3. MODELO HIDROLÓGICO

En el presente capítulo se describe brevemente los parámetros empleados para el cálculo de los caudales generados en la cuenca para su posterior estudio hidráulico.

3.1. Ubicación de la obra

Puente:**Arroyo Capiibary Guasú** Localidad:**Abaí**

Distrito:**Abaí** Departamento:**Caazapá**

Coordenadas (UTM 21K): x= **608.196 m E** y= **7.117.447m S**

3.2. Características de la Cuenca

En primer lugar, se procede a la delimitación de la cuenca. Para ello a partir del Modelo de Elevación se han generado curvas de nivel con una equidistancia de 10m que servirán como base para el geoprocesamiento. Una vez determinada la cuenca ha sido verificada con las curvas de nivel de las Ortofotocartas y modificadas en caso de ser necesario.

Dado el tamaño de la cuenca, se decidió subdividirla de forma a discretizar el análisis y que sea más representativo de la realidad. De esta forma, se generaron 7 subcuencas para toda el área, cada cual, fue modelada con parámetros independientes para obtener el caudal final que llega al puente.

En la figura 1 se muestra la cuenca delimitada en color rojo y los cauces en color azul.

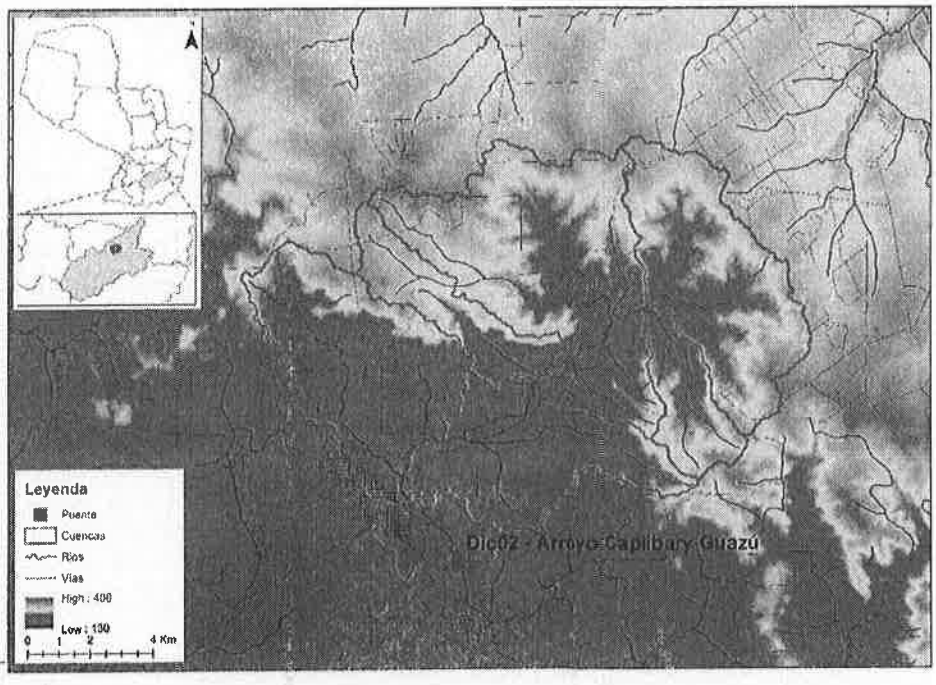


Figura 1: Modelo Digital de Elevación.

Ing. Antonio N. Pangrazio
Director de Fiscalización

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

Para determinar los parámetros necesarios para el cálculo del caudal, se realiza un geoprocesamiento, utilizando como dato de entrada el DEM. En la Figura 1 se observa el modelo de elevación, los colores del fondo representan el desnivel topográfico de la cuenca. En la Figura 2 se observa una imagen satelital de lassubcuencas (rojo).

Figura 2: Imagen Satelital de la Cuenca.

Un modelo hidrológico requiere diversos datos y parámetros para lograr una representación correcta del sistema, algunas de los cuales son: capacidad de infiltración, pendiente promedio, porcentaje impermeable, longitud, tiempo de concentración, etc. Estos parámetros se determinan a través de la topografía, utilizando el DEM descargado de ALOS-PALSAR, se determinan las líneas de flujo (dirección en que se mueve el agua). Una vez obtenidas estas líneas se procede a calcular la longitud y pendiente de las mismas.

A continuación, se detallan las características de la cuenca.

- Superficie de la cuenca: 15999hectáreas
- Longitud Talweg: 24055m
- Pendiente media del cauce: 0.73%

3.3. Cálculo de la Infiltración

El cálculo de la infiltración es necesario para determinar la precipitación efectiva, es decir, la precipitación causante de escorrentía superficial. Uno de los métodos más utilizados, y que se aplica en este estudio, es el Método de Abstracciones o Número de Curva del SCS, debido a la cantidad de información empírica que se ha generado para el mismo.

El Método del Número de Curva (CN) fue desarrollado por el Servicio de Conservación de los Recursos Naturales (NRCS por sus siglas en inglés) de los Estados Unidos. El método consiste en asignar un CN promedio para toda una subcuenca, en función de su tipo y uso de suelo.

Ing. Antonio N. Pangrazio
Director de Fiscalización

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

Con respecto al tipo de suelo, en el marco del PRUT (Programa de Racionalización y Uso de la Tierra) se desarrollaron mapas de orden y taxonomía de suelos, indicando los grupos hidrológicos de la Región Oriental, representando la capacidad de drenaje e infiltración. Los principales tipos se detallan a continuación.

- Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento y limos agregados.
- Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento y marga arenosa.
- Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.
- Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

En la Figura 3 a continuación, se ve el tipo que suelo que corresponde a la cuenca bajo estudio.

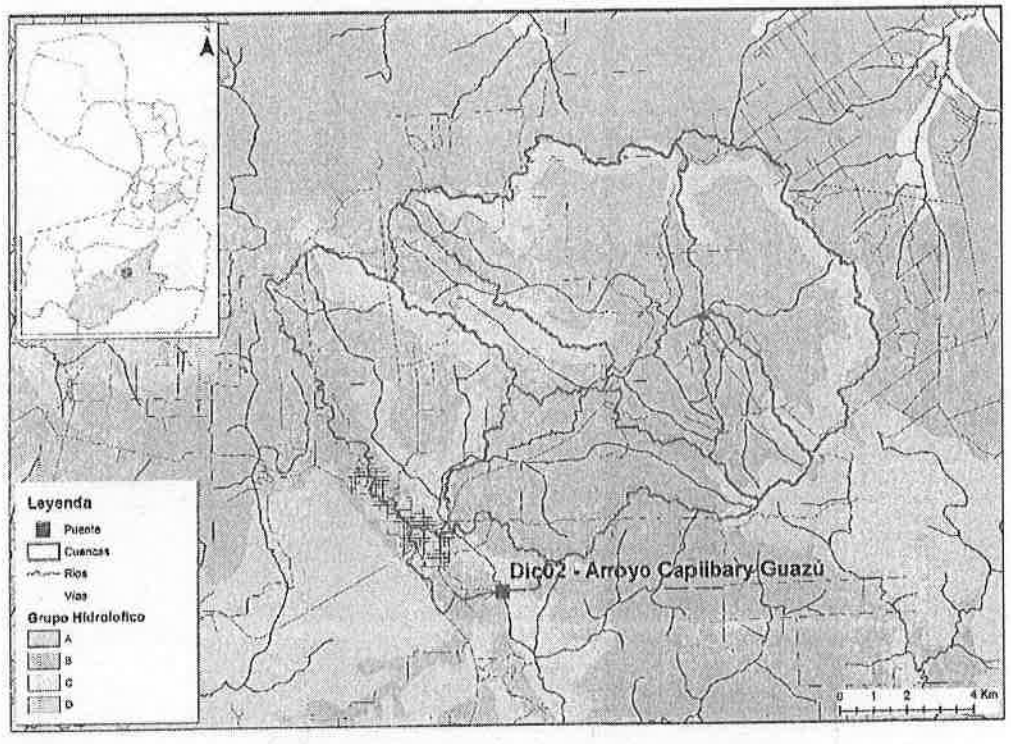


Figura 3: Mapa del Tipo de Suelo de la cuenca.

Con respecto al uso del suelo, se han desarrollado mapas digitales de clasificación mediante una clasificación multitemporal del uso de suelo, realizado a través de un geoprocesamiento de las bandas espectrales de las imágenes satelitales Landsat 8. Se utilizaron además imágenes georreferenciadas de Google Earth para determinar los usos de suelo, tal como sigue. En la figura 4 se muestra el mapa del uso de suelo.

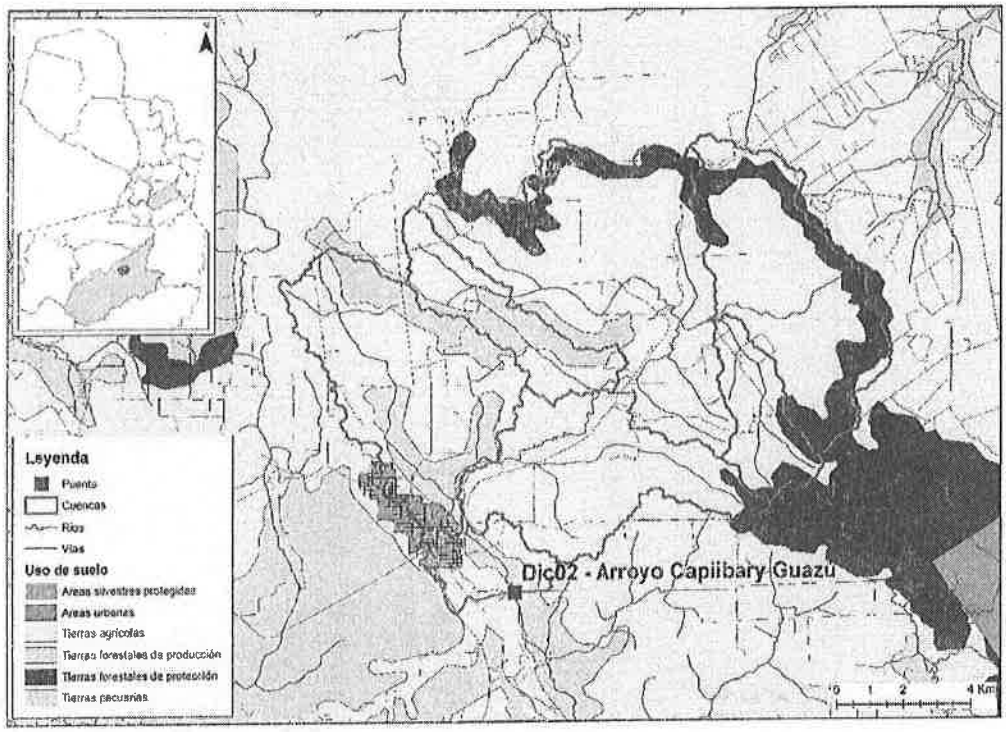


Figura 4: Mapa del Uso de Suelo de la cuenca.

Cada uso de suelo, posee un valor diferente de CN, dependiendo del tipo de suelo. Los valores utilizados en este estudio son mostrados en la tabla 1.

Tabla 1: Valores de CN.

Uso de Suelo	A	B	C	D
Áreas silvestres protegidas	25	55	62	68
Áreas urbanas	66	75	84	87
Tierras agrícolas	60	66	72	75
Tierras forestales de producción	45	65	67	70
Tierras forestales de protección	45	65	67	70
Tierras pecuarias	49	55	71	73

Estos valores han sido estimados a partir de los valores presentados en el libro deHidrología Aplicada (Ven te Chow, 1994).

Se realizó un cruzamiento digital del uso de suelo y del tipo de suelo, en cada subcuenca, y se obtuvieron valores ponderados de CN en cada caso, los cuales se han introducido al HEC – HMS. Los valores de CN para cada subcuenca se muestra en la tabla 2.

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

Ing. Antonio N. Pangrazio

Tabla 2. Valores de CN adoptados para cada subcuenca.

Subcuenca	CN
SC1	60
SC2	63
SC3	63
SC4	59
SC5	66
SC6	66
SC7	72

3.4. Tiempo de Concentración

La duración del evento de precipitación se debe seleccionar en base al tiempo de concentración (Tc) de la cuenca.

El tiempo de concentración de una cuenca se encuentra en función de la pendiente media, la longitud del cauce, la forma de la cuenca, la cobertura del suelo y en menor escala de otros parámetros fisiográficos. Para calcular el tiempo de concentración se utilizó la fórmula del DNOS (Departamento Nacional de Obras e Saneamiento, Brasil), expresada a continuación.

$$Tc = \frac{10}{K}\frac{A^{0.3}L^{0.2}}{I^{0.4}}$$

Siendo Tc el tiempo de concentración (min), A el área de la cuenca (has), L la longitud del curso de agua (m), I la pendiente en %.

El coeficiente "K" depende de las características geológicas de la cuenca, conforme lo descrito a continuación. (Extraído del Manual de Hidrologia Básica para Estructuras de Drenagem, DNIT).

- Terreno areno-arcilloso, cubierto de vegetación intensa, elevada absorción K=2.0
- Terreno común, cubierto de vegetación, absorción apreciable K=3.0
- Terreno arcilloso, cubierto de vegetación, absorción media K=4.0
- Terreno arcilloso de vegetación media, poca absorción K=4.5
- Terreno con roca, escasa vegetación, baja absorción K=5.0
- Terreno rocoso, vegetación pobre, reducida absorción K=5.5

Para condiciones medias, con K=4, se tiene en promedio una velocidad de 1.4 m/s para cuencas pequeñas y 1.6 m/s para cuencas mayores, por lo tanto, el método es aceptable para cualquier tamaño de cuenca. Fuente: Manual de Hidrologia Básica para Estructuras de Drenagem, DNIT.

Por definición el Tc es el tiempo que tarda en llegar el agua desde el punto hidráulicamente más alejado de la cuenca. Aplicando este concepto, al hacer que la duración de la lluvia hipotética sea igual al tiempo de concentración, se asegura que toda la cuenca se encuentra generando escorrentía que aporta al caudal de diseño.En la tabla 3, se presenta el cálculo para el tiempo de concentración de la cuenca.

Tabla 3: Cálculo del Tiempo de Concentración (DNOS).

Cuenca	Longitud (m)	Área (Ha)	Pendiente (%)	K adoptado	Tc (min)
A° Capiibary Guasú	24055	15999	0.73	3	518

Con estos parámetros, se tiene un Tc igual a 518minutos(8.6 horas).

3.5. Tiempo de Retorno y Precipitación de Diseño

Se calculan los caudales de diseño con un tiempo de retorno de 100 años y se verifica con un tiempo de retorno de 150 años, tal como lo establece el Manual de Carreteras para Puentes.

Para el cálculo de caudales y posterior simulación hidrológica, se requiere introducir una precipitación de diseño, y para determinar la misma se utilizó una curva IDF. La expresión para calcular las intensidades en cada estación, responde a la fórmula siguiente:

$$I = \frac{c\,Tr^n}{(tc + d)^m}$$

En donde I es la intensidad expresada en mm/h; tc es el tiempo de concentración en minutos; Tr es el tiempo de retorno en años; c, d, m, n son coeficientes determinados empíricamente.En la figura 5, se muestran los polígonos de Thiessen, en donde se puede ver que, de acuerdo a su ubicación, la cuenca se encuentra afectada por la curva IDF de Villarrica.

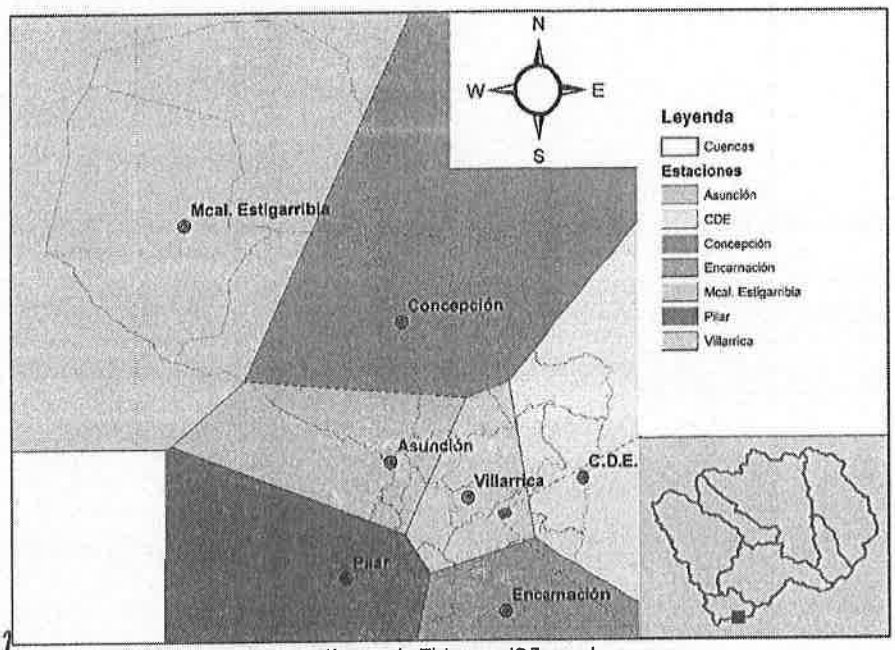


Figura 5. Polígono de Thiessen IDF para la cuenca.

Ing. Antonio N. Pangrazio

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

Debido a la cercanía geográfica y a similitud climática de la zona de estudio y la ciudad de Villarrica, se opta por utilizar la curva IDF de dicha ciudad.Para la simulación se toma los valores de intensidades mayores, y son calculados con la curva IDF, lo que se muestra en la tabla 4.

Tabla 4: Parámetros para la Curva IDF de Villarrica.

Parámetros	Villarrica
c	902.31
n	0.18139
m	0.72055
d	5

Fuente: Cuevas-Rolón (2009).

Por lo tanto, la expresión anterior se reduce a la siguiente fórmula:

$$I = \frac{902.31\ Tr^{0.18139}}{(tc+5)^{0.72055}}$$

Con la ecuación de la Intensidad de la lluvia, se procedió a calcular la precipitación acumulada hasta completar una duración igual al tiempo de concentración.

La precipitación incremental se construye en base al método de bloques alternos (Ven Te Chow, 1994), de manera a ubicar la mayor intensidad de lluvia luego de una saturación inicial del suelo, representando así la situación más desfavorable. La precipitación de mayor intensidad de sitúa en el centro del hietograma.

Para la precipitación de diseño, se adoptaron los siguientes valores:

- Duración del intervalo de precipitación: **20minutos**
- Duración total de la precipitación sintética: **520minutos (8 horas 20 minutos)**

En la figura 6, se muestra el hietograma de diseño y la precipitación acumulada. El hietograma resultante es la precipitación de diseño, que corresponde a una lluvia con una duración hipotética igual al Tc, para un tiempo de retorno de 100 y 150 años, respectivamente.

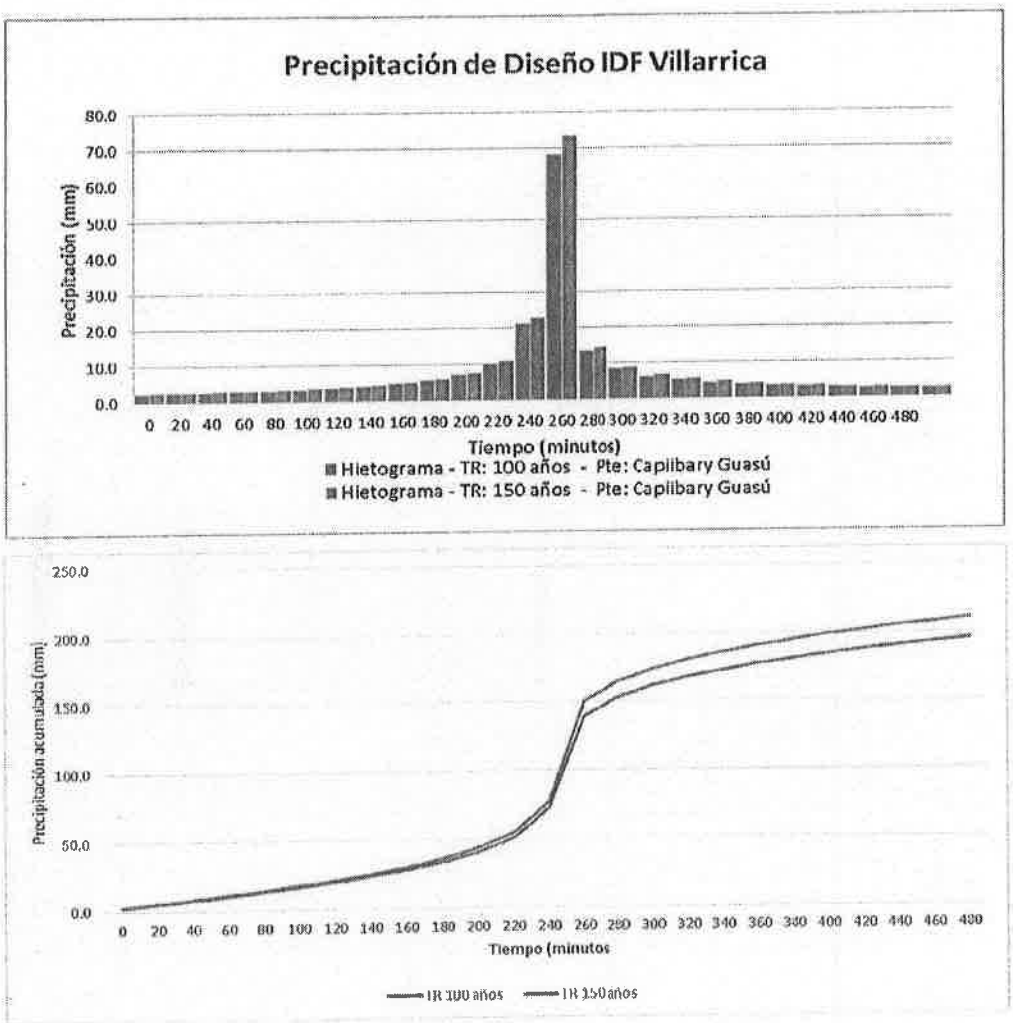


Figura 6. Precipitación de diseño a TR 100 y TR150

El procedimiento arroja los siguientes resultados:

- Precipitación Acumulada de Verificación (TR 100): **198mm**
- Precipitación Acumulada de Verificación (TR 150): **213 mm**

Ing. Amilcar A. Pangrazio
Director de Proyectos

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

3.6. Caudales de Diseño

Para el cálculo de caudales, se utiliza el modelo hidrológico HEC-HMS (Hydrologic Modeling System), software diseñado por el US Army Corps of Engineers para simular el proceso hidrológico de sistemas dendríticos dentro de las cuencas. Este software contiene procedimientos necesarios para la simulación continua del ciclo hídrico donde se incluye la evapotranspiración, y el humedecimiento del suelo. Este programa permite además del cálculo de caudales por subcuenca, el tránsito de los mismos en canales naturales, motivo por el cual fue electo para este estudio.

HEC-HMS consta de diferentes componentes y métodos. Los métodos de presencia de vegetación representan las plantas presentes en el terreno. Considera la interceptación de precipitación que puede ocurrir, además del proceso de evapotranspiración propio de la vegetación. Los métodos de pérdida representan diferentes cálculos de la pérdida de agua por medio de la infiltración dentro del área de una subcuenca y en conjunto son llamados métodos de pérdida. En total, el programa trabaja con doce tipos de métodos diferentes. Los métodos de transformación usan conceptos de los hidrogramas unitarios para explicar el tiempo de redistribución del exceso de precipitación en una cuenca hidrográfica.

Como ya se detalló, se generó el modelo para 7 subcuencas que representan la variabilidad espacial en toda el área, así, cada subcuenca cuenta con su propio conjunto de parámetros. Este programa simula los procesos de precipitación-escorrentía en la cuenca. Tal como se muestra más abajo, permite calcular cada subcomponente del ciclo hidrológico con distintos métodos, pudiéndose seleccionar el más apropiado para la cuenca de estudio. Para cada uno de estos procesos se utilizan los siguientes métodos:

- Precipitación: Tormenta Hipotética a partir de Curvas IDF
- Pérdidas y Abstracciones: Método del Número de Curva del SCS
- Transformación precipitación-caudal: Método del SCS (Hidrograma Unitario)
- Ruteo: Método de Muskingum-Cunge.

En la Figura 7 se muestra la cuenca representada en el programa HEC-HMS.

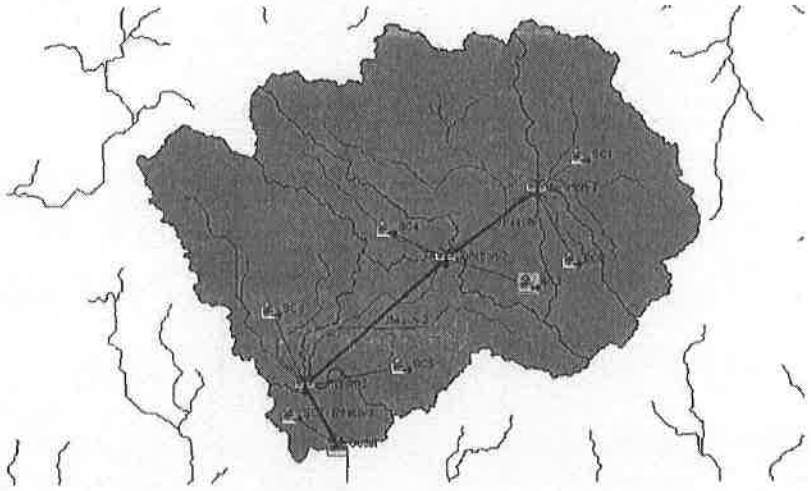


Figura 7. Cuenca mostrada en la pantalla del programa HEC-HMS

Ing. Antonio Pangrazio
Director de Fiscalización

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

Los parámetros utilizados para cada subcuenca, de acuerdo a los métodos detallados, se resumen en la tabla 5.

Tabla 5. Parámetros de las subcuencas en la simulación hidrológica

Subcuenca	Área (Ha)	Longitud (m)	Pendiente (%)	TC (min)	Lag (min)	CN	Almacenamiento(mm)	Abstracción inicial (mm)
SC1	2995	8210	2.21	163	98	60	169.33	33.87
SC2	945	7317	1.44	133	80	63	149.17	29.83
SC3	4419	14452	1.32	251	151	63	149.17	29.83
SC4	1212	9754	2.19	129	77	59	176.51	35.30
SC5	2547	12346	0.75	259	156	66	130.85	26.17
SC6	3198	12843	0.88	262	157	66	130.85	26.17
SC7	683	4310	0.39	183	110	72	98.78	19.76

En las figuras 8 y 9, se presentan los resultados e hidrogramas finales para los tiempos de retorno de 100y 150 años, respectivamente.

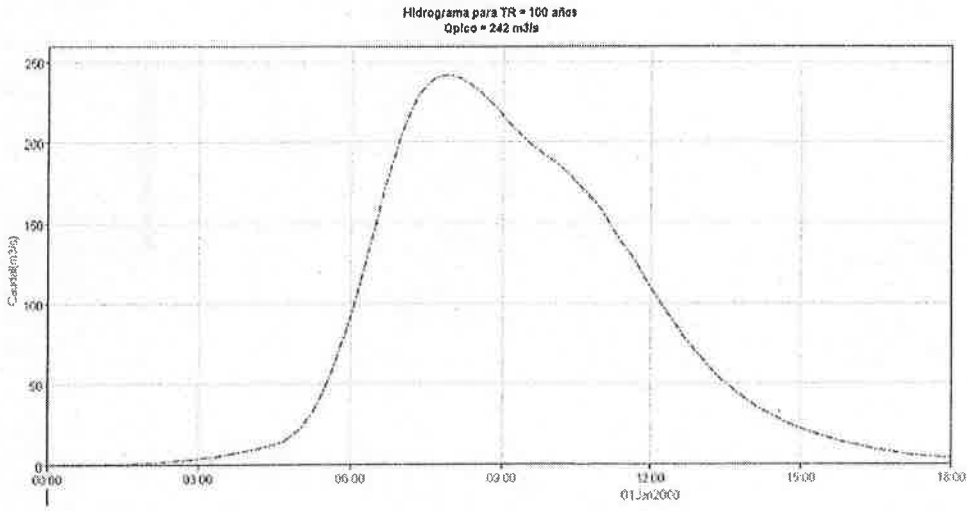


Figura 8. Caudal generado en la cuenca completa, TR 100.

Ing. Antonio M. Pangrazio
Director de Fiscalización

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

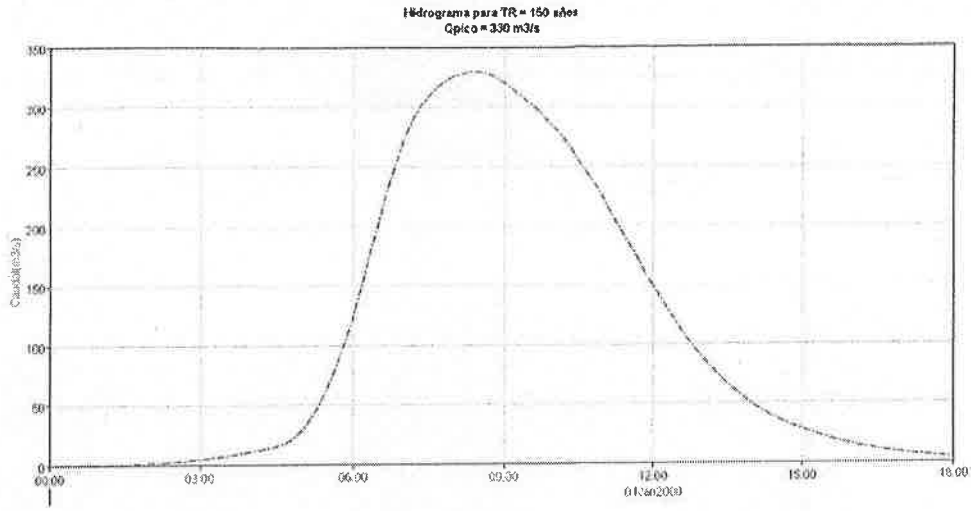


Figura 9. Caudal generado en la cuenca completa, TR 150.

Finalmente, los caudales de diseño a ser introducidos en el HEC-RAS son los siguientes:

- Caudal Verificación (TR 100): **242m³/s**
- Caudal Verificación (TR 150): **330m³/s**

4. Modelo Hidráulico

4.1. Método utilizado

Para calcular el nivel del agua en el cauce, así como las velocidades del flujo de agua, se simuló el modelo hidráulico utilizando el programa HEC-RAS.

Con los datos topográficos se generan las secciones para utilizar el programa HEC RAS, para simular el flujo permanente en 1D (una dimensión), luego con los datos de caudales calculados más arriba, se introducen las secciones y los datos del posible puente, más los datos de caudales y se realiza la simulación, el resultado es el perfil hidrodinámico, del curso de agua, con las velocidades discriminadas en cada sección, según las partes del cauce relacionadas con la rugosidad.

4.2. Secciones transversales

Para representar adecuadamente el modelo hidráulico, se utilizaron datos geométricos de secciones transversales del cauce, obtenidas mediante un relevamiento topográfico del cauce y su planicie de inundación en la zona del puente.

Para este estudio, se analizaron 9 secciones transversales bien representativas del cauce con su planicie de inundación hacia aguas arriba y abajo del puente. En la figura 10se ve un ejemplo de sección transversal.

Ing. Antonio N. Pangrazio
Director de Fiscalización

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

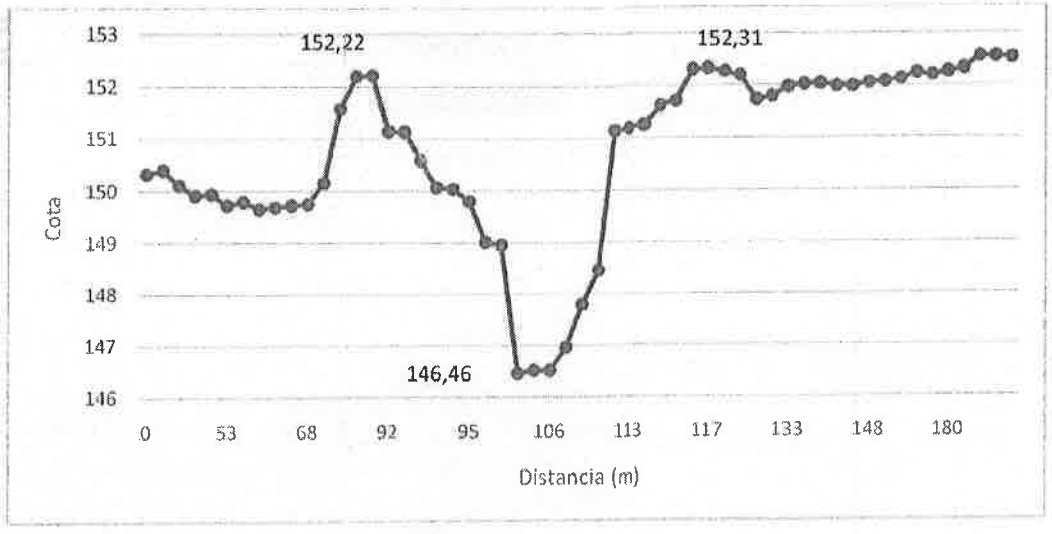


Figura 10. Sección transversal del canal

Tal como se aprecia, bajo el puente la cota de fondo es 146.46. El borde superior izquierdo se encuentra en la cota 152.22, mientras que la planicie de inundación derecha empieza en la cota 152.31. Esta sección transversal es graficada mirando hacia aguas abajo, en la dirección del flujo.

4.3. Condiciones de cálculo y parámetros hidráulicos

Se han utilizado los siguientes datos de entrada:

- Secciones topográficas de perfiles de terreno en la zona del puente nuevo, tanto aguas abajo como aguas arriba del puente.
- Caudales máximos para TR 100 y 150 años obtenidos en el capítulo anterior.
- Geometrías de la obra de arte.

Consideraciones para el cálculo:

1. Como condición de borde hacia aguas abajo se utiliza el concepto de "Normal Depth", en el cual se presume que la pendiente longitudinal del cauce se mantiene constante y paralela al nivel del agua hacia aguas abajo la distancia suficiente como para que no afecte al puente. Se adopta esta condición de borde ante la falta de otros datos.
2. Como condición de borde hacia aguas arriba, se tienen los caudales generados.
3. Como criterio de cálculo, se simula el flujo de agua en un régimen subcrítico, situación en la cual se tienen los niveles de agua más elevados.
4. Coeficientes de rugosidad de Manning calculados por el método de Cowan.

Método de Cowan

Reconociendo varios factores primarios que afectan el coeficiente de rugosidad, Cowan desarrollo un procedimiento para la evaluación de n. Según este procedimiento el valor de n pude ser calculado por la ecuación:

$$n = (n_1 + n_2 + n_3 + n_4)n_5$$

- n_0 - Valor básico de n para un canal recto y uniforme de un material dado.
- n_1 - Se determina para corregir el efecto por irregularidades de la superficie.
- n_2 - Se considera las variaciones en la forma y tamaño de la sección transversal del canal.
- n_3 - Se considera el efecto de obstrucción u obstáculos al flujo.
- n_4 - Depende de la vegetación.
- n_5 - Depende de la sinuosidad longitudinal del canal.

En las tablas 6 y 7 a continuación, se muestran los cálculos que justifican el coeficiente de Manning adoptado para la simulación hidráulica.

Tabla 6. Cálculo del coef. de rugosidad por el método de Cowan para el canal.

Canal Principal					
Material del cauce:	n_0	A	Arena	0.020	
		B	Roca	0.025	
		C	Grava fina	0.024	
		D	Grava gruesa	0.028	
Material del cauce adoptado:				A	= 0.020
Grado de irregularidad:	n_1	A	Ninguna	0.000	
		B	Menor	0.005	
		C	Moderado	0.010	
		D	Severo	0.020	
Grado de irregularidad adoptado:				B	= 0.005
Variabilidad de la sección transversal:	n_2	A	Gradual	0.000	
		B	Ocasional	0.005	
		C	Frecuente	0.015	
Variación de la sección adoptada:				B	= 0.005
Efecto relativo de las obstrucciones:	n_3	A	Despreciable	0.000	
		B	Menor	0.005	
		C	Apreciable	0.020	
		D	Severo	0.040	
Efecto de las obstrucciones adoptado:				B	= 0.005
Vegetación:	n_4	A	Baja	0.005	
		B	Media	0.013	
		C	Alta	0.025	
		D	Muy alta	0.050	
Vegetación adoptada:				B	= 0.013
Grado de sinuosidad:	n_5	A	Menor	1.00	
		B	Apreciable	1.15	
		C	Severo	1.30	
Grado de sinuosidad adoptado:				B	= 1.15
Valor de " n " adoptado según COWAN			n =	0.055	

Tabla 7. Cálculo del coef. de rugosidad por el método de Cowan en las planicies de inundación.

Planicies de Inundación					
Material del cauce:	n_0	A	Arena	0.020	
		B	Roca	0.025	
		C	Grava fina	0.024	
		D	Grava gruesa	0.028	
Material del cauce adoptado:				A	= 0.020
Grado de irregularidad:	n_1	A	Ninguna	0.000	
		B	Menor	0.005	
		C	Moderado	0.010	
		D	Severo	0.020	
Grado de irregularidad adoptado:				B	= 0.005
Variabilidad de la sección transversal:	n_2	A	Gradual	0.000	
		B	Ocasional	0.005	
		C	Frecuente	0.015	
Variación de la sección adoptada:				B	= 0.005
Efecto relativo de las obstrucciones:	n_3	A	Despreciable	0.000	
		B	Menor	0.010	
		C	Apreciable	0.020	
		D	Severo	0.040	
Efecto de las obstrucciones adoptado:				B	= 0.010
Vegetación:	n_4	A	Baja	0.005	
		B	Media	0.015	
		C	Alta	0.025	
		D	Muy alta	0.050	
Vegetación adoptada:				C	= 0.025
Grado de sinuosidad:	n_5	A	Menor	1.00	
		B	Apreciable	1.15	
		C	Severo	1.30	
Grado de sinuosidad adoptado:				B	= 1.15
Valor de " n " adoptado según COWAN n =				0.075	

La Figura 11 muestra en planta el cauce con las secciones transversales en la interfaz de HEC-RAS. Se interpolaron secciones transversales a partir de las secciones transversales relevadas con topografía. Esta interpolación entre secciones mejora el comportamiento hidráulico del programa, haciendo que se minimice el error al tener mayor estabilidad numérica durante la simulación.

Figura 11. Vista en planta del cauce con el puente y secciones transversales en HEC-RAS.

Las líneas verdes representan las secciones transversales reales y las líneas color verde claro representan las secciones interpoladas. El puente está representado por el polígono gris.

4.4. Salidas de la Simulación

El dimensionamiento del puente se realizó con el perfil que se muestra en la figura 12. Así, para TR 100 y TR 150, se muestran los niveles de agua, obtenidos a partir del programa HEC-RAS. En las figuras 12, 13 y 14, se puede ver que el nivel de agua bajo el puente alcanza las siguientes cotas.

- Cota de Fondo del Canal:**146.46m**
- Cota del Nivel Máximo de Agua p/TR100:**150.77 m**
- Cota del Nivel Máximo de Agua p/TR150:**151.11 m**
- Cota de Fondo de Viga:**151.94 m**
- Cota de Rasante:**153.5 m**

Se propone un puente de longitud igual a 20 metros.

Para el caudal de diseño TR100, se tiene que el nivel máximo del agua alcanza los 4.31m (150.77 -146.46) desde el fondo del cauce, permitiendo una altura libre de seguridad mínima igual a 1.17m. Con el caudal de verificación, para TR 150 años, se tiene un nivel máximo del agua bajo el puente igual a 4.65 m (151.11–146.46) y dejando una revancha de 0.72m (151.94 – 151.11).Esto se observa en la figura 12.

La cota del fondo de viga recomendado para el puente estudiado en este informe es 151.94, tal como se muestran en las figuras 12 y 13. Si el puente tiene un espesor de 1.56 m, la cota de rasante será 153.5.

El puente trabajará en condiciones adecuadas para caudales de TR 100 y 150 años (Figura 13). El nivel de energía total aguas arriba del puente para el segundo caso supera la cota de fondo de viga, ante obstrucciones en el canal, estos niveles pueden aumentar por lo que se recomienda mantener la sección del cauce libre.

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

Ing. Antonio M. Pangrazio
Director de Especialidad

La cota mínima del fondo de lecho debajo del puente es de 146.46 m y el nivel del agua para la sección inmediatamente aguas arriba del puente es 150.85, por lo tanto, la lámina de agua es de 4.39m, para TR 100. Para TR150, el nivel del agua para la sección inmediatamente aguas arriba del puente es 151.45, lo que otorga una lámina de agua de 4.99 m.

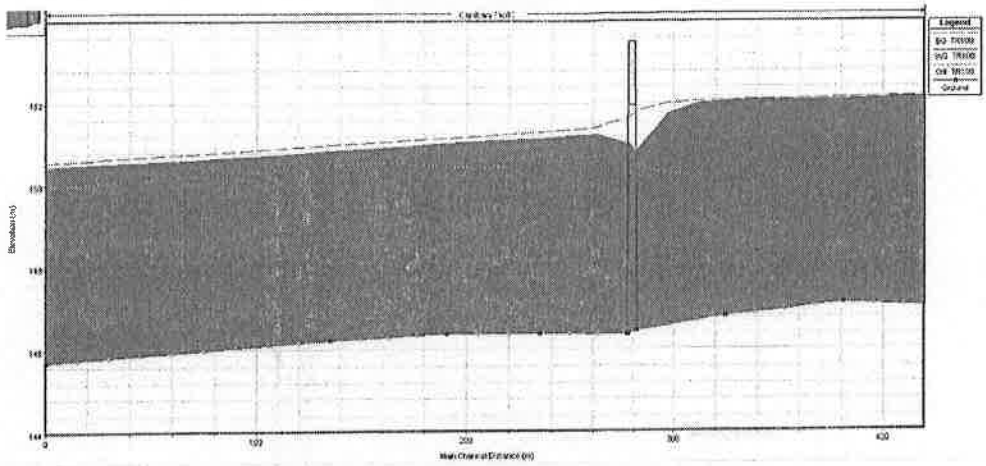


Figura 12. Perfil longitudinal del puente – TR100

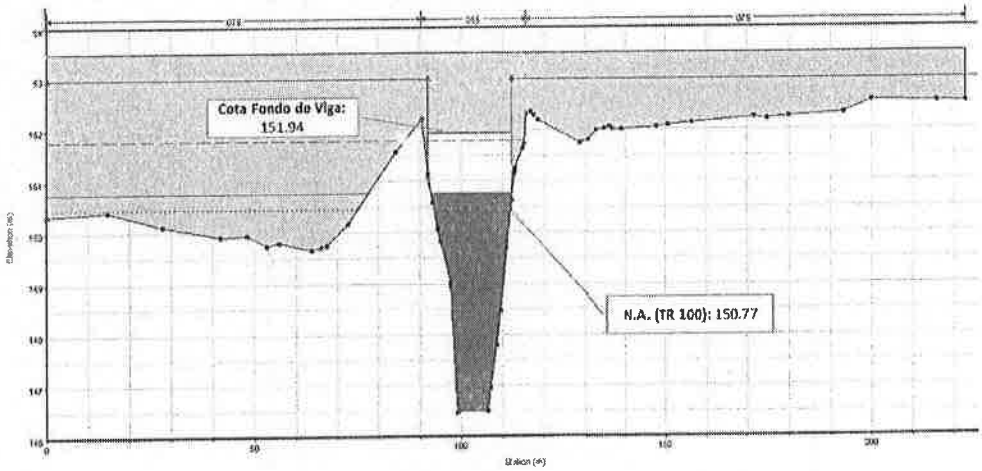


Figura 13. Puente L=20m en el programa HEC-RAS.

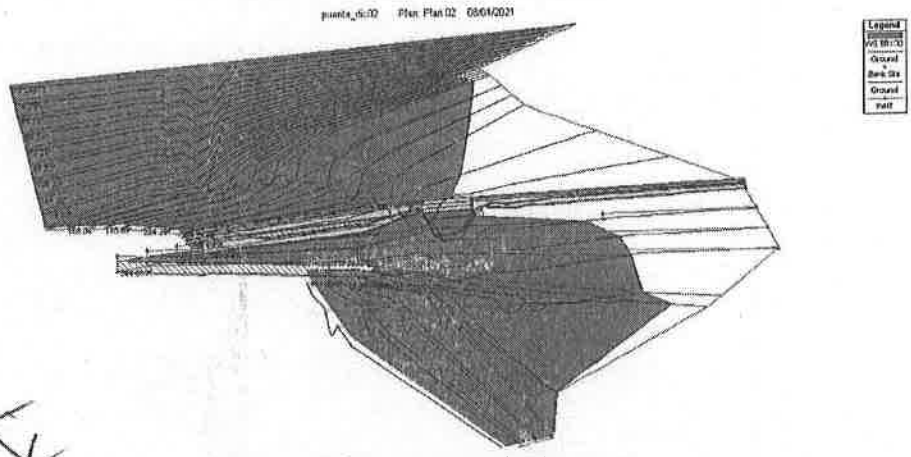


Figura 14. Vista en perspectiva del puente.

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

Ing. Antonio N. Pangrazio
Director de Fiscalización

En las tablas 8, 9 y 10, se presenta un resumen de los valores obtenidos para cada sección, entre ellos cabe destacar, el nivel del agua, la velocidad en el canal y el número de Froude. Se observa que aun cuando las velocidades son altas, el número de Froude es bajo, la línea de energía y la pendiente de la línea de energía indican flujo subcrítico.

Tabla 8. Resultado de la simulación para las secciones transversales.

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Dc02	386.27*	TR100	242.00	147.04	152.06	150.47	152.10	0.000624	1.22	348.24	209.67	0.20
Dc02	386.27*	TR150	330.00	147.04	152.90	150.72	152.93	0.000134	1.08	523.89	209.67	0.16
Dc02	372.19*	TR100	242.00	146.97	152.06	150.27	152.09	0.000539	1.05	400.53	204.35	0.17
Dc02	372.19*	TR150	330.00	146.97	152.89	150.49	152.92	0.000363	0.97	580.70	228.82	0.14
Dc02	358.10*	TR100	242.00	146.09	152.06	150.07	152.08	0.000343	0.88	466.41	192.25	0.13
Dc02	358.10*	TR150	330.00	146.89	152.89	150.30	152.91	0.000275	0.88	654.71	247.97	0.12
Dc02	344.0131	TR100	242.00	146.82	152.03	149.62	152.07	0.000477	1.07	307.29	207.77	0.16
Dc02	344.0131	TR150	330.00	146.82	152.86	149.90	152.90	0.000446	1.16	382.29	247.40	0.16
Dc02	329.87*	TR100	242.00	146.70	151.97	150.20	152.05	0.001078	1.47	231.34	192.52	0.23
Dc02	329.87*	TR150	330.00	146.70	152.81	150.56	152.88	0.000862	1.49	366.68	229.33	0.22
Dc02	315.72*	TR100	242.00	146.58	151.72	150.29	152.00	0.004089	2.46	127.15	167.73	0.43
Dc02	315.72*	TR150	330.00	146.58	152.66	151.17	152.85	0.002937	2.19	210.69	221.84	0.31
Dc02	301.5803	TR100	242.00	146.46	150.05	150.45	151.82	0.017485	4.37	55.43	97.97	0.83
Dc02	301.5803	TR150	330.00	146.46	151.45	151.09	152.67	0.017421	4.89	67.42	105.51	0.85
Dc02	298		Bridge									
Dc02	295.4968	TR100	242.00	146.36	150.08	149.87	151.62	0.008517	3.53	68.57	106.21	0.60
Dc02	295.4968	TR150	330.00	146.36	150.88	150.51	152.13	0.017250	4.96	66.53	103.39	0.89
Dc02	281.60*	TR100	242.00	146.37	151.22	150.67	151.41	0.004544	2.27	161.06	113.01	0.43
Dc02	281.60*	TR150	330.00	146.37	151.49	150.97	151.71	0.005629	2.53	194.70	134.18	0.48
Dc02	267.71*	TR100	242.00	146.38	151.10	150.67	151.35	0.004857	2.22	164.11	129.20	0.44
Dc02	267.71*	TR150	330.00	146.38	151.43	150.93	151.65	0.005580	2.53	199.00	148.25	0.48
Dc02	253.0186	TR100	242.00	146.39	151.14	150.54	151.30	0.004466	2.17	174.76	150.02	0.42
Dc02	253.0186	TR150	330.00	146.39	151.39	150.83	151.58	0.005137	2.47	214.74	170.25	0.46
Dc02	239.05*	TR100	242.00	146.39	151.09	150.44	151.24	0.004219	2.15	184.88	169.05	0.41

Tabla 9. Tabla de resultados en el puente, TR100.

PUENTE A° Capilbary GuasúiL=20m - TR 100				
E.G. US. (m)	151.82	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	150.85	E.G. Elev (m)	151.80	151.63
Q Total (m3/s)	242.00	W.S. Elev (m)	150.77	151.00
Q Bridge (m3/s)	242.00	Crit W.S. (m)	150.46	149.87
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4.31	4.64
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	4.48	3.51
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	53.98	68.85
Weir Submerg		Froude # Chl	0.69	0.52
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	207.35	225.68
Min El Weir Flow (m)	153.50	Hydr Depth (m)	2.78	3.53
Min El Prs (m)	151.94	W.P. Total (m)	22.60	23.45
Delta EG (m)	0.20	Conv. Total (m3/s)	1753.6	2566.4
Delta WS (m)	-0.14	Top Width (m)	19.38	19.51
BR Open Área (m2)	77.22	Frctn Loss (m)	0.05	0.01
BR Open Vel (m/s)	4.48	C & E Loss (m)	0.12	0.00
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	446.05	255.96
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	1999.77	899.70

Tabla 10. Tabla de resultados en el puente, TR150.

PUENTE A° Capibary Guasúl L=20 m - TR 150				
E.G. US. (m)	152.67	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	151.45	E.G. Elev (m)	152.62	152.16
Q Total (m3/s)	330.00	W.S. Elev (m)	151.11	150.96
Q Bridge (m3/s)	330.00	Crit W.S. (m)	151.11	150.52
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4.65	4.59
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	5.44	4.85
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	60.61	67.99
Weir Submerg		Froude # Chl	0.81	0.72
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	299.19	299.25
Min El Weir Flow (m)	153.50	Hydr Depth (m)	3.03	3.49
Min El Prs (m)	151.94	W.P. Total (m)	23.66	23.34
Delta EG (m)	0.54	Conv. Total (m3/s)	2063.3	2521.0
Delta WS (m)	0.57	Top Width (m)	20.00	19.46
BR Open Área (m2)	77.22	Frctn Loss (m)	0.08	0.02
BR Open Vel (m/s)	5.44	C & E Loss (m)	0.09	0.01
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	642.70	489.39
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	3499.40	2375.42

4.5. Estudio de socavación

Los estribos y pilas de un puente, introducen estrechamientos en la sección de flujo bajo un puente, causando una aceleración de la velocidad media que puede causar una socavación general del lecho, agravada por los fenómenos de socavación localizados al borde del estribo y al pie de las pilas. La socavación es un fenómeno producido por un desequilibrio localizado entre la tasa a la cual el sedimento es arrastrado por la corriente fuera de una determinada zona del lecho y la tasa de sedimento alimentada hacia ella.

El resultado es una profundización local del lecho, bajo la forma de una fosa o cavidad en el entorno de la estructura, que se desarrolla durante un cierto tiempo hasta que se restituye el equilibrio entre la tasa de entrada y de salida de sedimento a la fosa.

La figura 16muestra el estrechamiento causado por un espigón (o un estribo) con efectos de aceleración del flujo y turbulencia, que son los causantes de la socavación.

L : longitud de penetración del estribo en el cauce o valle inundado.

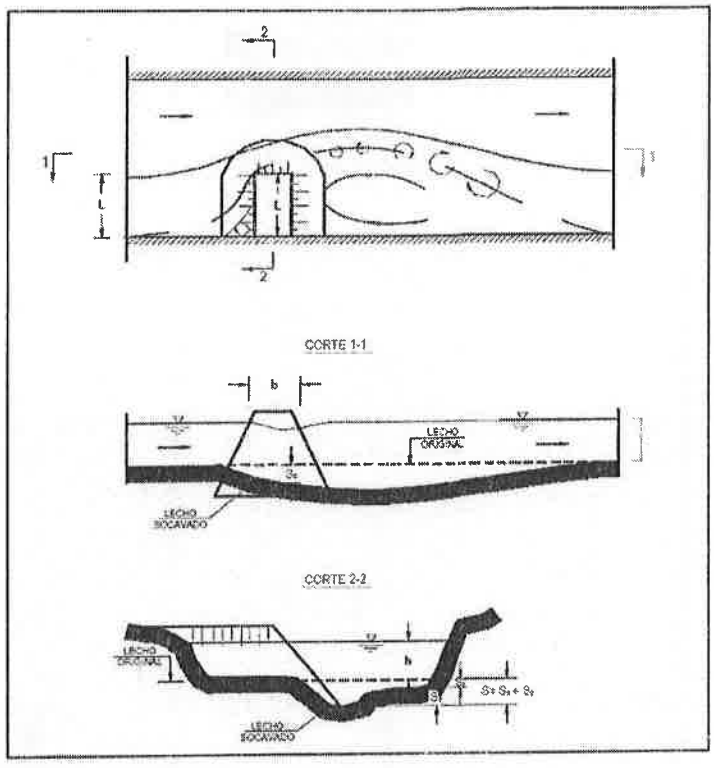


Figura 15. Esquema de la socavación en estribos.

La siguiente relación de Melville es recomendada por el Manual de Carreteras de Chile, para el cálculo de la socavación al pie de estribos:

$$Se = h\,(K\phi \,.\, KF \,.Kh \,.\, K\sigma \,.\, KI)$$

Donde:

- Se: socavación al pie del estribo
- h: altura local del escurrimiento no perturbado
- $K\phi$: factor del ángulo de esviaje de la estructura
- KF: factor de forma del estribo o espigón
- Kh: factor de profundidad del flujo
- $K\sigma$: factor de dispersión granulométrica si no es uniforme
- KI: factor de intensidad del flujo

Angulo de Esviaje.

COEFICIENTE K_ϕ ANGULO DE INCLINACION

Angulo de Esviaje ϕ (°)	K_ϕ	Fórmula Froelich
30	1,10	1,15
60	1,05	1,05
90	1,00	1,00
120	0,98	0,96
150	0,90	0,94

Ing. Antonio M. Panunzio
Director de Fiscalización

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

En este caso se adopta un ángulo de 90 grados para ambas estructuras, dando Kϕ : 1.00

Factor de forma del estribo.

Han sido cuantificadas cuatro tipos de estructuras, como los esquemas abajo.

TIPOS DE ESTRIBOS

Pared Vertical | Pared Vertical y Nariz Semicircular | Pared Vertical Alas Tendidas | Pared Inclinada Talud H : V

TIPO DE ESTRUCTURA	K_F
Pared vertical	1,0
Pared vertical y nariz semicircular	0,75
Pared vertical con alas tendidas	0,75
Pared inclinada con talud H:V = 1:2	0,60
Pared inclinada con talud H:V = 1:1	0,50
Pared inclinada con talud H:V = 1,5:1	0,45
Pared inclinada con talud H:V = 2:1	0,30

El coeficiente que toma en cuenta la forma del estribo o espigón viene dado en la Tabla siguiente, donde seleccionamos el tipo de Pared Vertical con alas tendidas: KF: 0.75.

Factor de profundidad del flujo

Las siguientes son relaciones de cálculo verificadas y readecuadas en estudios experimentales de la Universidad de Chile realizados por Ayala, Durán y De Jourdan, aplicables al cálculo de h K son las de Liu et al:

$$K_h = \begin{cases} 2.4\left(\frac{L}{h}\right)^{0,4} F^{0,33} & \frac{L}{h} < 25 \\ 4.0F^{0,33} & \frac{L}{h} \geq 25 \end{cases} \qquad F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Siendo:

- F: número de Froude;
- V: velocidad media
- h: altura del escurrimiento no perturbado (profundidad sin erosión).

Cuando la penetración del estribo compromete la llanura de inundación y parte del cauce principal, para L/h ≥ 25 la socavación máxima al pie del estribo se reduce significativamente. En este caso, no existe una gran penetración del terraplén en la llanura de inundación, por lo cual corresponde aplicar la fórmula para L/h < 25

Factor de dispersión granulométrica

Cabe señalar que la mayoría de los investigadores han considerado en sus trabajos sólo arena uniforme, tomando Kσigual a la unidad.

Ing. Antonio M. Pangrazio
Director de Obra

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

Factor de Intensidad del flujo

Para tomar en cuenta el efecto sobre la socavación que tiene un flujo sin arrastre (condición en agua clara) y con transporte incipiente, se introduce el coeficiente KI, Melville recomienda utilizar la siguiente relación.

$$K_I = \begin{cases} \dfrac{V}{V_c} & si \ \dfrac{V}{V_c} < 1.0 \\ 1 & si \ \dfrac{V}{V_c} \geq 1.0 \end{cases}$$

Donde V es la velocidad media y Vc es la velocidad crítica de arrastre del flujo en la sección, para el diámetro de sedimento representativo del lecho socavante. Puede apreciarse que, si la velocidad media del flujo está por debajo de la velocidad crítica de arrastre, la socavación debe afectarse de un factor menor que la unidad, con lo cual la profundidad de socavación disminuye. En todo caso, la condición de socavación más desfavorable es la que está asociada al régimen de transporte incipiente. (KI= 1).

A continuación, se muestran los cálculos de socavación en los estribos. El cálculo ha sido realizado para TR 150.

El estribo izquierdo corresponde al asentado en la margen izquierda del cauce, mirando hacia la dirección del flujo del agua. Mientras que el estribo derecho corresponde al estribo asentado en la margen derecha del cauce, en el sentido del flujo del agua.

Ing. Antonio M. Pangrazio
Director de Dirección

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

CONCREMAT engenharia e tecnologia

CONSORCIO CONCREMAT - CIALPA

CIALPA

Puente Dic 02 - Ao Capiibary Guasú		
Datos del puente	Estribo Izq.	Estribo Der.
Namax : nivel de agua maximo	150.77	150.77
cota al pie del estribo	150.46	150.50
Vestr : velocidad en el estribo	4.48	4.48
FROUDE en estribo		
h : Profundidad de agua	0.31	0.27
V : Velocidad junto pie estribo = 0.6 x Vestr	2.69	2.69
Froude en estribo F= V/ (g * h)^ 0.5	**1.54**	**1.65**

$$K_h = \begin{cases} 2.4\left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} F^{0.33} & \frac{L}{h} < 25 \\ 4.0F^{0.33} & \frac{L}{h} \geq 25 \end{cases}$$

	Estr. Izquierdo	Estr. Derecho
L : longitud de penetracion en cauce o valle inundable	5.00	5.00
h : profundidad del cauce	0.31	0.27
L / h	16.13	18.52
Condición que se cumple	L/h< 25	L/h< 25

Kh estribo izquierdo	
L/h< 25	Kh izq
Kh =2.4*((L/h)^0.4)*((F)^0.33)	8.42
Kh estribo derecho	
L/h< 25	Kh der
Kh =2.4*((L/h)^0.4)*((F)^0.33)	9.10

SOCAVACION EN ESTRIBO

$$S_e = h\,(K_\phi \cdot K_F \cdot K_h \cdot K_\sigma \cdot K_I)$$

	h	.	Kϕ	.	KF	.	Kh	.	Kσ	.	KI		izq	
Seizq	0.31	x	1.00	x	0.75	x	8.42	x	1	x	1	=	2.0	Estrib. Izquierdo
	h	.	Kϕ	.	KF	.	Kh	.	Kσ	.	KI		der	
Seder	0.27	x	1.00	x	0.75	x	9.10	x	1	x	1	=	1.8	Estrib. Derecho

En este caso, la profundidad de la socavación potencial, si el fondo fuera de arena fina, es mayor a la profundidad de la fundación del estribo (altura de viga de cabezales de pilotes), principalmente para el estribo izquierdo, siendo necesaria alguna medida de protección ya que la erosión podría progresar por debajo de la viga de cabezales de pilotes hacia el terraplén.

Ing. Amilcar Troche

Ing. Antonio N. Pangrazio
Director de Fiscalización

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

Como en este caso el pie de los estribos podría estar situado en arcilla arenosa o arena limosa, aunque no necesariamente de arena fina, cabe esperar cierto grado de socavación, la cual debe ser evitada mediante la colocación de una coraza de piedra alrededor del pie del estribo y muros de ala, en caso de que la fundación no alcance el lecho de roca sedimentaria.

Como el puente ha sido calculado con TR 100, se tiene que la socavación que podría producirse con un caudal de TR 150 años, podría comprometer seriamente el terraplén del camino y la estabilidad del mismo en su junta con el puente. Por lo tanto, se recomienda una buena protección para ambos estribos, con el fin de evitar la socavación del mismo debido a la alta velocidad del agua al pasar por el puente.

5. Conclusiones

El caudal de crecida del arroyo Capiibary Guasú, en el lugar señalado, para el tiempo de recurrencia de 100 y 150 años, es de 242 y 330 m^3/s, respectivamente. El nivel de agua máximo (TR100), bajo el puente alcanza la cota 150.77 m. Para la elevación del fondo de la viga longitudinal del puente, debe ser considerado un resguardo mínimo de 1.00 m sobre el nivel de agua máximo calculado para el caudal de proyecto, por lo tanto, se tiene un fondo de viga adoptado de151.94 m.

Para caudales TR 150, el free board o revancha es de 0.72m. La carga hidráulica total (nivel de agua + carga de velocidad) aguas arriba del puente para caudales TR 100 se aproxima a la cota del fondo de viga, mientras que para caudales TR 150, la sobrepasa.Por ello, se debe tener en cuenta que en el caso de que existan obstrucciones en el canal, la velocidad disminuirá, aumentando en consecuencia el nivel del agua, pudiendo sobrepasar estos niveles. Para evitar esto, se recomienda ensanchar la sección del canal bajo el puente y remover constantemente las posibles obstrucciones.

Con el borde inferior de la viga del puente a151.94 m, la cota de rasante para un espesor viga + tablero de 1.56 m, será de 153.5 m. La altura total con respecto al fondo del cauce será de 153.5– 146.46 = 7.04 m.

El nivel máximo de aguas arriba, localizado en una sección ya separada del puente, para el flujo permanente es de 150.85 m. Este es el nivel condicionante de diseño de la cota del terraplén del camino de acceso para TR100 años, ya que el mismo será contiguo al terraplén del camino a distancias alejadas del eje del cauce donde ya no exista la depresión bajo el puente.

6. RECOMENDACIONES FINALES

- **Limpieza del fondo del canal bajo el puente**

Se recomienda limpiar y/o ensanchar el canal natural del cauce, como mínimo un ancho de 20m, con el fin de facilitar el paso del agua a través del mismo, especialmente para caudales TR 150.

El puente fue calculado con una cota de fondo en la entrada igual a 146.46. Se recomienda mantener esta cota y luego de la construcción remover todo el material sobrante dentro el

Ing. Antonio M. Pangrazio
Director de Fiscalización

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

canal, principalmente tierra de las excavaciones o terraplén de avance dentro del canal. **Es fundamental despejar todas las obstrucciones dentro del canal de tal forma a asegurar el paso del agua, según ha sido calculado para el caudal de diseño.**

La sección actual del canal es menor a la requerida, debido a los sedimentos depositados bajo el puente. Por ello se recomienda ensanchar el canal creando una base de 20 m en cota 146.46 con talud conformado. De esta manera se facilitará el paso del agua a través del mismo. En cuanto a la longitud de limpieza, para aguas arriba, por lo menos se requiere una distancia de 30 m antes de la entrada al puente y 20 m aguas abajo de la salida del puente.

Al ampliar la sección transversal del cauce, aumentando así la capacidad de paso del agua bajo el puente.

- **Recomendaciones de protección de los estribos**

Los estribos de un puente quedan directamente expuestos a los embates de la corriente, siendo necesario muchas veces construir obras de protección que minimicen los efectos erosivos y de socavación en los accesos de los puentes. Entre las obras de protección para estribos de puentes posibles de emplear se encuentran:

a) Revestimientos de cauces y taludes conformados por enrocados, gaviones, revestimientos rígidos o flexibles de hormigón, etc., que se usan para prevenir erosión de las orillas de los taludes o del lecho en las cercanías de los estribos de un puente.
b) Muros guía que consisten en obras paralelas a la corriente, construidas para encauzar el río de manera de mejorar las condiciones de aproximación de la corriente hacia el puente.
c) Espigones que corresponden a estructuras emergentes desde las orillas hacia el interior de la corriente, destinadas a proteger localmente bordes o riberas.

Mediante estas obras es posible minimizar la socavación local al pie de estribos al encauzar la corriente y mejorar las condiciones locales de escurrimiento. Por lo tanto, se recomienda proteger los estribos contra la socavación mediante un enrocado. Otra alternativa válida son las estructuras flexibles tipo gaviones y/o colchones reno.

Con esto se concluye que la obra propuesta verifica para los TRs establecidos. Finalmente se recomienda la limpieza de sedimentos del canal del arroyo a fin de garantizar el paso del caudal de diseño por la obra diseñada.

Es mi informe,

Ing. MSc. Alberto Grissetti

Reg. Prof. M.O.P.C. N° 2224

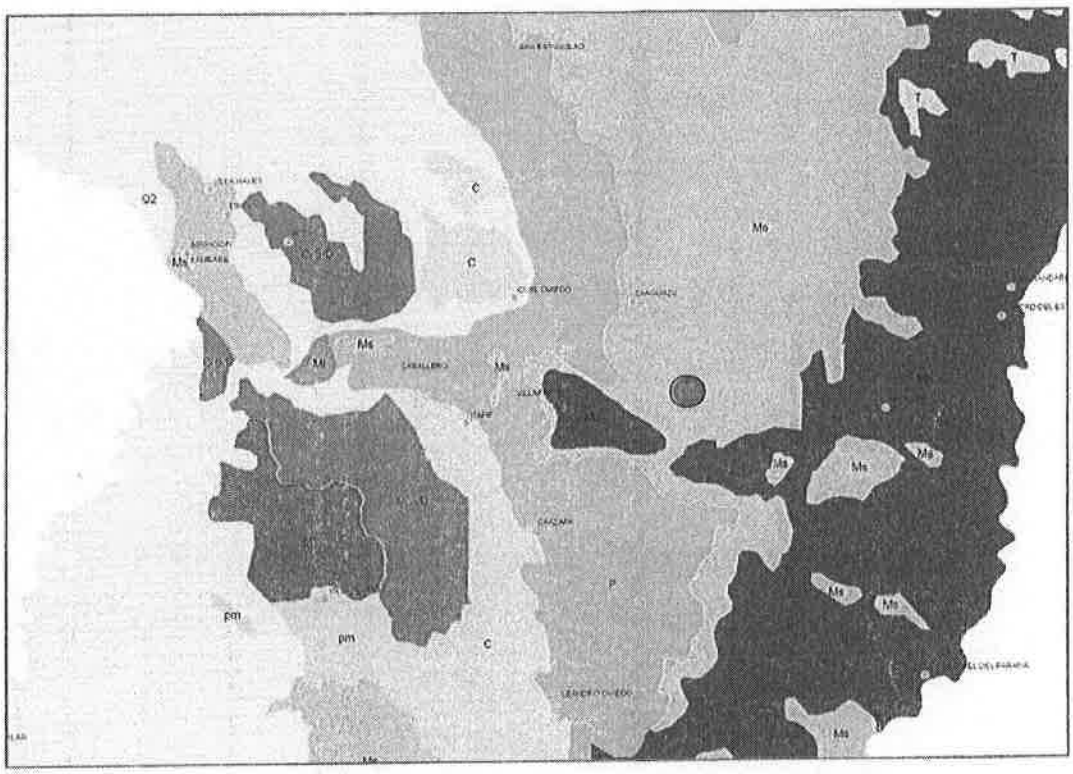
Ing. Antonio N. Mangrazio
Director de Fiscalización

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

5. Estudio Geológico - Geotécnico

5.1 Geología

El puente de la Región de Caazapa de la zona de Abai se encuentran ubicados en el Triásico/Jurásico del Grupo Misiones, en función del mapa geológico del ViceMinisterio de Minas y Energía



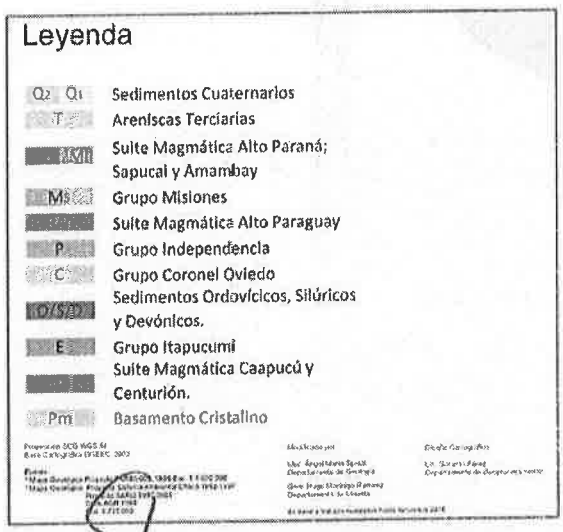


Figura :Geología. Fuente: Elaboración propia y Base: Mapa Geológico Viceministerio de minas y Energía

Ing. Antonio N. Pangrazio

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

5.2 Geotecnia

Tras la definición de los puentes y con un avance de las dimensiones en función de la Hidrología de la obra a proyectar: puente (longitud y número de vanos) o celular, se realizó la campaña geotécnica. La campaña geotécnica se basa en los Tdrs del Contrato

En este punto habrá que distinguir dos tipos de obra: celulares o puentes.

- En el caso de celulares se estima suficiente una (1) prospección, salvo excepciones por suelos especiales o cambios del modelo geológico entre márgenes, etc.
- En el caso de puentes se aplica para puentes sin previsible apoyo central un sondeo en cada extremo o en cada apoyo central un sondeo por encima de 60 m se harán hasta dos sondeos en cauce en total cuatro por puente.

Esto esta en consonancia con la tabla del Manual de Carreteras

Tabla 3: Prospecciones recomendadas en puentes mediante sondaje rotativo.

Longitud del puente (m)	Número de prospecciones recomendadas
≤ 30	2
30 - 60	2 – 3
60 - 200	2 – 4
200 - 400	3 – 5
400 - 600	4 – 6

En cuanto a la profundidad de la prospección es necesario alcanzar una distancia mayor que la profundidad final de la base de la cimentación directa o de la punta del pilote:

- En el caso de cimentación directa: 2B como mínimo (siendo B el ancho de la zapata)
- En el caso de pilotes hasta 3D como mínimo (siendo D el diámetro del pilote)

En ambos casos es independiente si el material alcanzado es roca o suelo.

Si es roca será necesario la comprobación mediante sonda rotativa con extracción de testigo este punto hasta 2-3 m para asegurar y si es suelo es recomendable obtener hasta 2-3 rechazos, para asegurar la continuidad de los niveles de suelo. En nuestro caso no se alcanzó roca.

En cuanto a los ensayos in situ deben tomarse SPT cada 1m de profundidad y muestra para la identificación de suelos según el método de Casagrande. En el caso de roca es necesaria la determinación del RQD y otros parámetros de definición del macizo rocoso. Con estos parámetros podrá conocerse la capacidad portante del terreno.

Esto esta en consonancia con la tabla del Manual de Carreteras

...se requerirá extender la profundidad de los sondajes, por debajo del nivel de cimentación, de 2 a 3 veces el ancho previsto de las zapatas ó 2 metros bajo el nivel inferior de las cimentaciones profundas. En el caso de macizos rocosos, se requerirá extender la profundidad de los sondajes de 1 a 3 metros por debajo del nivel estimado de cimentación.

Se realizaron 4 sondeos en este puente que permiten determinar la fundación de la obra.

En el caso del puente se alcanza el **rechazo** a 5,5, 6.5, 8,0 y 7,5 respectivamente para los sondeos P-1,P-2,P-3,y P-4, en todos los casos existe 1 m á 2 m de rechazo antes de alcanzar la roca salvo el P-3 que es directo a la roca. En general la margen derecha está la roca 1,5 , más profundo que ne la margen derecha. Se realizan 4 m de rotativa en dos sondeos y se determina el RQD

Se adjunta el informe geotécnico del Especialista Geotécnico el ***Ing César López Bosio.***.

Ensayos:

En campo cada 1 m realizar el SPT o cambio de litología. En laboratorio cada 3 m o por cambio de material:

- Granulometría - Tamices de: 10,40,100,200
- Límites de Atterberg
- Humedad
- Clasificación SUCS

Ing. Antonio J. Pangrazio
Director de Ejecución

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

Total de Reconocimientos:

Puente	Total de sondeos	Total m de sondeo en suelo	Total m de sondeo en roca	Total m de sondeo	RQD	Total de SPT
29	4	36.59	8	44.59		15
	P1	8.08	4	12.08	38-77-33-86	6
	P2	8.31	0	8.31		7
	P3	9.97	0	9.97		8
	P4	10.23	4	14.23	56-61-39-94	9

Resultados:

Para el cálculo de la Cimentación de los puentes, se han tenido en cuenta las recomendaciones del Especialista en Geotecnia **Ing César López Bosio**

Además se hace una comprobación de los valores asignados según lo siguiente

- Para la Cuantificación de pilotes se han tomado los criterios de la Normativa de ASShto sobre Cimentaciones en referencia a cuatro autores y se ha tomado la media de los valores obtenidos.

Tablas y formulación de ASSHTO para pilotes:

Tabla 8.8.3.4.3-1 – Resumen de los procedimientos para estimar la resistencia de punta, q_p, de los pilotes perforados en arena, MPa

REFERENCIA	DESCRIPCIÓN
Touma y Reese (1974)	Suelta – q_p (MPa) = 0,0 Medianamente densa – q_p (MPa) = $\frac{1,5}{k}$ Muy densa – q_p (MPa) = $\frac{3,8}{k}$ • $k = 1$ para $D_p < 500$ mm • $k = 0,6\ D_p$ para $D_p \geq 500$ mm • Aplicable solamente si $D_p > 10D$
Meyerhof (1976)	$q_p(\text{MPa}) = \frac{0.013\ N_{corr}\ D_b}{D_p} < 0.13\ N_{corr}$, para arena $< 0.096\ N_{corr}$, para limos no plásticos
Reese y Wright (1977)	q_p (MPa) = 0,064 N para $N \leq 60$ q_p (MPa) = 3,8 para $N > 60$
Reese y O'Neill (1988)	q_p (MPa) = 0,057 N para $N \leq 75$ q_p (MPa) = 4,3 para $N > 75$

REFERENCIA	DESCRIPCIÓN
Touma y Reese (1974)	$q_p = 0,6 \cdot (\tan \varphi + 0,24)$ MPa Para D ≤ k: k = 0,7 para D ≤ 7,50 m k = 0,6 para 7,50 m < D ≤ 12,00 m k = 0,5 para D > 12,00 m
Meyerhof (1976)	$q_p = 0,00059\ N$
Cubrinovski y Reese (1977)	$q_p = 0,0025\ N + 0,19$ MPa
Reese y Wright (1977)	para N ≤ 60: $q_p = 0,0038\ N$ para 60 < N ≤ 100: $q_p = 0,0001\ (N - 60) + 0,19$
Reese y O'Neill (1988)	$q_p = 0,0\ N + 0,19$ MPa para $0,25 \leq \xi \leq 1,3$ Pilote bored

Ing. Amilcar Troche

Ing. Antonio M. Pangrazio
Director de Desarrollo

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

- En el caso de cimentación superficial en suelos en función del SPT medio por debajo de la cimentación se obtienen las necesidades de cimentación superficial (zapatas, losas, pozos) o profunda (pilotes). .

Para la identificación en suelos se han utilizado 4 normativas o reglamentos.

Cálculo de Presión admisible según cuatro Reglamentos, o Manuales de Geotecnia.
(Según Golpeo SPT) (en KN/m2)

Cálculo de Presión última usando ASSHTO 10.6.3.1.3b con Ensayos SPT (Zapatas)
Braja M. Das (Losas)
Código Técnico de Edificación de España en función asiento
Guia de Cimentaciones de Carreteras de España en arenas

SPT	Valor Mínimo (A)	Valor Promedio (B)	Media ((A+B)/ 2)
5	28	86	57
10	57	172	115
15	80	243	162
20	94	286	190
25	123	333	228
30	123	373	248
35	137	416	276
40	151	459	305
45	165	502	334
50	179	545	362

Consideraciones:

Asiento permitido	25mm
Densidad	17 KN/m3
SPT Corregido según Profundidad	
Profundidad de Nivel frático	0,5 m
Profundidad de cimentación	1 m
Ancho de cimentación tipo	5 m

Cimentación. Profunda mediante pilotes de D = 0,8 penetrando 2D desde los suelos con rechazo o la roca.

		Capacidad pilote (Tn)		Longitud pilotes		Nº de Pilotes	
		P1-P2	P3-P4	P1	P2	P1-P2	P3-P4
29	Ing López	125	117			6	6
	Cialpa	103	103	4	6,2	7	7

Se utiliza un número de 7 sondeos por estribo para seguridad en la parte central ya que las Fuerzas actuantes en la parte central irían muy ajustadas a solo dos pilotes en la parte central y se recomiendan 3 pilotes en el centro del estribo y dos en los laterales (ver plano)

CONCREMAT
ingeniharia e tecnologia

CONSORCIO CONCREMAT - CIALPA

CIALPA

LOGOS
Ingeniería • Consultoría

INFORME TÉCNICO Nº: 210/20

ASUNTO: ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO
PUENTE SANTA MARGARITA - ARROYO MOROTÍ – ABAÍ - CAAZAPÁ

INTERESADO: CONSTRUCTORA FELDMANN S.A.

FECHA: 20/01/21

Logos S.R.L. - Ingeniería - Consultoría
Nra. Sra. de la Asunción, 930 - Teléfono: (595 21) 41 52 69 - Fax (595 21) 41 52 77
Asunción - Paraguay

Ing. Antonio N. Pangrazio
Director - Representante Legal

Ing. Amilcar Troche

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

CONCREMAT
ingeniería e tecnologia

CONSORCIO CONCREMAT - CIALPA

CIALPA

LOGOS
Ingeniería - Consultoría

INFORME TECNICO 210/2019

ESTUDIO GEOTECNICO PARA PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO – PUENTE SANTA MARGARITA ARROYO MOROTÍ – ABAÍ - CAAZAPÁ

1. INTRODUCCION

El presente informe corresponde a la realización de un estudio geotécnico, efectuado en las cercanías de Abaí, Departamento de Caazapá, con coordenadas geográficas S – 26° 03'28.5" y O – 55° 55'05.1", en el sitio donde se tiene previsto construir un puente de hormigón armado sobre el Arroyo Morotí.

2. GENERALIDADES

2.1 Cantidad y Profundidad de Perforaciones:

Teniendo en cuenta el tipo de obra (puente de Hormigón Armado), se programaron cuatro sondeos a percusión, dos por estribo, con realización de ensayos de penetración S.P.T., en los suelos que sobreyacen al "rechazo", e Índices Bosio N_B en los mismos, a cada metro o cambio de estrato y recuperación de muestras para ensayos de rutina en laboratorio, de quince metros de profundidad por sondeo.

Teniendo en cuenta los resultados registrados en los sondeos, suelos impenetrables a la percusión, se pararon los sondos P1 y P2 a los siete metros y los sondeos P3 y P4 a los ocho metros.

Los sondeos P1 y P4, se continuaron con sondeos rotativos, cuatro metros, para verificar la continuidad y sanidad del estrato, perforándose un total de treinta metros lineales y sesenta y siete centímetros en suelos (30.67 ml) y ocho metros lineales en roca (8.00 ml).

2.2 Ubicación y Nivelación de los Sondeos:

En la lámina 1 se puede apreciar el esquema de ubicación de los sondeos y la nivelación de la boca de los mismos referida al nivel de tablero del puente existente, hacia el estribo oeste, al que se le arbitrara la cota ±0.00.

2.3 Presentación de los Resultados:

En las láminas 2 al 57 se pueden apreciar los perfiles geotécnicos de los sondeos a percusión con datos sobre la resistencia a la penetración, posición y potencia de los acuíferos y descripción de los estratos atravesados por medio de ensayos de rutina de laboratorio (clasificación y límites de Atterberg) y en las láminas 6 y 7 se pueden apreciar los perfiles de los sondeos rotativos realizados en los sondeos P1 y P4, con la clasificación de los testigos obtenidos de los mismos.

Dichos testigos fueron clasificados con un criterio geomecánico. Para ello se realizó en primer lugar una clasificación litológica y posteriormente se aplicaron para las rocas basálticas los parámetros geomecánicos utilizados en Itaipú, que son: el Índice de Calidad de la roca (R.Q.D.), el Grado de Fracturamiento (F), el Grado de alteración (A) y el Grado de Dureza (D).

Los parámetros utilizados fueron los siguientes:

Ing. Amilcar Troche

Ing. Antonio [illegible] Paniagua
Director de Fiscalización

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

LOGOS
Ingeniería - Consultoría

GRADO DE ALTERACIÓN

CLASE	DENOMINACIÓN	CARACTERÍSTICA
1	• Roca Sana	Sin alteración
2	• Roca poco alterada	Apreciable oxidación en fracturas
3	• Roca medianamente alterada	Matriz poco alterada
4	• Roca muy alterada	Matriz profundamente alterada
5	• Roca totalmente alterada	Solo vestigio de la estructura original

GRADO DE DUREZA

CLASE	DENOMINACIÓN	CARACTERÍSTICA
1	• Muy dura	Sonido metálico. Quiebra con dificultad con el martillo
2	• Dura	Sonido muerto. Quiebra con facilidad con el martillo
3	• Medianamente dura	Los bordes se quiebran difícilmente con los dedos.
4	• Poco dura	Se deshace con el martillo
5	• Friable	Se deshace entre los dedos

GRADO DE FRACTURAMIENTO

CLASE	DENOMINACIÓN	CARACTERÍSTICA
1	• Poco fracturada	<1 fract/metro
2	• Fracturada	1-5 fract/metro
3	• Muy fracturada	6-10 fract/metro
4	• Extremadamente fracturada	11-20 fract/metro
5	• Fragmentada	>20 fract/metro

INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA (RQD)

Porcentaje	calidad de la roca
0 - 25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Regular
75-90	Buena
90-100	Excelente

En la lámina 8 se presenta el perfil estratigráfico del terreno a lo largo de la recta determinada por los sondeos.
En la lámina 9 se presentan el perfil de meteorización para rocas basálticas, propuesto por el Dr. Osmar De Salvo (1.977).
En el Anexo se presentan las fotografías de los testigos obtenidos de los sondeos rotativos.

Ing. Amilcar Troche

Ing. Antonio N. Pangrazio
Director de Fiscalización

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

LOGOS
Ingeniería - Consultoría

3. PERFIL GEOLOGICO

El perfil geológico presenta Rocas Areniscas masivas de grano fino con intercalaciones de lutitas, con recuperación buena a excelente.
El RQD registrado en los sondeos clasifica a la roca como débil a excelente.
Por encima del estrato rocoso, se registraron suelos arcillo arenosos de mediana y baja plasticidad (CL), limo arcillo arenosos de baja compresibilidad (ML), de consistencia medianamente rígida a muy dura y suelos areno limosos (SM) de densidad relativa suelta
Los suelos con "rechazo" fueron registrados en los sondeos en las cotas: -7.51 (P1), -7.71 (P2), -9.97 (P3) y -10.23 (P4).
Los suelos impenetrables a la percusión (techo de roca), fueron registrados en los sondeos en las cotas: -8.08 (P1), -8.31 (P2), -9.97 (P3) y -10.23 (P4).
En la fecha en que se realizaron los sondeos se registró actividad freática en las cotas: -7.06 (P1), -7.26 (P2), -7.77 (P3) y -7.83 (P4).
En los sondeos P1 y P4 a los 4 m y en el sondeo P2 a los 3m, se registraron "bolsones".

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Teniendo en cuenta el tipo de obra (puente de hormigón armado), los resultados registrados en los ensayos de campo (ensayos de penetración SPT, Índices Bosio N_B y rotativos) y de laboratorio, la presencia de acuíferos potentes y el tipo de suelo y roca registrado en los sondeos, nos permitimos recomendar como solución más conveniente, la siguiente alternativa de cimentación, sujeta a verificación una vez que se tenga el mapa de cargas definitivo de la estructura:

Cimentación sobre pilotes trabajando de punta sobre los suelos impenetrables a la percusión y a fricción en los suelos que sobreyacen a los mismos. El número, sección y longitud de los pilotes, estará en función al tipo de los mismos, pero deberán obedecer siempre las hipótesis de cálculo mencionadas anteriormente (pilotes trabajando de punta sobre los suelos impenetrables a la percusión y a fricción en los suelos que sobreyacen a los mismos).

Teniendo en cuenta la alta resistencia de los suelos registrados por encima de los suelos impenetrables a la percusión, si se opta por la alternativa **de pilotes por desplazamiento (prefabricados de hormigón), trabajando de punta sobre los suelos impenetrables a la percusión,** se recomienda instalar los pilotes de acuerdo al siguiente procedimiento:

- Excavación previa del material que sobreyace a los suelos impenetrables a la percusión protegiendo la excavación por medio de un tubo camisa con un diámetro interior, que permita el paso del pilote a través del mismo.
- Introducción del pilote por el interior del tubo camisa hasta llegar a los suelos impenetrables a la percusión.
- Extracción del tubo.
- Inicio del hincado del pilote con control de la penetración.

Se deben tomar todas las precauciones para que no se produzca el corte del pilote en el hormigonado. Se debe además extremar las precauciones en lo que respecta a la limpieza de la excavación antes del vertido del hormigón en el interior de la misma en caso de optarse por la solución de pilotes perforados.

Tener en cuenta un buen estudio hidrogeológico, para evitar posteriores problemas de socavación de las cimentaciones. Prever también el efecto de las cargas horizontales a la hora del cálculo de las cimentaciones.

En todos los casos, siempre es recomendable, especialmente en zonas donde no existe información geotécnica, la ejecución de una prueba de carga en un pilote tipo.

Se presenta una estimación, a manera orientativa, de la capacidad de carga del pilote, a través de la fórmula empírica de Decourt - Quaresma, modificada de acuerdo a experiencias locales, trabajando sobre los suelos impenetrables a la percusión, del tipo perforado con lodo de perforación, se tendría, para diámetros de 0.60 m, 0,80 m, 1.00 m, 1.20 m y 1.50 m:

Ing. Amilcar Troche

Ing. Antonio Pangrazio
Director de Fiscalización

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

LOGOS
Ingeniería - Consultoría

Etribo Oeste (Sondeos P1 y P2): Longitud 7.10 m

Diámetro (cm)	Capacidad de carga (t)
60	7
80	125
100	183
120	252
150	377

Etribo Este (Sondeos P3 y P4): Longitud 8.50 m

Diámetro (cm)	Capacidad de carga (t)
60	71
80	117
100	173
120	239
150	359

Estos valores deben necesariamente ser comprobados a través de pruebas de carga.

5. OBSERVACIONES

Se sugiere la utilización de vigas de arriostramiento entre los pilotes, con el objeto de absorber los esfuerzos horizontales.
En todos los casos se debe tener en cuenta un buen estudio hidrogeológico con el objeto de evitar problemas de socavación de las cimentaciones.

6. REFERENCIAS

El Índice de Penetración, Np (Bosio, 1.991, IXCPMSYF) es una forma de interpretación de pequeñas penetraciones logradas con el equipo y energía del SPT en suelos endurecidos y rocas extremadamente blandas. Viene expresado por la relación Np = 4.51 (P50 - P30) donde P50 y P30 son las penetraciones acumuladas para 50 y 30 golpes respectivamente.
El Índice Bosio está dado por la relación 100/Np.

Asunción, 20 de Enero de 2.021.

Ing. César López Bosio

Logos S.R.L. - Ingeniería - Consultoría
Nta. Sra. de la Asunción. 930 - Teléfono: (595 21) 11 52 69 - Fax (595 21) 11 52 77
Asunción - Paraguay

Ing. Amilcar Troche

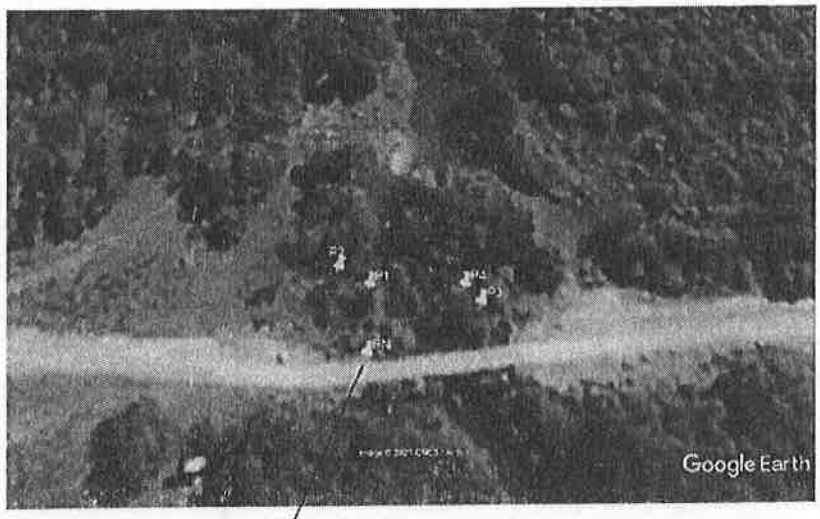
Ing. Antonio M. Pangrazio
Director de Fiscalización

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

CONCREMAT engenharia e tecnologia

CONSORCIO CONCREMAT - CIALPA

CIALPA



RN: Nivel del piso de la cabecera del puente

SONDEO	COORDENADAS		COTA
	S	O	
RN	26°03'28.8"	55°55'06.7"	0.00
P1	26°03'28.4"	55°55'06.7"	−1.06
P2	26°03'28.3"	55°55'06.9"	−1.26
P3	26°03'28.5"	55°55'06.0"	−1.77
P4	26°03'28.4"	55°55'06.1"	−1.83

OBRA: PUENTE SANTA MARGARITA	LOGOS Ingeniería - Consultoría	HOJA: 1 ESTUDIO: 210/2020
UBICACION: Arroyo Morotí - Abai - Caazapá	PLANTA DE UBICACION DE SONDEOS	RESPONSABLE: ING. CESAR LOPEZ BOSIO

Ing. Amilcar Troche

Ing. Antonio N. Pangrazio
Director de Fiscalización

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

CONCREMAT engenharia e tecnologia

CONSORCIO CONCREMAT - CIALPA

CIALPA

LOGOS Ingeniería - Consultoría

SONDEOS A PERCUSIÓN EN SUELO

Ing. Amilcar Troche

Ing. Antonio N. Pangrazio
Director de Fiscalización

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

CONCREMAT ingeniería e tecnología

CONSORCIO CONCREMAT - CIALPA

CIALPA

LOGOS Ingeniería - Consultoría	OBRA: PUENTE SANTA MARGARITA	SONDEO P1	RESPONSABLE: ING. CESAR LOPEZ BOSIO	HOJA: 2
	UBICACIÓN: Arroyo Moroti - Abal - Cuazupá	Cota de Boca (m) -1.06	Profundidad de sondeo (m): 7.02 Nivel Freatico (m): 6.00	ESTUDIO 210/2020

PROFUNDIDAD (m)	COTA (m)	ENSAYO DE CAMPO: N.F.	Numero de Golpes 10	20	30	40	50	N	N_B	ENSAYOS DE LABORATORIO: Humedad Natural (%)	LIMITES DE ATTERBERG: L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	GRANULOMETRIA: #10	#40	#100	#200	C.U.S	DESCRIPCION
0																			
1								9		13.6	36.3	20.1	16.2	100.0	93.6	80.3	73.6		
2								18											Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, marrón rojiza.
3								28										CL	
4		Bolsón						16											
5								49		24.0	32.0	20.0	12.0	100.0	97.3	85.0	52.1		Idem, de baja plasticidad, marrón rojiza, con motas grises.
6	-7.06	6.00 n.p.																	Idem, de baja plasticidad, marrón rojiza.
	-7.51							>50		19.5	29.7	21.2	8.5	100.0	97.7	88.3	57.3	6.45	
7	-8.08							>50										CL 7.02	*RECHAZO* Arcilla arenosa, de baja plasticidad, marrón rojiza.
8																			Fin del Sondeo IMPENETRABLE A LA PERCUSION
9																			

Observaciones:
Fecha de Inicio de sondeo: 29-12-2020
Fecha de finalización de sondeo: 29-12-2020

N.F.: nivel freatico
n.p.: napa potente
n.d.: napa debil

N: numero de golpes SPT
N_B: Indice de Bosio

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

Ing. Amilcar Troche

Ing. Antonio N. Pangrazio
Director de Fiscalización

CONCREMAT
engenharia e tecnologia

CONSORCIO CONCREMAT - CIALPA

CIALPA

LOGOS Ingeniería - Consultoría	OBRA: PUENTE SANTA MARGARITA	SONDEO P2	RESPONSABLE: ING. CESAR LOPEZ BOSIO	HOJA: 3
	UBICACIÓN: Arroyo Morotí - Abal - Caazapú	Cota de Boca (m) -1.26	Profundidad de sondeo (m): 7.05 Nivel Freatico (m): 6.00	ESTUDIO 210/2020

Escala (m)	COTA (m)	ENSAYO DE CAMPO: N.F.	Numero de Golpes 10	20	30	40	50	N	N_B	ENSAYOS DE LABORATORIO: Humedad Natural (%)	LIMITES DE ATTERBERG: L.L.(%)	L.P.(%)	I.P.(%)	GRANULOMETRIA: #10	#40	#100	#200	CUS	DESCRIPCION
0																			
1								18		20.0	45.8	30.0	15.8	100.0	95.0	84.5	79.0	ML	Limo arcillo arenoso, de baja compresibilidad, marrón rojizo, con motas grises.
2								22											
3	-4.71	Bolsón						15										3.45	
4								33		24.8	35.2	22.0	13.2	100.0	97.4	85.6	60.4	CL	Arcilla arenosa, de baja plasticidad, marrón rojiza, con motas grises, amarillentas y negras.
5								44											
6	-7.26	6.00 n.p.																	Arcilla limo arenosa, de baja plasticidad, marrón rojiza, con motas grises.
	-7.71							>50		19.5	30.8	20.0	10.8	100.0	98.8	96.0	88.0	6.45	
7	-8.31							>50										CL 7.05	*RECHAZO* Arcilla limo arenosa, de baja plasticidad, marrón rojiza, con motas grises
8																			Fin del Sondeo IMPENETRABLE A LA PERCUSION
9																			

Observaciones:
Fecha de inicio de sondeo: 29-12-2020
Fecha de finalización de sondeo: 29-12-2020

N.F.: nivel freatico
n.p.: napa potente
n.d.: napa debil

N: numero de golpes SPT
N_B: Indice de Bosio

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

Ing. Amilcar Troche

Ing. Antonio Pangrazio
Director de Fiscalización

CONCREMAT engenharia e tecnologia

CONSORCIO CONCREMAT - CIALPA

CIALPA

LOGOS Ingeniería - Consultoría

OBRA: PUENTE SANTA MARGARITA	SONDEO P3	RESPONSABLE: ING. CESAR LOPEZ BOSIO	HOJA: 4
UBICACIÓN: Arroyo Morotí - Abai - Caazapá	Cota de Boca (m) -1.77	Profundidad de sondeo (m): 8.20 Nivel Freatico (m): 6.00	ESTUDIO 210/2020

Profundidad (m)	COTA (m)	ENSAYO DE CAMPO: N.F.	Numero de Golpes 10	20	30	40	50	N	N_B	ENSAYOS DE LABORATORIO: Humedad Natural (%)	LIMITES DE ATTERBERG: L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	GRANULOMETRIA: #10	#40	#100	#200	CUS	DESCRIPCION
0																			
1								11		15.7	48.0	25.7	22.3	100.0	98.0	81.0	61.5	CL	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, marrón rojiza, con motas grises.
2								14											
3	-5.22							20										3.45	
4	-6.22	Bolsón						9		--	--	--	NP	100.0	87.6	24.7	15.0	SM 4.45	Arena limosa, gris verdosa.
5								14		25.6	43.5	22.5	21.0	100.0	97.2	87.5	80.3		
6	-7.77	6.00 n.p.						18										CL	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, gris verdosa.
7								20											
8	-9.97							>50		19.5	29.3	21.2	8.1	100.0	98.0	93.2	66.5	8.20	Idem, de baja plasticidad, marrón rojiza.
9																			***RECHAZO*** Fin del Sondeo IMPENETRABLE A LA PERCUSION

Observaciones:

Fecha de inicio de sondeo: 30-12-2020
Fecha de finalización de sondeo: 30-12-2020

N.F.: nivel freatico — N: numero de golpes SPT
n.p.: napa potente — N_B: indice de Bosio
n.d.: napa debil

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.

Ing. Amilcar Troche

Ing. Antonio N. Pangrazio
Director de Fiscalización

CONCREMAT
ingeniería e tecnologia

CONSORCIO CONCREMAT - CIALPA

CIALPA

LOGOS Ingeniería - Consultoría	OBRA: PUENTE SANTA MARGARITA	SONDEO P4	RESPONSABLE: ING. CESAR LOPEZ BOSIO	HOJA: 5
	UBICACIÓN: Arroyo Maroti - Abal - Caazapá	Cota de Boca (m) -4.83	Profundidad de sondeo (m): 8.40 Nivel Freatico (m): 6.00	ESTUDIO 210/2020

PROFUNDIDAD (m)	COTA (m)	ENSAYO DE CAMPO: N.F.	Numero de Golpes 10	20	30	40	50	N	N_B	ENSAYOS DE LABORATORIO: Humedad Natural (%)	LIMITES DE ATTERBERG: L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	GRANULOMETRIA: #10	#40	#100	#200	C.U.S	DESCRIPCION
0																			
1								6											
2								9		22.1	29.8	19.5	10.3	100.0	97.6	78.3	62.6		
3								9											Arcilla arenosa, de baja plasticidad, gris verdosa.
4								13										CL	
5								14											
6	-7.83	6.00 n.p.						16											
7								48		21.2	30.0	21.8	8.2	100.0	98.0	94.7	66.5		Idem, de baja plasticidad, marrón rojiza, con motas amarillentas.
8	-10.23							>50										8.40	
9																			***RECHAZO*** Fin del Sondeo IMPENETRABLE A LA PERCUSION

Observaciones:
Fecha de Inicio de sondeo: 30-12-2020
Fecha de finalización de sondeo: 30-12-2020

N.F.: nivel freatico
n.p.: napa potente
n.d.: napa debil

N: numero de golpes SPT
N_B: Indice de Bosio

Ing. Amilcar Troche

Ing. Antonio N. Pangrazio
Director de Ejecución

Alejandro Feldmann L.
Representante Legal
Constructora Feldmann S.A.