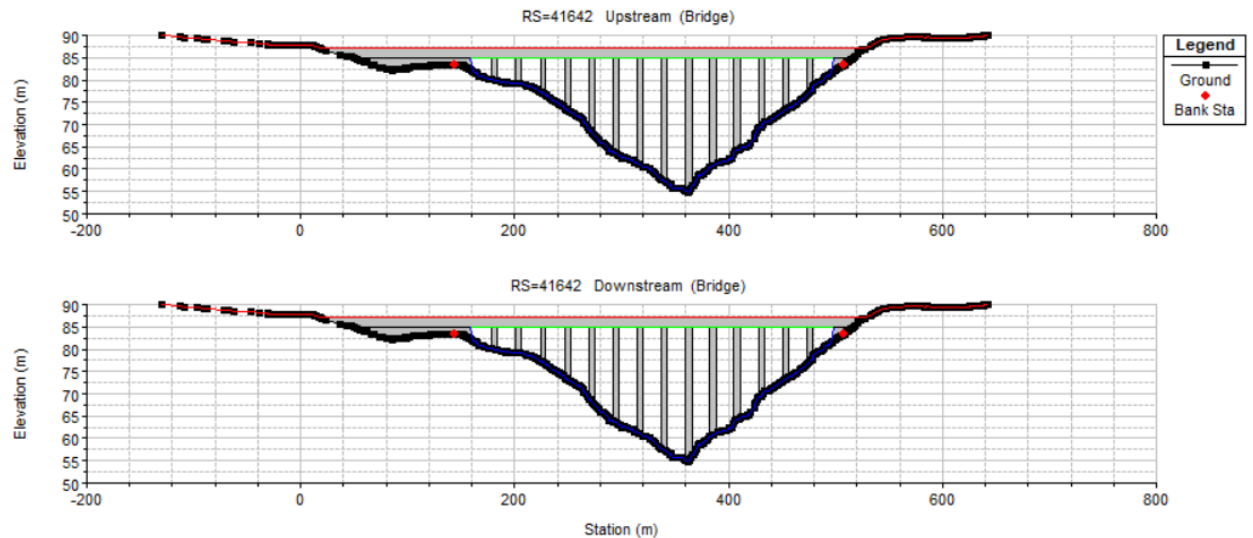


Figura 5-5 Puente ingresado en HEC-RAS

La longitud de 375 m es en el sentido del puente. Considerando el esviaje de 22° la longitud útil es de 347,7 m. Asimismo, como los estribos y los pórticos son perpendiculares a la traza del puente, en vez de seguir la línea principal de flujo, el área útil que bloquean es mayor que el talud 1V:1H en el caso de los estribos y el diámetro de las pilas en el caso de los pórticos. En este último caso, se despreció el flujo que ocurre entre las pilas del mismo pórtico, asumiendo que el conjunto genera una obstrucción continua.

5.3.2.4. Rugosidad

Como rugosidad de Manning (n) se consideraron los valores obtenidos en el estudio de UTE, de esta forma el n en la planicie es igual a 0,036 y en el cauce igual a 0,029.

5.3.3. Resultados de la simulación

5.3.3.1. Escenario 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 la figura a continuación se presenta el nivel alcanzado en la ubicación del futuro puente. El nivel máximo obtenido es 83,75 m, referido al Cero Oficial.

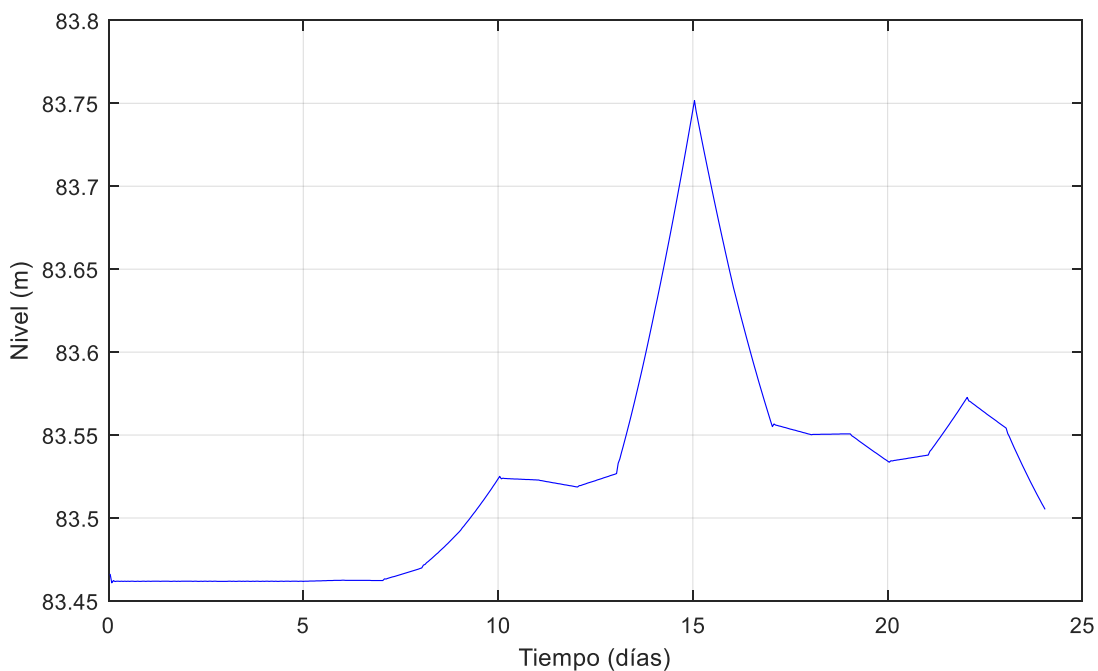


Figura 5-6 Niveles calculados en la zona de implantación del puente para la crecida con Tr 100 años

5.3.3.2. Escenario futuro

Se simuló la situación futura, con la incorporación del nuevo puente, a efectos de estudiar la incidencia en el comportamiento del curso. En estas condiciones el nivel máximo observado, aguas arriba de puente, es 83,85 m, como muestra la Figura a continuación.

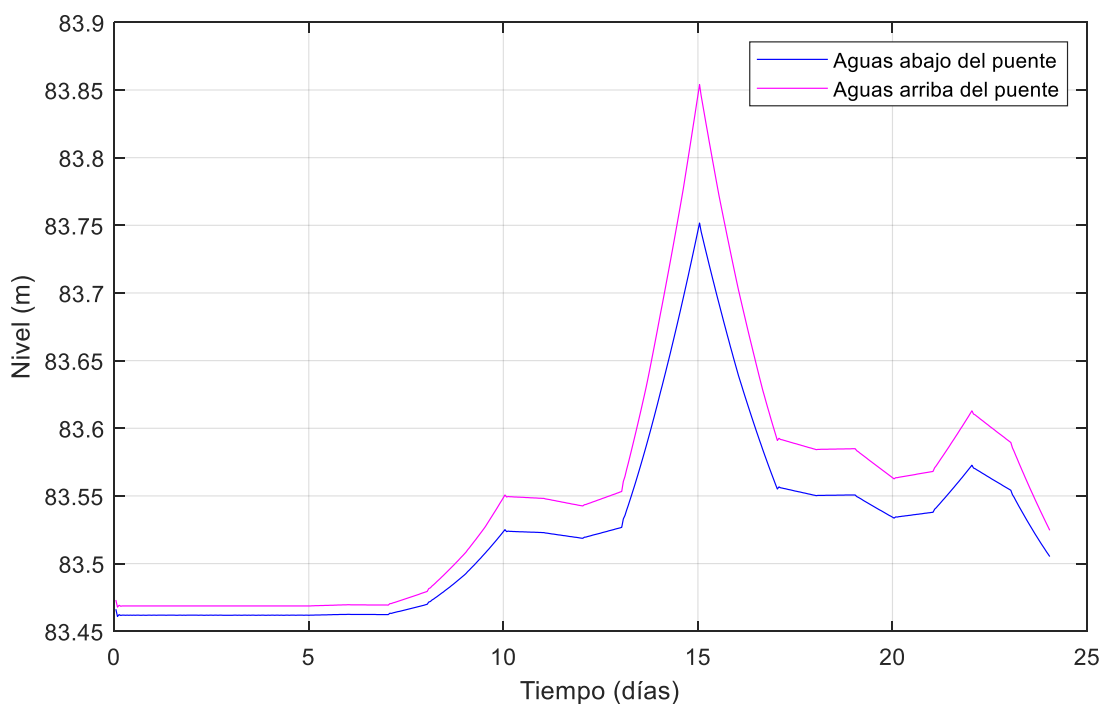


Figura 5-7 Niveles aguas arriba y aguas abajo del nuevo puente para la crecida con Tr 100 años

Nuevos puentes sobre el Río Negro.

Segundo Informe - Picada de Oribe..

Diciembre 2019. Documento Confidencial. Todos los derechos reservados a CSI Ingenieros.

Comparando estos resultados con el Escenario Actual, se observa que para la tormenta de 100 años de Tr la inclusión del puente diseñado genera un remanso de 10 cm.

Para este puente se adoptó una franquía mayor a los 0,7 m usados generalmente. Se adoptó una **franquía de 1,2 m** para tener mayor margen de seguridad en caso que UTE en el futuro decida realizar una operación del embalse diferente a lo estipulado en los planes de operación actuales. Por lo tanto, la **cota de fondo de tablero del puente debe ser mayor o igual a 85,05 m.**

5.3.4. Simulación de otras configuraciones de puente

Se simularon otras configuraciones de puente para definir el área mínima admisible de drenaje. Todas las áreas referidas en este numeral se miden hasta la cota de máxima crecida de 100 años de período de retorno de 83,85 m. Como el área se puede medir tanto en la dirección del puente como en el sentido perpendicular al flujo, se aclara en cada caso a qué dirección corresponde. La relación entre una y otra no es constante porque hay que considerar el efecto de que tanto los estribos como los pórticos están es eviaje respecto al flujo.

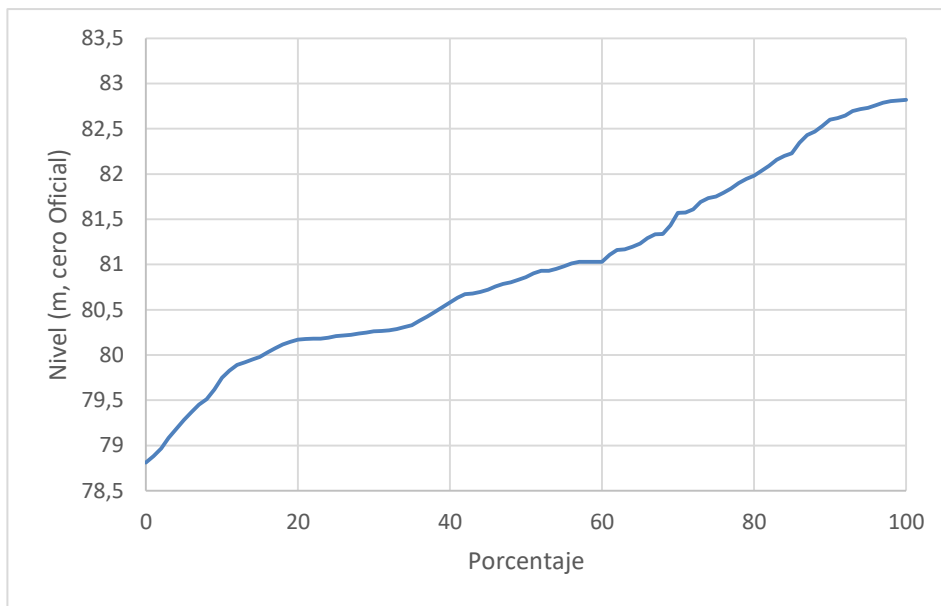
El área bruta de drenaje en la dirección del puente es igual a 5.420 m², lo que equivale a 5.025 m² en la dirección perpendicular al flujo. Con la configuración de puente del anteproyecto, el área neta de drenaje es igual a 4.940 m² en la dirección del puente, o 4.170 m² en la dirección perpendicular al flujo.

Analizando otras configuraciones de pilas, se determinó que el área mínima admisible de drenaje es de 4.660 m² en la dirección del puente (equivalente a 3.830 m² en la dirección perpendicular al flujo).

Se determinó que ese valor corresponde a 4.660 m² para la cota de máxima crecida de 100 años de período de retorno de 83,85 m. Como referencia, en el puente del anteproyecto el área de drenaje es de 4.940 m².

El puente del anteproyecto presenta fundaciones con pilar-pilote. En caso de tenerse fundaciones con cabezales y pilotes, los cabezales quedarán a la vista o sumergidos en función del nivel del embalse. Se definió de común acuerdo con DNV que en caso de haber cabezales, la cara superior de los mismos quede a cota 80,00 m. Esa cota es superada el 84% del tiempo, por lo que el cabezal sería visible el 16% del tiempo. La siguiente figura presenta la curva de permanencia de niveles del embalse de acuerdo con los datos medidos en la estación San Gregorio.

Figura 5-8 Curva de permanencia en la estación hidrométrica San Gregorio



5.4. Estudio de socavación

5.4.1. 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 5-2 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

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.

5.4.1.1. 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 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 5-3 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:

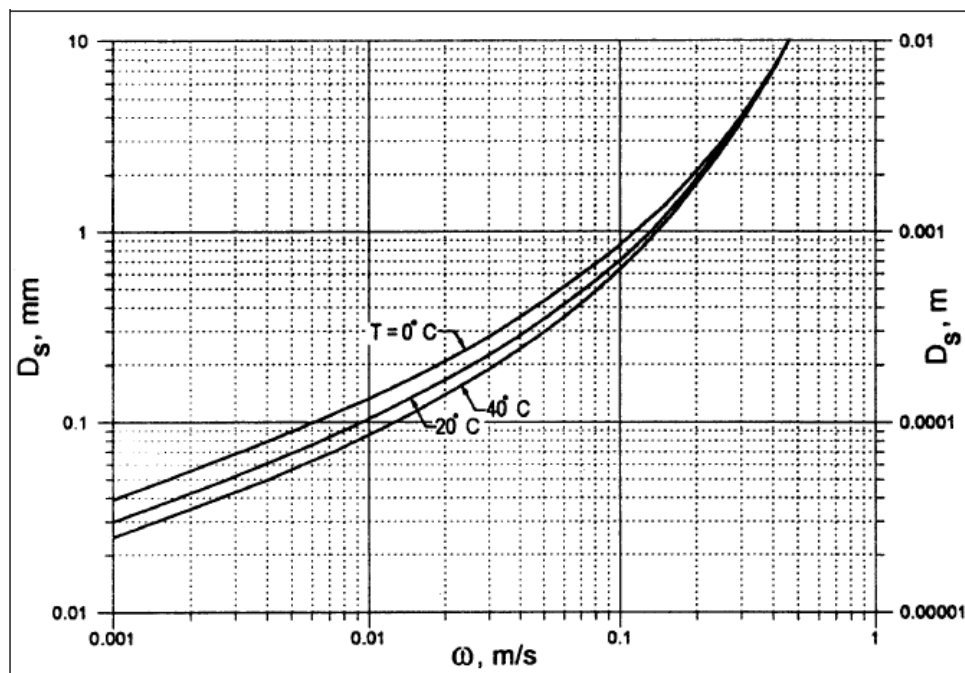
V^* : es la velocidad cortante en la sección aguas arriba (m/s)

g : es la aceleración de la gravedad, igual a $9,8 \text{ m/s}^2$

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 determinada a partir de la figura a continuación (Arneson et al, 2012):



Fuente: HEC 18

Figura 5-9 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:

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

$$y_s = y_2 - y_0$$

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 (m^3/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

5.4.1.2. 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:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2K_1K_2K_3K_4 \left(\frac{a}{y_1} \right)^{0,65} Fr_1^{0,43}$$

Dónde:

y_s : es la profundidad de socavación local (m)

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 adjuntas)

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 $D_{50} \geq 2 \text{ mm}$ o $D_{95} \geq 20 \text{ mm}$.

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

Nuevos puentes sobre el Río Negro.

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

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

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)

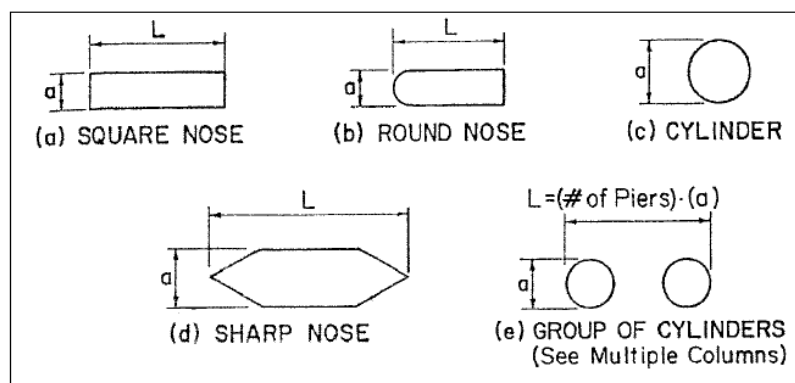
$$V_{cD_x} = 6,19 y_1^{1/6} D_x^{1/3}$$

Dónde:

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

El valor mínimo de K_4 es 0,4.

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 5-10 Formas típicas de pilas

Tabla 5-4 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 5-5 Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo K2

Ángulo de ataque Θ	L/a=4	L/a=8	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 5-6 Factor de corrección por la condición del lecho K3.

Condición del lecho	Altura de la duna (m)	K ₃
Socavación en agua clara	N/A	1,1
Lecho plano y flujo antidunas	N/A	1,1
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

5.4.1.3. 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:

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

■ $y_{max} = \alpha_B y_c$ (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 (m^2/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).

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:

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

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 utilizada 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 α_A o α_B utilizando las gráficas presentadas en las siguientes figuras, dependiendo de si se trata de aguas claras o lecho móvil.

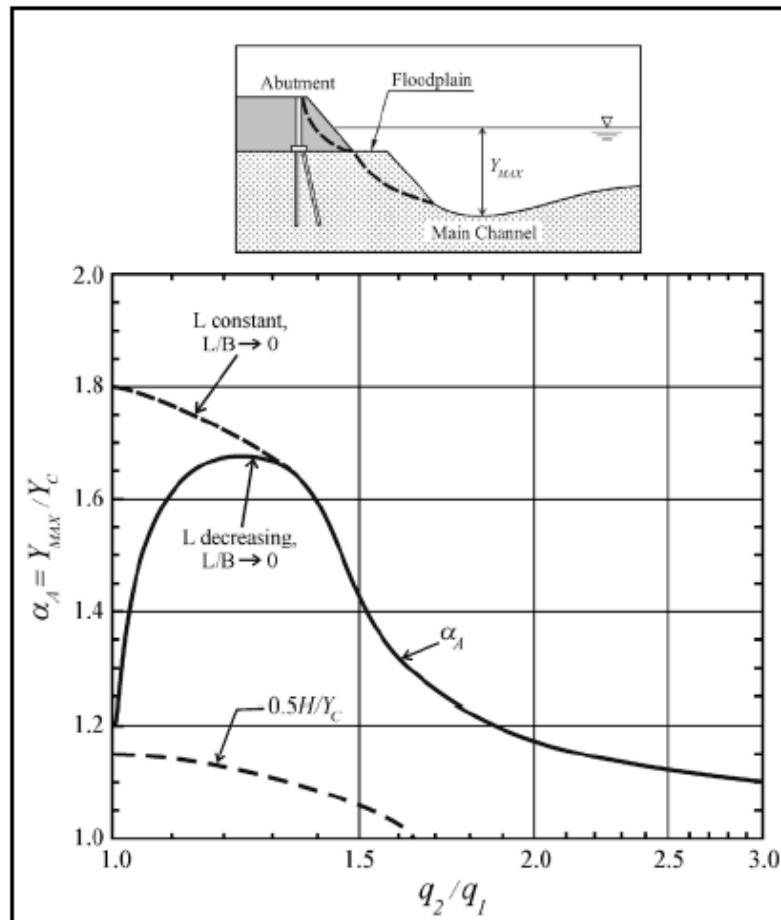
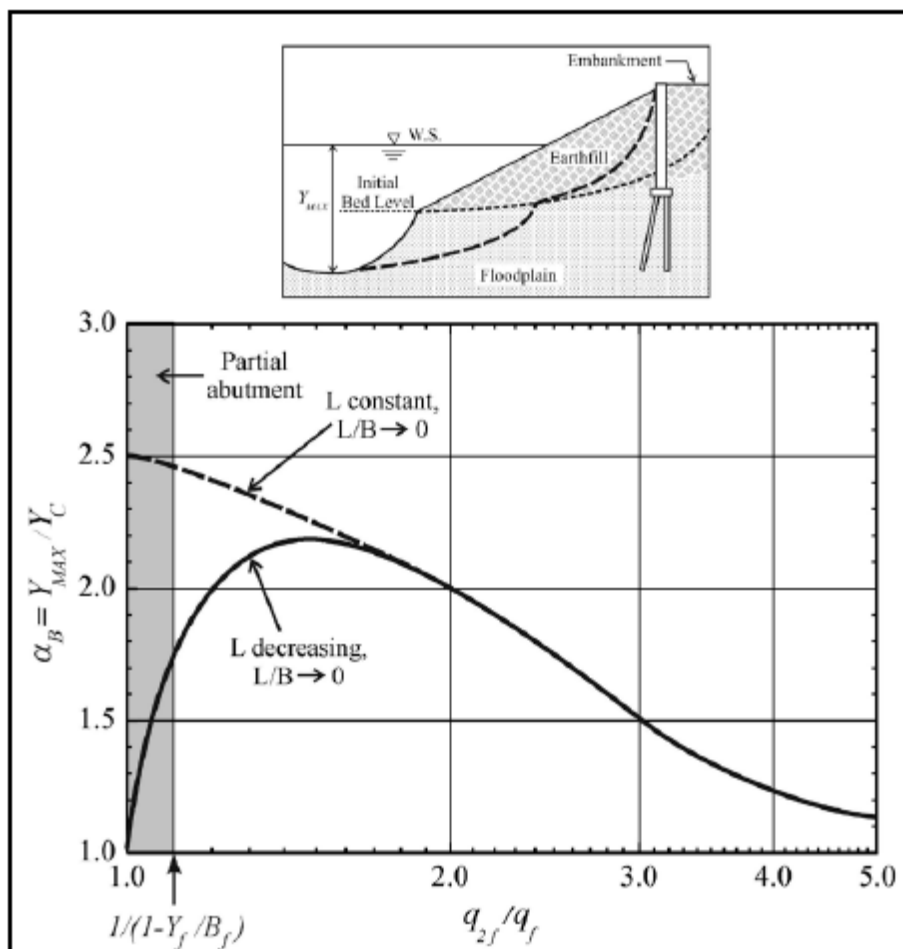


Figura 5-11 Factor de amplificación para determinación de socavación en estribos para lecho móvil.



Fuente: HEC 18, Arneson et al, 2012

Figura 5-12 Factor de amplificación para determinación de socavación en estribos para aguas claras.

5.4.2. Información geotécnica

En el marco del proyecto, la empresa BISA realizó estudios geotécnicos en agua y en tierra, los que se resumen a continuación:

Sondeo P01: Localizado en la ubicación del estribo de margen derecha. En el estrato superior, de 1 m, se detectaron arcillas magras CL. Por debajo y hasta el final del sondeo se encontró roca sedimentaria arenisca.

Sondeo P02: Localizado entre las pilas 11 y 12. Se encontró roca sedimentaria arenisca desde la superficie.

Sondeo P03: Localizado entre las pilas 7 y 8. En los estratos superiores, hasta 13 m de profundidad, se detectaron arena fina y suelo arenoso con intercalación de suelo arcilloso. Por debajo se encontraron areniscas.

Sondeo P04: Localizado entre las pilas 3 y 4. En el sondeo, de 25 m de profundidad se encontraron arenas limosas SM y SP-SM hasta los 18 m y por debajo se encontraron areniscas.

Sondeo P05: Localizado en el estribo de margen izquierda. En el sondeo, de 20 m de profundidad se encontraron arenas limosas SM y SP-SM hasta los 16 m y por debajo se encontraron areniscas.

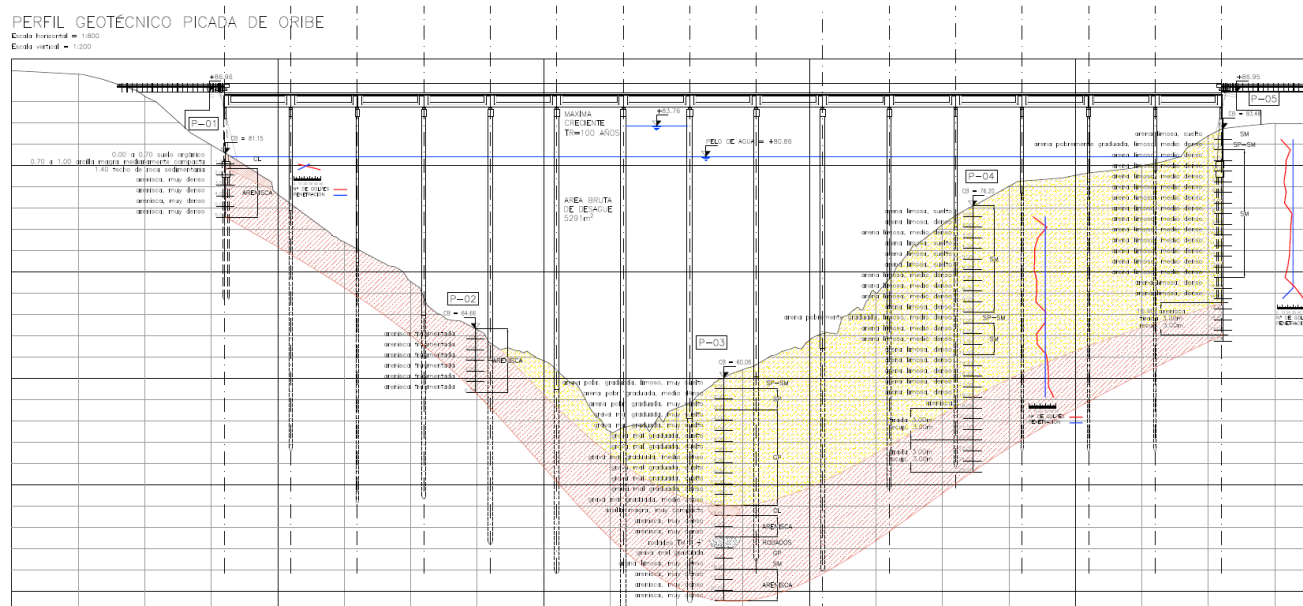
De acuerdo con la información geotécnica, cuando hay material fino o arenas limosas, se consideró como D50 para el estudio de socavación 0,2 mm. Este es el tamaño mínimo recomendado por FHWA para el cálculo de la socavación.

En la siguiente tabla se presentan las profundidades estimadas del techo de roca, a partir del informe geotécnico de BISA. Las profundidades fueron redondeadas al entero más cercano. Las pilas están numeradas de acuerdo al proyecto del puente, que en este caso es de margen derecha a margen izquierda.

Tabla 5-7 Profundidad estimada del techo de roca en la ubicación de las pilas

Número de pila	Profundidad estimada del techo de roca (m)
1	0
2	0
3	0
4	0
5	4
6	3
7	9
8	13
9	13
10	> 13
11	> 14
12	> 14
13	> 12
14	> 12

Figura 5-13 Perfil geotécnico



5.4.3. 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.

Tabla 5-8 Resultados de socavación por contracción

Ubicación	Socavación por contracción (m)	
	Tr 200	Tr 500
Cauce principal	5,52	5,72

En todos los casos se dan condiciones de lecho móvil en el cauce principal.

En la siguiente tabla se presentan los resultados de socavación local en pilas para cada período de retorno. Las pilas están numeradas de acuerdo con el proyecto del puente, que en este caso es de margen derecha a margen izquierda.

Tabla 5-9 Resultados de socavación local en pilas

Pila según proyecto vial	Socavación local en pilas (m)	
	Tr 200	Tr 500
1	Roca superficial	Roca superficial
2	Roca superficial	Roca superficial
3	Roca superficial	Roca superficial
4	Roca superficial	Roca superficial
5	7,44 (mayor que distancia a la roca)	8,00 (mayor que distancia a la roca)
6	7,81 (mayor que distancia a la roca)	8,40 (mayor que distancia a la roca)
7	7,81	8,40
8	7,39	7,95
9	7,00	7,53
10	6,18	6,66
11	5,23	5,65
12	4,31	4,68
13	3,78	4,11
14	3,61	3,93

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.

Tabla 5-10 Cálculo de socavación en el estribo de margen izquierda

Descripción	Tr 200	Tr 500
Profundidad media en el canal (m)	13,94	14,00
Ancho planicie margen izquierda (m)	0	0
SBR margen izquierda	0	0
Tipo de flujo margen izquierda	Lecho móvil	Lecho móvil
Caudal unitario margen izquierda ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)	39,28	46,98
D_{50} margen izquierda (mm)	0,2	0,2
y_c margen izquierda (m)	3,12	3,64
q_{2f}/q_f margen izquierda	1,60	1,75
α_B margen izquierda	1,35	1,30
y_{\max} margen izquierda (m)	4,22	4,74
Tirante medio margen izquierda (m)	2,09	2,26

Descripción	Tr 200	Tr 500
Socavación máxima margen izquierda (m)	2,13	2,48

Tabla 5- 5-11 Cálculo de socavación en el estribo de margen derecha

Descripción	Tr 200	Tr 500
Profundidad media en el canal (m)	13,94	14,00
Ancho planicie margen izquierda (m)	0	0
SBR margen izquierda	0	0
Tipo de flujo margen izquierda	Lecho móvil	Lecho móvil
Caudal unitario margen izquierda ($m^3/s/m$)	39,28	46,98
D_{50} margen izquierda (mm)	0,2	0,2
y_c margen izquierda (m)	3,75	4,32
q_{2f}/q_f margen izquierda	1,60	1,75
α_B margen izquierda	1,35	1,30
y_{max} margen izquierda (m)	5,06	5,62
Tirante medio margen izquierda (m)	2,51	2,68
Socavación máxima margen derecha (m)	2,55	2,94

Combinando los resultados de socavación por contracción, en pilas y en estribos se obtienen los valores de socavación total, presentados en la siguiente tabla. Las pilas están numeradas de acuerdo al proyecto del puente, que en este caso es de margen derecha a margen izquierda.

Tabla 5-12 Resultados de socavación total

Ubicación según proyecto vial	Socavación total (m)	
	Tr 200	Tr 500
Estribo M. Der.	2,55	2,94
Pila 1	Roca superficial	Roca superficial
Pila 2	Roca superficial	Roca superficial
Pila 3	Roca superficial	Roca superficial
Pila 4	Roca superficial	Roca superficial
Pila 5	12,96 (mayor que distancia a la roca)	13,73 (mayor que distancia a la roca)
Pila 6	13,33 (mayor que distancia a la roca)	14,12 (mayor que distancia a la roca)
Pila 7	13,33 (mayor que distancia a la roca)	14,12 (mayor que distancia a la roca)

Pila 8	12,91	13,67 (mayor que distancia a la roca)
Pila 9	12,52	13,26 (mayor que distancia a la roca)
Pila 10	11,70	12,38
Pila 11	10,76	11,38
Pila 12	9,83	10,40
Pila 13	9,30	9,84
Pila 14	9,13	9,65
Estribo M. Izq.	2,13	2,48

5.4.4. Conclusiones del estudio de socavación

Las socavaciones calculadas en estribos son mayores a 1,0 m por lo que será necesario proteger los estribos para evitar problemas en los terraplenes de acceso aparte de en la fundación de los estribos mismos. Como el puente se encuentra en un embalse, con los consiguientes llenados y vaciados del mismo, la protección servirá también para evitar problemas causados por ese fenómeno. En el siguiente numeral se presenta el diseño de la protección.

Las socavaciones calculadas en pilas corresponden al valor máximo posible en caso de no encontrarse antes la roca sedimentaria (arenisca). Si en algún pilar la roca está a menor profundidad, ese será el límite de la socavación.

5.4.1. Socavación para diferentes configuraciones de pilas

Los resultados presentados en el estudio de socavación corresponden a la configuración de puente definida en el anteproyecto, con luces de 25 m, fundación por pilar-pilote y diámetros variables en función de la altura, entre 1,1 m y 2,1 m.

Como los diseños definitivos pueden tener diferentes configuraciones, con diferentes diámetros de pilas o con fundación mediante pilotes unidos en cabezales, se presentan los valores de socavación en pilas resultantes de otras configuraciones.

Se estudiaron cuatro configuraciones adicionales, tres de ellas con pilar-pilote y una con cabezales y pilotes. En las de pilar-pilote se estudiaron tres configuraciones de diámetro único, igual a 1,5 m, 1,8 m y 2,1 m, todas con luces de 25 m. En el caso de cabezales y pilotes se consideraron cabezales de 4 pilotes de 1,0 m de diámetro generando un diámetro equivalente de 3,5 m. Se consideró el grupo de cuatro pilotes como un solo elemento sólido equivalente, y se asumió que el cabezal está suficientemente elevado para no influir en la profundidad de socavación calculada.

La tabla a continuación presenta los resultados obtenidos en la configuración del anteproyecto y en las cuatro nuevas configuraciones, tanto para el evento de diseño de 200 años de período de retorno como para el evento de verificación de 500 años de período de retorno. Los valores corresponden a la socavación total, suma de la socavación local en pilas y la socavación por contracción, y no están limitados por la presencia de la roca, por lo que se trata del valor máximo en caso de no encontrar la roca antes de esa profundidad.

Tabla 5-13 Resultados de socavación total para cuatro configuraciones distintas

Número de pila	Socavación para Tr 200 (m)					Socavación para Tr 500 (m)				
	Anteproyecto	Diámetro 1,5 m	Diámetro 1,8 m	Diámetro 2,0 m	Cabezal y pilotes	Anteproyecto	Diámetro 1,5 m	Diámetro 1,8	Diámetro 2,0	Cabezal y pilotes
1	9,15	8,44	8,66	8,8	9,95	9,68	8,95	9,17	9,31	10,52
2	10,54	9,55	9,77	9,91	11,06	11,15	10,13	10,34	10,49	11,7
3	11,32	10,2	10,41	10,55	11,7	11,97	10,81	11,03	11,17	12,37
4	12,29	11,14	11,35	11,5	12,64	13,01	11,82	12,04	12,18	13,38
5	12,83	11,65	11,86	12,01	13,14	13,59	12,36	12,58	12,72	13,92
6	13,33	12,02	12,23	12,38	13,51	14,12	12,76	12,97	13,12	14,32
7	13,33	12,02	12,23	12,37	13,51	14,12	12,76	12,97	13,11	14,31
8	12,91	11,59	11,81	11,95	13,09	13,67	12,3	12,52	12,66	13,86
9	12,52	11,21	11,42	11,57	12,71	13,26	11,89	12,11	12,26	13,45
10	12,02	10,4	10,61	10,76	11,9	12,72	11,03	11,25	11,39	12,59
11	10,99	9,46	9,68	9,82	10,96	11,63	10,03	10,25	10,39	11,6
12	10,17	8,55	8,76	8,91	10,05	10,76	9,06	9,28	9,42	10,63
13	9,4	8,01	8,23	8,37	9,52	9,95	8,5	8,71	8,86	10,08
14	9,13	7,84	8,06	8,2	9,35	9,65	8,32	8,54	8,68	9,9

En todos los cálculos se asumió que no hay influencia de riostras o cabezales afectando a los pilotes o el pilar-pilote. Estos resultados de socavación en pilas sólo son válidos si no están presentes esos elementos, o si están por lo menos 2,0 m por encima del lecho del río.

5.5. Diseño de las estructuras de protección

Se diseñó una protección para los estribos, correspondiente a un delantal de enrocado, tal como se especifica en Lagasse et al (2001). A continuación se presenta el cálculo del tamaño de roca requerido, la extensión necesaria de enrocado y las características del mismo.

5.5.1. 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 $Fr \sqrt{V/\sqrt{gy}} \leq 0,8$

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

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)

Nuevos puentes sobre el Río Negro.

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 $Fr V/\sqrt{gy} > 0,8$

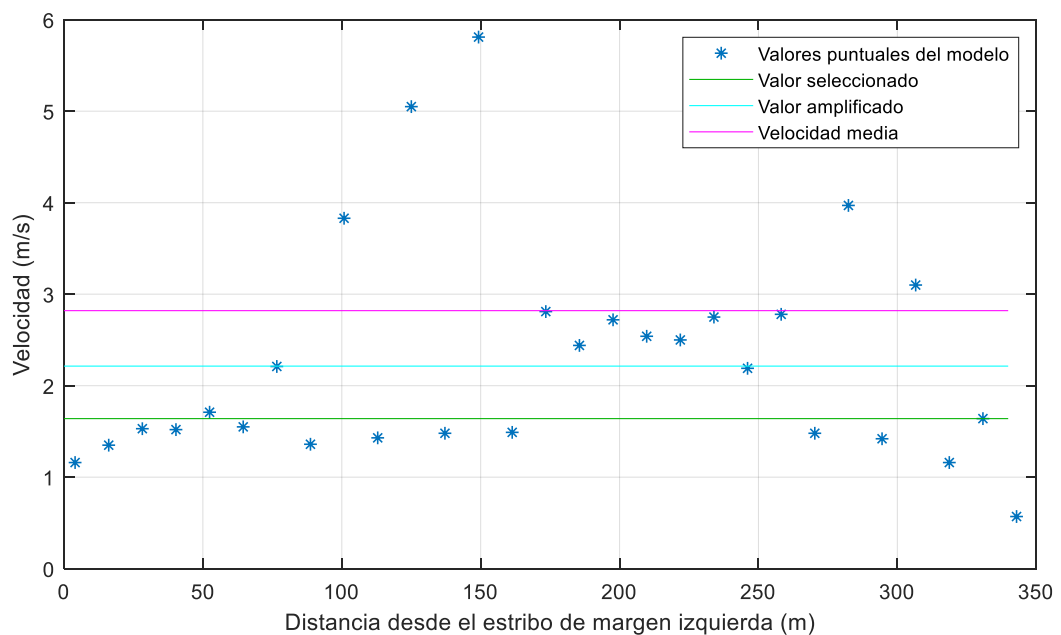
$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(S_s - 1)} \left[\frac{V^2}{gy} \right]^{0,14}$$

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, como se presenta en la siguiente figura.

Figura 5-14 Comparación entre la velocidad local cerca de los estribos y la velocidad media en la sección del puente



Como se puede observar, los valores puntuales entregados por el modelo son muy variables, ya que dependen de si en cada porción considerada se encuentra una pila o no. Para evitar seleccionar una velocidad artificialmente reducida por ese motivo, se tomó la mayor de las velocidades incluyendo las tres medidas más cercanas a cada estribo, igual a 1,64 m/s. A ese valor se le aplicó el factor de amplificación de 1,35 utilizado en el cálculo de socavación, por lo que la primera velocidad utilizada en la comparación fue 2,21 m/s.

El segundo valor utilizado fue la velocidad media en la sección del puente, que es de 2,82 m/s. Como este valor es mayor que el previamente calculado, se adoptó el mismo para estar del lado de la seguridad. El tamaño de roca fue dimensionado utilizando una velocidad de diseño de 2,82 m/s.

En este caso el Fr es en todos los casos es menor a 0,8. Utilizando la fórmula correspondiente, el D_{50} calculado es igual a 0,44 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 V (18”).

Tabla 5-14 Mínimo y máximo tamaño de partícula admitido para el enrocado (pulgadas)

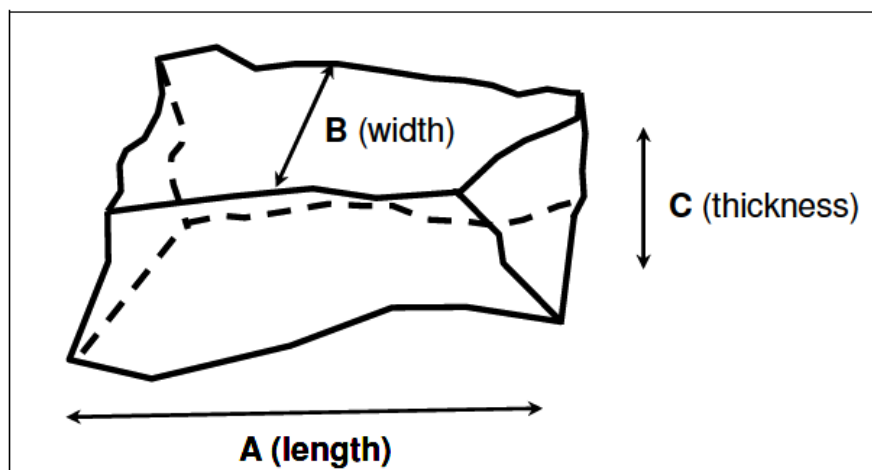
Clasificación nominal del enrocado por el diámetro de la partícula media		D_{15}		D_{50}		D_{85}		D_{100}
Clase	Tamaño	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Max.
I	6”	3,7	5,2	5,7	6,9	7,8	9,2	12,0
II	9”	5,5	7,8	8,5	10,5	11,5	14,0	18,0
III	12”	7,3	10,5	11,5	14,0	15,5	18,5	24,0
IV	15”	9,2	13,0	14,5	17,5	19,5	23,0	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

5.5.2. Especificaciones de la roca

5.5.2.1. 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 5-15 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.

5.5.2.2. 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.

5.5.2.3. Granulometría

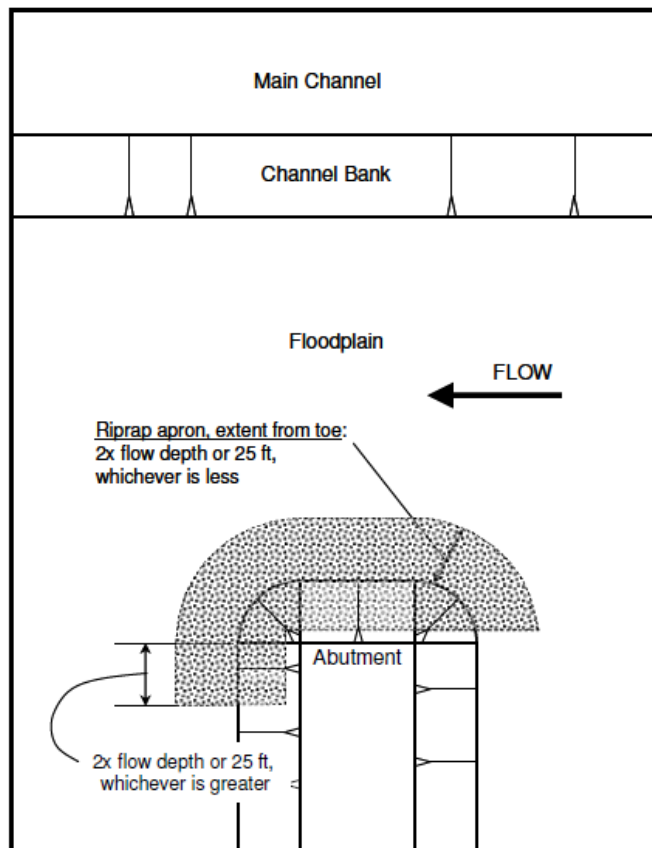
Anteriormente se presentó la granulometría para el enrocado para diferentes clases según el diámetro de la partícula media, en la que se indicaba el tamaño mínimo y máximo admisible de cada fracción. En la tabla a continuación se presenta las condiciones que debe cumplir la granulometría del enrocado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

Tabla 5-15 Granulometría recomendada para enrocado de los estribos (pulgadas)

D ₁₅		D ₅₀		D ₈₅		D ₁₀₀
Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Max.
11,0	15,5	17,0	20,5	23,5	27,5	36,0

5.5.3. 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 5-16 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. Respecto a la distancia de colocación desde la finalización del cuarto de cono, en este caso se recomienda sea de 20 m tanto en el talud de aguas arriba como en el de aguas abajo.

El espesor del enrocado es de tres veces el diámetro medio de la roca (D_{50}) que en este caso corresponde a 1,37 m.

Considerando que el puente presenta un esviaje de 22° respecto a la dirección del flujo, mientras que los estribos son perpendiculares al trazado del puente, las siguientes figuras presentan los enrocados de los estribos de margen izquierda y margen derecha respectivamente.

Figura 5-17 Ubicación de enrocado en estribo de margen izquierda

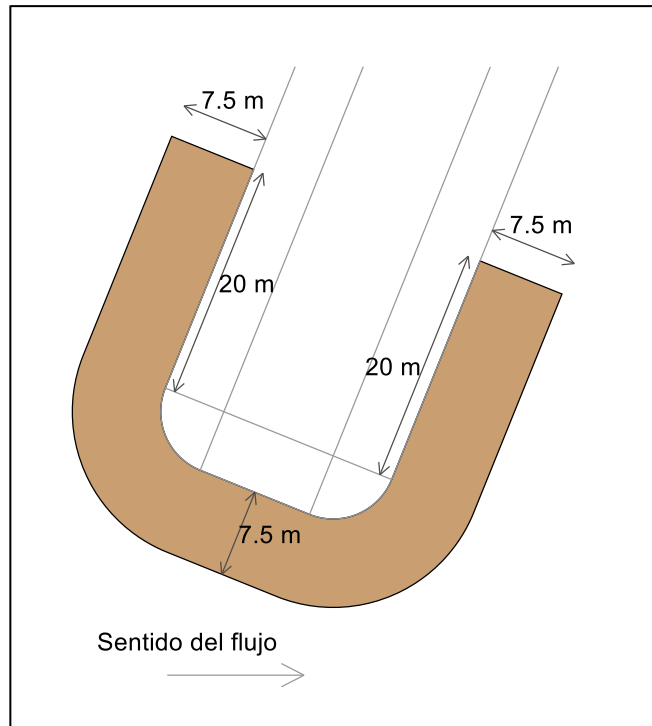
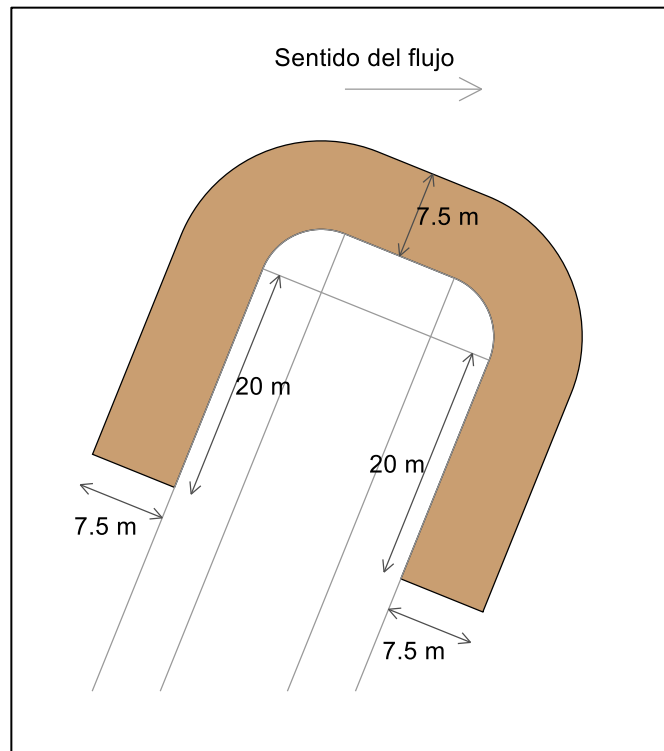


Figura 5-18 Ubicación de enrocado en estribo de margen derecha



5.5.4. 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.

5.6. Conclusiones

A partir de la modelación hidrodinámica para 100 años de período de retorno, se definió que la longitud de puente requerida es de 375 m y que en esas condiciones el nivel máximo aguas arriba del puente corresponde a la cota 83,85 m. Habiéndose definido para este caso una franquía de 1,20 m, la cota de implantación del fondo del tablero deberá ser mayor o igual a 85,05 m. La pérdida de carga del puente será de 10 cm para la tormenta de diseño.

Los estudios geotécnicos indicaron presencia heterogénea de arenas finas y mal graduadas junto con rocas sedimentarias (areniscas). Se calculó la socavación para cada pila en caso de encontrarse arenas en toda la longitud socavable. Esos resultados servirán como referencia para el cálculo de las fundaciones, sabiendo que en caso de encontrarse antes la roca la socavación finalizará en ese nivel.

En el caso de los estribos, aunque la roca se encuentre cercana es necesario proteger para evitar también el efecto que el llenado y vaciado del embalse tenga sobre los terraplenes. La protección se realizará con delantales de enrocado de 18 pulgadas de diámetro nominal.

5.7. Referencias

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.

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

Ettema, R., T. Nakato, and M. Muste. (2010). "Estimation of Scour Depth at Bridge Abutments" National Cooperative Highway Research Program, NCHRP Project 24-20, Draft Final Report, Transportation Research Board, National Academy of Science, Washington, D.C.

Lagasse, P. F., Zevenbergen, L. W., Schall, J. D., & Clopper, P. E. (2001). Hydraulic Engineering Circular No. 23 (HEC-23); Fed. Hwy. Adm. US Dept. of Transp.

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

UTE, CSI Ingenieros, Ofiteco, 2015, Calculo de curvas de remanso, Revisión de la gestión de crecidas y elaboración de un plan de emergencias para el sistema de presas del río Negro.

UTE, CSI Ingenieros, Ofiteco, 2016, Informe de crecidas ordinarias y extraordinarias, Revisión de la gestión de crecidas y elaboración de un plan de emergencias para el sistema de presas del río Negro.