

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA HIDRÁULICA



TESIS

**“SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PUENTES PLAN MANZANAS Y SAN
ANTONIO QUE CRUZA EL RÍO PORCÓN – CAJAMARCA”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO HIDRÁULICO

AUTOR

BACH. YUPANQUI GUARNIZ ERICKA MILAGRITOS

ASESOR:

Dr. ING. HUAMÁN VIDAURRE JOSÉ FRANCISCO

CAJAMARCA-PERÚ

2023



Universidad
Nacional de
Cajamarca
"Núcleo de la Universidad Peruana"



CERTIFICADO DE ORIGINALIDAD


La que suscribe, Directora de la Unidad de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca certifica:

La originalidad de la tesis denominada **SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PUENTES PLAN MANZANAS Y SAN ANTONIO QUE CRUZA EL RÍO PORCÓN – CAJAMARCA**, realizada por la Bachiller en Ingeniería Hidráulica **Ericka Milagritos Yupanqui Guarniz**, de acuerdo al resultado del análisis reportado por su asesor Dr. José Francisco Huamán Vidaurre con el software antiplagio Urkund que indica **8% (ocho por ciento)** de índice de similitud, asignándole el código D173016736.

Se expide el presente certificado para los fines pertinentes.

Cajamarca, 27 de agosto del 2023

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE INVESTIGACIÓN


Dra. Yvonne Katherine Fernández León
DIRECTORA

Cc.
Archivo
c10123ey

AGRADECIMIENTO

A Dios, por poner a las personas adecuadas en este proceso de lucha, experimento, aprendizaje, crecimiento profesional.

A mi asesor el Dr. Ing. José Francisco Huamán Vidaurre, por su gran asesoramiento, amistad, paciencia, consejos y sugerencias de una forma incondicional hacia mi persona y es así que se logra en conjunto realizar este proyecto de investigación.

Agradecimiento a los compañeros de IH, que de forma anónima me han apoyado en algunas actividades que en conjunto nos hemos nutrido de experiencia y aprendizaje.

A mi familia y mi Jhazy por su compañía, aliento y apoyo incondicional, a seguir persistiendo en mi desarrollo profesional y personal.

Un agradecimiento general a mi Alma Mater Universidad Nacional de Cajamarca, en especial a la EAP de Ingeniería Hidráulica, por su plana de docentes que han sido los que han sembrado las bases del conocimiento para lograr este trabajo de investigación.

DEDICATORIA

Este trabajo de investigación lo dedico a mi Dios padre todo poderoso y misericordioso, quien nos dota con sabiduría para lograr nuestras metas.

A mi madre Julia Guarniz Miranda por su amor incondicional y porque siempre creer en mí, por darme fortaleza, por inculcar en mí los buenos valores, como dice ella “tienes que ser una persona de bien” y por estar ahí en las buenas y las malas.

A mi padre Roniel Yupanqui, porque siempre me motiva y alienta a seguir adelante en todo lo que me proponga.

A mi Jhazy que me enseñó el lenguaje universal del amor y compañía, aunque ahora ya no está, dejó en mi un corazón más sensible y humano.

CONTENIDO

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Planteamiento del problema.	3
1.1.1. Contextualización.	3
1.1.2. Descripción del problema.	4
1.1.3. Formulación del problema	5
1.2. Justificación e importancia de la investigación.....	5
1.2.1. Justificación científica.	5
1.2.2. Justificación técnica-práctica.	6
1.2.3. Justificación institucional y personal.	6
1.3. Delimitación de la investigación.	6
1.4. Limitaciones.....	7
1.5. Objetivos.....	7
1.5.1. Objetivo general.....	7
1.5.2. Objetivos específicos.	7
CAPÍTULO II: MARCO TERÓRICO	8
2.1. Antecedentes teóricos de la investigación.....	8
2.1.1. A nivel internacional.....	8
2.1.2. A nivel nacional.....	9
2.1.3. A nivel local	10
2.2. Bases teóricas.....	11
2.2.1. Características del emplazamiento del puente.	11
2.2.2. Parámetros geomorfológicos.	13
2.2.3. Parámetros hidrológicos.	14
2.2.4. Comportamiento hidráulico de la socavación.	15

2.2.5. Granulometría del lecho del río.....	19
2.2.6. Parámetros geométricos.....	25
2.2.7. Socavación.....	27
2.2.8. Estimación de socavación.....	30
2.2.9. Modelos matemáticos.....	47
2.3. Definición de términos.....	53
CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS.....	55
3.1. Ubicación geográfica del proyecto de investigación.....	55
3.2. Procedimiento.....	63
3.3. Tratamiento y análisis de datos y presentación de resultados.....	69
3.3.1. Parámetro de mecánica de suelos.....	69
3.3.2. Parámetro geomorfológico.....	74
3.3.3. Parámetro hidrológico.....	76
3.3.4. Parámetro geométrico.....	81
3.3.5. Hidráulica en el sitio del cruce del puente.....	85
3.3.6. Modelamiento hidráulico de socavación con HEC-RAS.....	86
3.3.7. Modelamiento matemático de socavación y erosión.....	119
3.3.8. Socavación local en campo:.....	128
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	132
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	139
5.1. Conclusiones.....	139
5.2 Recomendaciones.....	141
VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	142
VII. ANEXOS.....	146

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores de n_b	18
Tabla 2. Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n	18
Tabla 3. Escala sedimentológica de Udden-Wentworth.....	20
Tabla 4. Rango de tamices, según el ASTM.	23
Tabla 5. Factores de conversión según método de análisis y muestreo.....	23
Tabla 6. Coeficiente de contracción, m	32
Tabla 7. Valores del Coeficiente k_1	36
Tabla 8. Coeficiente de corrección K_θ	38
Tabla 9. Coeficiente de corrección K_Q	39
Tabla 10. Coeficiente de corrección K_m	39
Tabla 11. Coeficiente por forma del estribo K_f . Método de Froehlich	40
Tabla 12. Valores de coeficientes de k	45
Tabla. 13. Valores de coeficientes de velocidad	45
Tabla 14. Coordenadas UTM de ubicación de cada puente sobre los ríos Porcón y Mashcón.	55
Tabla 15. Ubicación de calicatas.	67
Tabla 16. Peso específico – Puente Plan Manzanas y Puente San Antonio	70
Tabla 17. Granulometría Global – Puente Plan Manzanas.....	71
Tabla 18. D_{50} y D_m de la granulometría global del Puente Plan Manzanas	72
Tabla 19. Granulometría Global – Puente San Antonio.....	73
Tabla 20. D_{50} y D_m de la granulometría global del Puente San Antonio	74
Tabla 21. Parámetros de forma, relieve y red hídrica de las microcuencas – Plan Manzanas y San Antonio.	75
Tabla 22. Método de Thiessen para las microcuencas Plan Manzanas y San Antonio	78
Tabla 23. Precipitaciones máx. 24 horas según los periodos de retorno.	78
Tabla 24. Precipitaciones máx. 24 horas según los periodos de retorno de las microcuencas Plan Manzanas y San Antonio.....	79
Tabla 25. Precipitaciones máximas a partir del polígono de Thiessen de la microcuenca Plan Manzanas.....	79
Tabla 26. Número de Curva para la microcuenca del puente Plan Manzanas.	80

Tabla 27. Número de Curva para la microcuenca del puente San Antonio.....	80
Tabla 28. Resumen de caudales para el Puente Plan Manzanas.....	80
Tabla 29. Resumen de caudales para el Puente San Antonio.....	81
Tabla 30. Dimensionamiento en planta y elevación de los puentes en estudio.....	81
Tabla 31. Coeficiente de Manning (n) del Puente Plan Manzanas.....	85
Tabla 32. Coeficiente de Manning (n) del Puente San Antonio.....	86
Tabla 33. Resumen de caudales para el Puente Plan Manzanas.....	89
Tabla 34. Resumen de caudales para el Puente San Antonio.....	89
Tabla 35. Detalle de la socavación general, contracción y local en estribos derecho e izquierdo del Puente Plan Manzanas –Q-TR140 = 41.70 m ³ /s.....	119
Tabla 36. Detalle de la erosión local en la descarga de la protección de los estribos derecho e izquierdo del Puente Plan Manzanas –Q-TR140 = 41.70 m ³ /s.....	122
Tabla 37. Detalle de la socavación general, contracción y local en estribos derecho e izquierdo del San Antonio –Q-TR-313= 76.80 m ³ /s.	124
Tabla 38. Resumen de la socavación general, contracción y local en estribos derecho e izquierdo del Puente Plan Manzanas.	127
Tabla 39. Resumen de la erosión local en la descarga de la protección de los estribos derecho e izquierdo del Puente Plan Manzanas.....	127
Tabla 40. Resumen de socavación local en los estribos derecho e izquierdo del Puente San Antonio.	128
Tabla 41. Cuadro comparativo de socavación local en la descarga medida en campo con las socavaciones teóricas- Puente Plan Manzanas.	132
Tabla 42. Cuadro comparativo de socavación local en estribos del puente Plan Manzanas.	133
Tabla 43. Cuadro comparativo de socavación de estribo derecho del puente San Antonio.	134
Tabla 44. Cuadro comparativo de socavación local en los dos puentes.....	136
Tabla 45. Variación de la socavación local en la descarga – Puente Plan Manzanas.	138
Tabla 46. Variación de la socavación local en la descarga – Puente San Antonio.	138
Tabla 47. Resumen de la erosión local en la descarga de la protección de los estribos derecho e izquierdo del Puente Plan Manzanas. Q-TR- 149.....	147

Tabla 48. Resumen de la erosión local en la descarga de la protección de los estribos derecho e izquierdo del Puente Plan Manzanas. Q-TR- 251	149
Tabla 49. Resumen de la erosión local en la descarga de la protección de los estribos derecho e izquierdo del Puente Plan Manzanas. Q-TR- 315	151

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Relación entre el perfil y la carga de sedimentos, y las diferentes formas del lecho,propuesto por Montgomery y Buffington, 1997	13
Figura 2: Efecto de la cimentación expuesta al flujo.....	17
Figura 3. Formas comunes de estribos	25
Figura 4. Ángulo de ataque del flujo sobre de estribos	26
Figura 5. Planta y alzado del lecho del cauce en estructuras protegidas	27
Figura 6. Comportamiento del flujo en estribos	29
Figura 7. Velocidad de caída (w) para partículas de arena (Ameson, Zevenbergen, Lagasse & Clopper, 2012).....	37
Figura 8. Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov	38
Figura 9. Formas comunes de estribos.	40
Figura 10. Factor de corrección $K\theta$	41
Figura 11. Socavación al pie de un vertedero.....	44
Figura 12. Esquematización de variables de flujo y erosión al pié de una caída (chorros 2D).....	45
Figura 13. Esquematización de variables de flujo y erosión al pié de una caída.	47
Figura 14. Representación de los términos de la ecuación de la energía.	49
Figura 15, Grafica para la deducción de la fuerza especifica.....	51
Figura 16. Fases del trabajo del programa.....	52
Figura 17. Ubicación de la zona de estudio.....	56
Figura 18. Ubicación referencial.	56
Figura 19. Delimitación de las microcuencas para los puentes Plan Manzanas y San Antonio.	57
Figura 20. Numero de curva (NC) de los puentes Plan Manzanas y San Antonio.....	58
Figura 21. Red hidrográfica de la cuenca Plan Manzanas.....	59
Figura 22. Red hidrográfica de la cuenca San Antonio.....	60
Figura 23. Cobertura vegetal del puente Plan Manzanas.	61
Figura 24. Cobertura vegetal del puente San Antonio.....	62
Figura 25. Aguas arriba del Puente Plan Manzanas (apreciación de sedimentos y zonas sedimentables).	64
Figura 26. Aguas arriba del Puente Plan Manzanas (apreciación de vega de avenida).....	64

Figura 27. Aguas arriba del Puente San Antonio	65
Figura 28. Puente carrozable Plan Manzanias (Izquierda: antes de la máxima profundidad de socavación. Derecha: se aprecia la máxima profundidad de socavación actual).	65
Figura 29. Puente San Antonio (la máxima socavación se visualiza en el estribo izquierdo	66
Figura 30. Curva granulométrica global del Puente Plan Manzanias.....	72
Figura 31. Curva granulométrica global del Puente San Antonio.....	74
Figura 32. Precipitación máxima anual de diferentes periodos de retorno – Estación AugustoWeberbauer	77
Figura 33. Precipitación máxima anual de diferentes periodos de retorno – Estación Granja Porcón.....	77
Figura 34. Curvas IDF de la microcuenca Plan Manzanias.....	79
Figura 35. Detalle en planta y corte A-A del puente Plan Manzanias.....	82
Figura 36. Detalle en la zona aguas abajo de la zona protegida del puente Plan Manzanias.	83
Figura 37. Detalle del corte B-B del puente Plan Manzanias.....	83
Figura 38. Detalle en planta del puente San Antonio.....	84
Figura 39. Detalle del corte A-A del puente San Antonio.....	84
Figura 40. Detalle del corte B-B del puente San Antonio.....	85
Figura 41. Datos topográficos en planta del puente Plan Manzanias.....	86
Figura 42. Datos topográficos en planta del puente San Antonio.....	87
Figura 43. Coordenadas importadas del AutoCad Civil 3D – Zona de emplazamiento del puente Plan Manzanias.....	87
Figura 44. Coordenadas importadas del Auto Cad Civil 3D – Zona de emplazamiento del puente San Antonio.....	88
Figura 45. Secciones importadas del AutoCad Civil 3D, ubicado a la altura del puente en donde se realizará la modelación de socavación.....	88
Figura 46. Resumen del estudio de mecánica de suelos, necesarios para ingresar al programa.....	89
Figura 47. Ingreso de diferentes caudales de diseño escogidos para el software Hec ras - Plan Manzanias.....	90

Figura 48. Ingreso de diferentes caudales de diseño escogidos para el software Hec ras. – San Antonio.....	90
Figura 49. Ingreso de la pendiente del canal para el software Hec ras – Puente Plan Manzanas.....	90
Figura 50. Ingreso de la pendiente del canal para el software Hec ras – Puente San Antonio.....	90
Figura 51. Ingreso de datos geométricos del tablero del puente al programa Hec ras. Plan Manzanas.....	91
Figura 52. Ingreso de datos geométricos de los estribos del puente al programa Hec ras. San Antonio.....	91
Figura 53. Sección transversal aguas arriba y aguas abajo del cauce en la zona del puente Plan Manzanas.....	91
Figura 54. Sección transversal aguas arriba y aguas abajo del cauce en la zona del puente San Antonio.....	92
Figura 55. Detalle del cálculo hidráulico en la zona de emplazamiento del puente Plan Manzanas - con Q-TR-149.....	92
Figura 56. Detalle del cálculo hidráulico en la zona de emplazamiento del puente Plan Manzanas - con Q-TR-251.....	93
Figura 57. Detalle del cálculo hidráulico en la zona de emplazamiento del puente Plan Manzanas - con Q-TR-315.....	93
Figura 58. Detalle del cálculo hidráulico en la zona de emplazamiento del puente San Antonio - con Q-TR-313.....	94
Figura 59. Detalle del cálculo hidráulico en la zona de emplazamiento del puente San Antonio - con Q-TR-140.....	94
Figura 60. Detalle del cálculo hidráulico en la zona de emplazamiento del puente San Antonio - con Q-TR-25.....	95
Figura 61. Altura del tirante para los diferentes caudales de diseño en el cruce del puente Plan Manzanas. Aguas arriba y aguas abajo del eje del puente.....	96
Figura 62. Altura del tirante para los diferentes caudales de diseño en el cruce del puente San Antonio. Aguas arriba y aguas abajo del eje del puente.....	97
Figura 63. Distribución de velocidad a lo largo de la sección según los caudales escogidos para el puente Plan Manzanas. Tanto aguas arriba como aguas abajo.....	98

Figura 64. Distribución de velocidad a lo largo de la sección según los caudales escogidos para el puente San Antonio. Tanto aguas arriba como aguas abajo.	99
Figura 65. Perfil longitudinal para el espejo de aguas para los diferentes caudales del puente Plan Manzanillas.	100
Figura 66. Perfil longitudinal para el espejo de aguas para los diferentes caudales del puente San Antonio.	100
Figura 67. Variación de la velocidad a lo largo del canal para los diferentes caudales – puente Plan Manzanillas.	101
Figura 68. Variación de la velocidad a lo largo del canal para los diferentes caudales – puente San Antonio.	101
Figura 69. Curva caudal vs el tirante máximo a la altura del puente Plan Manzanillas. Según aguas arriba y aguas abajo del eje del puente.	102
Figura 70. Curva caudal vs el tirante máximo a la altura del puente San Antonio. Según aguas arriba y aguas abajo del eje del puente.	103
Figura 71. Detalle del cálculo hidráulico en cada sección del río Porcón, en la zona de emplazamiento del puente Plan Manzanillas.	104
Figura 72. Detalle del cálculo hidráulico en cada sección del río Porcón, en la zona de emplazamiento del puente San Antonio.	105
Figura 73. Parámetros que involucran la socavación por contracción puente Plan Manzanillas. $Q-TR-149=42.50 \text{ m}^3/\text{s}$	106
Figura 74. Resultados de socavación por contracción – Puente Plan Manzanillas - $Q-TR-149=42.50 \text{ m}^3/\text{s}$	106
Figura 75. Parámetros que involucran la socavación por contracción puente Plan Manzanillas. $Q-TR-251=49.13 \text{ m}^3/\text{s}$	107
Figura 76. Resultados de socavación por contracción – Puente Plan Manzanillas - $Q-TR-251=49.13 \text{ m}^3/\text{s}$	107
Figura 77. Parámetros que involucran la socavación por contracción puente Plan Manzanillas. $Q-TR-315 = 52.31 \text{ m}^3/\text{s}$	108
Figura 78. Resultados de socavación por contracción – Puente Plan Manzanillas - $Q-TR-315 = 52.31 \text{ m}^3/\text{s}$	108
Figura 79. Parámetros que involucran la socavación por contracción puente San Antonio. $Q-TR-313=76.80 \text{ m}^3/\text{s}$	109

Figura 80. Resultados de socavación por contracción – puente San Antonio. Q-TR-313=76.80 m ³ /s.	109
Figura 81. Parámetros que involucran la socavación por contracción puente San Antonio. Q-TR-140=60.70 m ³ /s	110
Figura 82. Resultados de socavación por contracción – puente San Antonio. Q-TR-140=60.70 m ³ /s	110
Figura 83. Parámetros que involucran la socavación por contracción puente San Antonio. Q-TR-25=34.80 m ³ /s	111
Figura 84. Resultados de socavación por contracción– puente San Antonio. Q-TR-25=34.80 m ³ /s.....	111
Figura 85. Parámetros que involucran la socavación local en estribos – Puente Plan Manzanas - Q-TR-140=41.70 m ³ /s.....	112
Figura 86. Resultados de socavación local en estribos con los métodos Froehlich y Hire – Puente Plan Manzanas - Q-TR-140=41.70 m ³ /s.....	112
Figura 87. Parámetros que involucran la socavación local en estribos – Puente Plan Manzanas - Q-TR-149=42.50 m ³ /s.....	113
Figura 88. Resultados de socavación local en estribos con los métodos Froehlich y Hire – Puente Plan Manzanas - Q-TR-149=42.50 m ³ /s.....	113
Figura 89. Parámetros que involucran la socavación local en estribos – Puente Plan Manzanas - Q-TR-251=49.13 m ³ /s.....	114
Figura 90. Resultados de socavación local en estribos con los métodos Froehlich y Hire – Puente Plan Manzanas - Q-TR-251=49.13 m ³ /s.....	114
Figura 91. Parámetros que involucran la socavación local en estribos – Puente Plan Manzanas - Q-TR-315=52.31 m ³ /s.....	115
Figura 92. Resultados de socavación local en estribos con los métodos Froehlich y Hire – Puente Plan Manzanas - Q-TR-315=52.31 m ³ /s.....	115
Figura 93. Parámetros que involucran la socavación local en estribos del puente San Antonio. Q-TR-313=76.80 m ³ /s.	116
Figura 94. Resultados de socavación local en estribos – puente San Antonio. Q-TR-313=76.80 m ³ /s.	116
Figura 95. Parámetros que involucran la socavación local de estribos del puente San Antonio. Q-TR-140=60.70 m ³ /s	117

Figura 96. Resultados de socavación local por estribos– puente San Antonio. Q-TR-140=60.70 m ³ /s.	117
Figura 97. Parámetros que involucran la socavación local en estribos del puente San Antonio. Q-TR-25=34.80 m ³ /s	118
Figura 98. Resultados de socavación local por estribos– puente San Antonio. Q-TR-25=34.80 m ³ /s.	118
Figura 99. Perfil de socavación local en campo– Puente Plan Manzanas.	128
Figura 100. Socavación local en campo – descarga de la zona protegida- Puente Plan Manzanas.	129
Figura 101. Perfil de socavación local en campo– Eje del Puente San Antonio.	130
Figura 102. Perfil de socavación local en campo– Aguas abajo del eje del Puente San Antonio.	130
Figura 103. Socavación local en campo – estribo izquierdo del puente San Antonio.	131
Figura 104. Registro de fisuras en la pantalla del estribo derecho del puente San Antonio.	131
Figura 105. Perfiles de socavación local según los periodos de retorno – Puente Plan Manzanas.	133
Figura 106. Socavación local vs caudales –Puente Plan Manzanas.	134
Figura 107. Perfiles de socavación local según los periodos de retorno – Puente San Antonio.	135
Figura 108. Socavación local vs caudales –Puente San Antonio.	136
Figura 109. Levantamiento topográfico aguas arriba y aguas abajo del puente Plan Manzanas.	153
Figura 110. Levantamiento topográfico aguas arriba y aguas abajo del puente SanAntonio.	153
Figura 111. Calicata N°01 y Calicata N°02 - Aguas arriba del puente Plan Manzanas	154
Figura 112. Calicata N°03: Aguas abajo del puente Plan Manzanas.	154
Figura 113. Muestreo superficial mayores a 2 ½” del puente Plan Manzanas.	154
Figura 114. Calicata N°01 y Calicata N°02 - Aguas arriba del puente San Antonio.	155
Figura 115. Calicata N°03 Aguas abajo del puente San Antonio.	155
Figura 116. Muestreo superficial mayores a 2 ½” del puente San Antonio.	155
Figura 117. Realizando el tamizado de las muestras secas del puente Plan Manzanas.	156

Figura 118. Tamizando muestra seca del puente San Antonio.....	156
Figura 119. Huella hídrica - Estribo izquierdo del puente Plan Manzanas.	157
Figura 120. Huella hídrica - Estribo izquierdo del puente San Antonio.	157
Figura 121. Vista en Planta del Puente San Antonio.....	158
Figura 122. Puente Plan Manzanas – vista 3D – secciones y caudales.	158
Figura 123. Vista en Planta del Puente San Antonio.....	159
Figura 124. Puente Plan Manzanas – vista 3D – secciones y caudales.	159
Figura 125. Hidrograma del puente San Antonio con un TR-315.....	160
Figura 126. Hidrograma del puente San Antonio con un TR-25.....	160
Figura 127. Socavación local en la descarga de la protección de los estribos del puentePlan Manzanas.	161
Figura 128. Socavación local actual del puente Plan Manzanas	162
Figura 129. Socavación local moderada en el estribo izquierdo del Puente San Antonio	162
Figura 130. Socavación local actual del estribo izquierdo del Puente San Antonio.	163
Figura 131. Rocas semejantes al estribo derecho del Puente San Antonio.	163
Figura 132. Medición de la huella del caudal dominante del Puente Plan Manzanas.....	164
Figura 133. Socavación local en la descarga de la zona protegida de estribos del puente San Plan Manzanas.....	164
Figura 134. Detalle de deterioro de la losa de descarga del puente Plan Manzanas.	165
Figura 135. Socavación local actual de puente San Antonio – Pantalla del estribo derecho.	165
Figura 136. Detalle de la socavación local horizontal dentro de la pantalla del estribo derecho - Puente San Antonio.	166

RESUMEN

En esta investigación se consideró el estudio de dos puentes, cada uno con su propio caso de socavación local, para lo cual se trabajó con ciertos periodos de retorno dependiendo del puente, teniendo para el puente Plan Manzanas los periodos de retorno de TR-149 con un caudal de 42.50 m³/s considerado como un caudal de huella que fue obtenida de campo, TR-251 con un caudal de 49.13 m³/s que es un caudal generado a partir de la profundidad de socavación actual en campo y TR-315 con un caudal de 52.32 m³/s el cual es un caudal que podría generar el colapso del puente. Y para el puente San Antonio TR-313 con un caudal de 76.80 m³/s considerado como un caudal de huella que fue medido en campo, TR-140 con un caudal de 60.70 m³/s y TR-25 con un caudal de 34.80 m³/s el cual fue obtenido por el nivel de socavación actual. También se tuvo en cuenta el tamaño del material granular del lecho del río, considerando los diámetros representativos de D50, D75, D90 y D95. Para este estudio se consideró la aplicación de los métodos de Artamonov, Froehlich y Hire, para la socavación en estribos y los métodos Breusers y Raudkivi, Mikhalev, Schoklitsch, Veronose, Damle et al. Y Martin, Fahlbusch, Laursen y Flick para estimar la socavación en la descarga de la zona protegida de estribos. Teniendo como resultados de profundidad de socavación local en la descarga de protección del Puente Plan Manzanas es; 2.44 m, 2.82 y 3.00 m. y para el puente San Antonio en el estribo derecho la profundidad de socavación local es; 4.58 m, 4.05 m, y 2.86 m. Llegando a concluir que el puente Plan Manzanas tiene una socavación avanzada con respecto a la cota de cimentación de los estribos con el periodo de retorno de TR-251 que ya está presentando problemas de fisuras y deterioro de la zona protegida que podría llegar a provocar problemas a los estribos. Y en el caso del puente San Antonio, los resultados exceden a la cota de cimentación por lo cual este puente debe quedar en desuso.

Palabras clave: socavación local, estribo, estructura de protección, cimentación.

Socavación local. se presenta al pie de las estructuras interpuestas a las corrientes, sumergidas o que emergen de la superficie del agua, como resultado de la deflexión de las líneas de flujo. La turbulencia, y la vortocidad provocada por la presencia del obstáculo. (Apacla, 2014)

Estribo. Los estribos son, igual que los pilares, elementos extraños dentro de la corriente e implican generalmente una reducción del ancho del río. (Rocha, 2013)

Estructura de protección. En el caso de puentes con la solera protegida con un material más rígido que el del propio cauce, de manera que se tenga en cuenta en el diseño de este tipo de protecciones y se eviten problemas como los que se están documentando en la actualidad. (Nácher, 2012)

Cimentación. Las cimentaciones se dividen en superficiales o profundas, dependiendo de si quedan expuestas o enterradas durante el proceso de socavación. De todos modos, siempre es preferible diseñar la cimentación para que permanezca enterrada. (Guevara, 2016)

ABSTRACT

In this investigation, the study of two bridges was considered, each one with its own case of local scour, for which certain return periods were used depending on the bridge, having for the Plan Manzanias bridge the return periods of TR-149 with a flow of 42.50 m³/s considered as a footprint flow that was obtained from the field, TR-251 with a flow of 49.13 m³/s which is a flow generated from the current scour depth in the field and TR-315 with a flow of 52.32 m³/s which is a flow that could cause the collapse of the bridge. And for the San Antonio bridge TR-313 with a flow of 76.80 m³/s considered as a footprint flow that was measured in the field, TR-140 with a flow of 60.70 m³/s and TR-25 with a flow of 34.80 m³/s which was obtained by the current scour level. The size of the granular material from the river bed was also taken into account, considering the representative diameters of D50, D75, D90 and D95. For this study, the application of the Artamonov, Froehlich and Hire methods was considered for scour in abutments and the Breusers and Raudkivi, Mikhalev, Schoklitsch, Veronose, Damle et al. And Martin, Fahlbusch, Laursen and Flick to estimate the scour in the discharge of the abutment protected zone. Taking as results of depth of local scour in the protection discharge of the Plan Manzanias Bridge is; 2.44 m, 2.82 and 3.00 m. and for the San Antonio bridge in the right abutment the depth of local scour is; 4.58m, 4.05m, and 2.86m. Coming to the conclusion that the Plan Manzanias bridge has an advanced scour with respect to the foundation level of the abutments with the return period of TR-251 that is already presenting problems of cracks and deterioration of the protected area that could cause problems to the stirrups. And in the case of the San Antonio bridge, the results exceed the foundation level, which is why this bridge must remain in disuse.

Keywords: local scour, abutment, protection structure, foundation.

Local scour. It occurs at the foot of the structures interposed to the currents, submerged or emerging from the water surface, as a result of the deflection of the flow lines. The turbulence, and the vorticity caused by the presence of the obstacle. (Apaclla, 2014)

Stapes. The abutments are, like the pillars, foreign elements within the current and generally imply a reduction in the width of the river. (Rock, 2013)

Protection structure. In the case of bridges with the screed protected with a more rigid material than that of the channel itself, so that it is taken into account in the design of this type of protection and problems such as those currently being documented are avoided. (Nacher, 2012)

Foundation. Foundations are divided into shallow or deep, depending on whether they are exposed or buried during the scour process. However, it is always preferable to design the foundation so that it remains buried. (Guevara, 2016)

CAPÍTULO I:

INTRODUCCIÓN

La socavación está ligado al cambio climático, puesto que está originando diferentes fenómenos con mayor intensidad de precipitaciones con un aumento en el riesgo de inundaciones, que el IPCC (Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático) destacaron a los puentes como una de las infraestructuras con mayor riesgo debido al cambio climático. A mayor intensidad y frecuencia de las precipitaciones puede causar en los puentes graves fenómenos de socavación en cimentaciones de pilas y estribos debido al aumento del caudal de avenida. (IDVIA , 2020)

En el Perú se ha venido registrando los efectos de socavación a causa de las inundaciones durante los últimos años, en donde la mayoría de puentes colapsan no por temas estructurales, sino por temas hídricos, es ahí donde radica la importancia del diseño de protección hidráulica en los puentes. (Moya, 2017)

La protección contra la erosión local o socavación es la colocación de una o varias capas de material más resistente al contorno de pilas y estribos o cubriendo completamente el lecho del cauce de margen a margen, pero si bien son capaces de eliminar la erosión local en la zona protegida, también pueden provocar el traslado del problema hacia aguas abajo, donde aparece el material original del lecho. (Nácher, 2012)

En Cajamarca se tiene muchos casos de socavación local tanto en estribos de puentes, como aguas abajo de las zonas protegidas de estribos y en estructuras hidráulicas, que, al estar emplazados en ríos de montaña, según el estudio Geomorfología del Departamento de Cajamarca “[...] Considera que el 81.48% de la superficie del departamento representa a un paisaje dominante de montaña”. (Alcantara, 2011)

Típico de zonas de montaña, durante eventos hidrológicos extraordinarios generan excesivos ingresos de sólidos en los cursos de agua, [...] estos ríos forman parte generalmente de una densa red hidrográfica y muestran una fuerte variabilidad espacial y temporal de los parámetros hidráulicos, morfológicos y sedimentológicos. (Basile, 2018)

Por lo expuesto anteriormente se ha creído conveniente realizar un trabajo de investigación en los puentes de Plan Manzanas y San Antonio, los cuales se encuentran ubicados en el río Porcón y separados a 3 km aproximadamente, el uno del otro, cada puente tiene su caso de socavación local, en donde según la inspección visual el puente Plan Manzanas, tiene una socavación local aguas abajo de la zona protegida, y el puente San Antonio una socavación local en uno de sus estribos, pero ambos tienen en común, según la geomorfología de la zona de emplazamiento de cada puente la socavación en curva.

La socavación local puede provocar la falla del puente ya sea total o parcial, que viene siendo un problema latente a nivel mundial, nacional y local, existen muchos estudios para poder tener un estimativo más real de la profundidad de socavación, pero mucho de estos estudios se han desarrollado en laboratorios y con realidades diferentes. Existiendo mucha incertidumbre sobre el uso de las ecuaciones y sobre cuál representa mejor las condiciones reales del río y del puente. Hay muchas ecuaciones para calcular la profundidad de socavación alrededor de estribos. El empleo de las ecuaciones de sobre cuál representa mejor las condiciones reales de un puente, debido a las numerosas variables involucradas en el problema. (Guevara, 2016)

Como son los métodos Artamonov, Froehlich y Hire, usados para estimar la socavación en estribos, y los métodos Breusers y Raudkivi, Mikhalev, Schoklitsch, Veronose, Damle et al. Y Martin, Fahlbusch, Laursen y Flick para estimar la socavación aguas abajo de una losa de protección del lecho del río, aguas abajo del puente.

Estudios del fenómeno de socavación local en estribos con o sin estructuras de protección de puentes en ríos de alta montaña no son comunes en Cajamarca por lo que fue necesario realizar un análisis para estimar la profundidad de socavación en los estribos de los puentes Plan Manzanas y San Antonio, ubicados en el río Porcón y el caudal que podría provocar la falla total de los puentes.

1.1. Planteamiento del problema.

1.1.1. Contextualización.

A la actualidad la socavación local es un fenómeno latente en toda estructura hidráulica que se encuentran emplazados en ríos, siendo consecuencia de los diversos fenómenos climáticos reportando intensidad de precipitaciones, en estos últimos años, como es el fenómeno del niño costero del 2017, el fenómeno del ciclón Yaku.

Según el informe de daños del niño costero, reporta que “al nivel nacional 449 puentes fueron destruidos, y a nivel regional de Cajamarca, 23 puentes fueron destruidos, debido a la activación de quebradas, deslizamientos, inestabilidad de taludes”. (INDECI, 2017)

También se tiene precedentes históricos, que según el informe realizado por el Colegio de Ingenieros del Perú sobre el Fenómeno “El niño” 97-98, la mayoría de los puentes colapsaron por problemas de socavación del lecho del río, lo que ha ocasionado que las fundaciones se inclinen o colapsen totalmente, este tipo de errores es ocasionado por falta de estudios de Hidráulica y por presiones de hacer obras de bajo costo. Como consecuencia de las intensas lluvias ocurridas durante El Fenómeno “El Niño” de 1998 en el Perú, en sólo los primeros 3 meses de ese año 68 puentes fueron destruidos, 13 de los cuales no tenían más de 14 años de antigüedad, y ocho de ellos fueron construidos en los últimos cinco años previos a “El Niño”. Los mayores daños se produjeron en la costa norte del país, en los departamentos de Lambayeque, Piura y Tumbes. (Felipe, 2016).

Según el factor económico, esto repercute en la toma de decisiones iniciales al construir un puente, que en muchas ocasiones “[...] por economizar en el costo del puente se acorte su longitud, lo que implica el aumento de la longitud de los terraplenes de acceso, los que, en realidad, resultan ubicados dentro del cauce fluvial”. (Rocha, 2013 p.23)

En general pueden implicar pérdida de vidas humanas, daños a las propiedades y la interrupción del servicio, lo que significa imposibilidad o dificultad en la comunicación terrestre, aislamiento de los pueblos, perjuicio a las actividades comerciales, escasez y encarecimiento de alimentos y de artículos de primera necesidad. Los daños también pueden tener implicancias en aspectos de la Defensa Nacional, además, por cierto, de la necesidad de afrontar los costos de reposición, así como los costos sociales, políticos y estratégicos. (Rocha, 2013 p.7)

1.1.2. Descripción del problema.

Los puentes son estructuras ajenas al río, mientras el río es dinámico, el puente necesita estabilidad para cumplir con su vida útil, pero estas estructuras son importantes para el desarrollo de la población en todos los aspectos. Por ello es necesario encontrar un equilibrio entre puente y río, pero la realidad es que los puentes Plan Manzanas y San Antonio, se ven afectados por una serie de parámetros que se generan en la zona de emplazamiento, estos parámetros son geomorfológicos, hidrológicos, hidráulicos, de mecánica de suelos, geométricos, los cuales influyen directamente en la socavación local de estribos y aguas abajo de la zona protegida de los estribos.

Ambos puentes están emplazados en el río Porcón, y por su geomorfología del río estos puentes comparten la socavación local por curva, afectando aún más la socavación local en los estribos y en la zona protegida de estribos, aproximándose a la cota de cimentación. El puente Plan Manzanas fue construido en el año 2005 por la minera Yanacocha como

parte de su Responsabilidad Social ante las zonas de influencia, siendo beneficiadas las comunidades de Plan Manzanas, Manzana Capillana, La Ramada, Yun yun Bajo, Yun yun Alto, Majarapampa. Que por su zona de emplazamiento es la más alta que del puente San Antonio y por su lecho granular es el más vulnerable ante la socavación local, considerando que, si no existiera la protección en el lecho granular, cabe una probabilidad alta en el colapso de la estructura.

El puente San Antonio tiene más de 20 años de ser construido, siendo los beneficiados las comunidades de Plan Tual, Campanario, San Antonio Plan de Tual, Llushcapampa Baja, Pacopampa, Llanomayo, El Aliso Colorado, Inca Corral, Vizcachas. Por lo que es relativamente antiguo, y por su zona de emplazamiento genera una vulnerabilidad en la socavación local en el estribo izquierdo sobrepasando la cota de socavación en la cimentación, provocando está, fisuras en la pantalla del estribo y posteriormente una probabilidad alta del colapso total del puente.

1.1.3. Formulación del problema

¿Qué caudal provocaría el colapso total de los puentes Plan Manzanas y San Antonio de Cajamarca según la socavación local?

1.2. Justificación e importancia de la investigación.

1.2.1. Justificación científica.

Estudios de socavación local en estribos y en losas de protección de estribos, han sido desarrollados a nivel mundial, nacional y muy poco a nivel local y dichas ecuaciones han sido generadas en realidades diferentes a un río de alta montaña, por lo cual amerita realizar este tipo de investigación en los Puentes Plan Manzanas y San Antonio y poder determinar los parámetros más relevantes que influyen en este fenómeno de socavación, así como los caudales que pueden debilitar la estabilidad estructural de los puentes.

1.2.2. Justificación técnica-práctica.

La socavación local en los estribos de puentes puede generar daños en la estabilidad estructural del puente así mismo en la losa de protección de estribos puesto que dicho problema solo se desplaza aguas abajo del puente, por ello es necesario la identificación de las áreas propensas a este tipo de socavación y lograr entender los factores o parámetros que influyen directamente en la estabilidad de los puentes y poder prevenir posibles colapsos.

1.2.3. Justificación institucional y personal.

La Universidad Nacional de Cajamarca está comprometida en generar profesionales que contribuyan al desarrollo sustentable regional y nacional, por ello, es que se realizó esta investigación como aporte a nuestra región Cajamarquina, en la prevención de posibles colapsos de los puentes Plan Manzanas y San Antonio, por las socavaciones locales que van deteriorando las estructuras. Y con esta investigación lograremos la titulación para seguir aportando a nuestra región.

1.3. Delimitación de la investigación.

El alcance de la investigación es dar a conocer los parámetros que se involucran en la generación de la socavación, como son; los parámetros de geomorfología, hidrología, hidráulica, geométricos, estudio de mecánica de suelos, que en conjunto nos ayudará a determinar el avance de la socavación local de los puentes. Considerando los periodos de retorno para el puente Plan Manzanas TR-149, TR-251 y TR-315 y para el puente San Antonio TR-313, TR-140 y TR-25, que son los más importante para la evaluación de la profundidad de socavación de cada puente. Para la socavación local del puente Plan Manzanas se estudiará aguas abajo de la descarga de la zona protegida y la socavación local del puente San Antonio se estudiará en los estribos.

1.4. Limitaciones.

- ✓ La confiabilidad de los datos del estudio hidrológico para los caudales máximos.
- ✓ La metodología para recoger datos de campo, tanto topográficos, como los muestreos para la granulometría de sedimentos aguas arriba y aguas abajo del puente.
- ✓ La utilización del software del Hec Ras para la socavación en la descarga de la losa de protección de los estribos del puente Plan Manzanas.
- ✓ Escoger entre la gran variedad de fórmulas para el cálculo de la profundidad de socavación.

1.5. Objetivos.

1.5.1. Objetivo general.

Estimar el caudal que genera un riesgo posible de colapso de los puentes Plan Manzanas y San Antonio de Cajamarca.

1.5.2. Objetivos específicos.

- ✓ Caracterizar el lugar de emplazamiento de los puentes Plan Manzanas y San Antonio.
- ✓ Determinar el comportamiento hidráulico de la socavación local de los puentes Plan Manzanas y San Antonio.
- ✓ Determinar la granulometría del lecho del río en el lugar de emplazamiento de los puentes Plan Manzanas y San Antonio.
- ✓ Comparar la socavación teórica con la socavación medida en campo.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes teóricos de la investigación.

2.1.1. A nivel internacional

En la investigación “Metodología para el análisis de socavación en puentes”, el autor presentó una metodología que puede usarse para el análisis de puentes existentes o para diseño de nuevos puentes. La metodología parte de un estudio riguroso de la amenaza hidrológica a la que va a estar sometido el puente, el método es útil para sitios en que no se tiene información sobre las dimensiones del área transversal del río. Se propusieron los estados límite de falla de volteo, pérdida de cubierta y daño estructural en elementos estructurales, notando que para todos los casos de análisis del caso de estudio los primeros dos estados límite se presentan antes de que se alcance daño estructural en algún elemento estructural, en donde la totalidad de los puentes colapsados por socavación fallaron por inestabilidad de los apoyos y no por resistencia de los elementos estructurales. La estabilidad del puente ante una serie aleatoria de eventos hidrológicos máximos en la cuenca del puente, se presenta la construcción de curvas de peligro hidrológico en términos de precipitación y gasto asociadas a los periodos de retorno recomendados por la AASHTO para revisión y diseño de cimentaciones a socavación, este método podría usarse para el diseño de puentes nuevos basados en la construcción de sus curvas de peligro, para este caso se revisaron los elementos mecánicos para cada evento máximo encontrando que en ningún caso se alcanzan elementos mecánicos que presenten daño en elementos estructurales. (Cruz, 2022)

En la investigación “Metodología de evaluación para el riesgo de socavación de puentes patrimoniales de arco mampostería”, el autor concluye que la variación en los niveles como resultados, en los cuales se obtiene un valor de nivel de aguas arriba máximo doce metros por encima del nivel más bajo del terreno natural, se puede certificar que la estructura presentaría inundación total en caso de darse una crecida de avenida. Considera que, como mejor opción la construcción de una obra hidráulica, en la que se modifique el flujo del agua y no el diseño de la estructura, tomando como puntos trascendentes el hecho de dividir el flujo, logrando minimizar la velocidad del mismo y el valor de la altura de socavación y al mismo tiempo se controla la turbulencia en el paso del puente, logrando obtener un flujo moderado en el cauce del río y de esta manera evitar el riesgo de fallas por socavación. (Díaz, 2021)

2.1.2. A nivel nacional

En la investigación “Evaluación por desempeño hidráulico y estructural del puente Pasamayito ante máximas avenidas” el autor considero la necesidad de estudiar a dicho puente por el precedente de fallo en el fenómeno del Niño de 1982-1983 y la época en que fue construida, por ello realizaron un análisis del desempeño hidráulico y estructural del puente Pasamayito ante las máximas avenidas con periodos de retorno 5, 10, 25, 50, 100, 200 y 500 años con un caudal máximo de 5805.34 m³/s para 500 años, donde obtuvieron una socavación general de 2.15 m, y una socavación local de 0.50 m, la cual fue catalogada como un buen resultado porque compararon con la altura de los pilares que fueron construidos de 14 metros de altura y el nivel del lecho real del río está por encima de los 2.00 m de altura. (Caballero, 2019)

En la investigación de tesis “Influencia de la morfología fluvial en la socavación de estribos del puente las Balsas región Junín”, el autor encontró que los cambios en planta, elevación, perfil, sección influye directamente en la socavación de la estructura, obteniendo como resultado, en las condiciones de periodo de retorno de 50, 100 y 500 y un caudal aforado de 322.74 m³/s, socavación general 0.25, 0.53 y 0.47 m con un caudal aforado de 322.74 m³/s, socavación local 1.72, 2.44, 2.56 y 2.63 y socavación por contracción solo influye el caudal de retorno de 500 años el cual es 0.244 m, haciendo un total de socavación de 1.970, 2.97, 3.12 y 3.34 m para caudal respectivamente, concluyendo que la socavación total tiende a incrementar en épocas de crecidas; mientras en épocas de estiaje el nivel de los espejos de agua no alcanza a la estructura. (Flores, 2019)

2.1.3. A nivel local

En la investigación “Efectos de la contracción del cauce, lecho no cohesivo y pendiente de ríos, en la profundidad de socavación en estructuras de captación”, los autores identificaron 24 estructuras de captación de agua, 11 se encuentran emplazadas en el lecho del río Chonta, 10 en el río Mashcón y 3 en el río Cajamarquino, que en forma aleatoria seleccionaron 4 estructuras, 2 del río Chonta, una del río Mashcón y una del río Cajamarquino, realizando el diseño experimental de campo y laboratorio de escenarios con combinaciones de cuatro tipos de sedimentos, cuatro pendientes de lecho del río y cuatro condiciones de contracción de cauce. Llegando a concluir que la profundidad de socavación está directamente relacionada con la contracción y pendiente del cauce del orden del 0.1% hasta pendientes fuertes de orden del 2.4%, encontrándose que, a mayor contracción y pendiente, mayor es la profundidad de socavación en el orden del 75% hasta el 300%; e inversamente proporcional al diámetro promedio del sedimento. La profundidad máxima de socavación en la descarga de las estructuras de captación en estudio, se

incrementa desde 43% hasta 269% para contracciones del cauce natural entre 16% hasta 39% siendo estos porcentajes variables según la concentración de sedimentos. (Vásquez et al. 2019)

En la investigación de tesis “Análisis comparativo de la socavación en pilares cilíndricos cimentados en lechos arenosos determinada con las metodologías del Circular de la Ingeniería Hidráulica No 18 (HEC-18) y del departamento de transporte de Florida (FDOT), el autor realizó un análisis comparativo de la socavación en pilares cilíndricos cimentados en lechos arenosos determinada con las metodologías del Circular de Ingeniería Hidráulica No. 18 (HEC-18) y del Departamento de Transporte de Florida (FDOT)”, con el apoyo de 146 muestras de campo recopiló en la base de datos de socavación en pilares de 2014 del USGS ubicados en los Estados Unidos, Canadá y Serbia, concluyendo que para la mayoría de casos la metodología del FDOT es la que mejores resultados da al momento de realizar el cálculo de la profundidad máxima de socavación en un pilar circular cimentado sobre lecho arenoso. No obstante, puede verse también que hubo algunos casos, en los que la velocidad de flujo estaba comprendida entre 0.65 y 1.50 de la velocidad crítica, donde la metodología del HEC-18 fue la que arrojó resultados más precisos. (Pajares, 2017)

2.2. Bases teóricas.

2.2.1. Características del emplazamiento del puente.

Es importante reconocer los diferentes factores que intervienen en la localización y diseño de un puente, porque estos están interrelacionados y deben ser analizados para la evaluación de un puente existente o antes de su diseño, ya que cualquier contracción al cauce o presencia de curvatura altera su morfología induciendo a la socavación en puentes.

En este comportamiento entran a tallar una serie de disciplinas como la hidrología, hidráulica, geóloga, geomorfología, estructuras y entre otras. (Guevara, 2016)

Características y tipos de río

Tipos de ríos

Los ríos en general son dinámicos, cambiantes con el pasar del tiempo y según las condiciones a las que se encuentran expuestos. Por tal razón; recomienda tener en cuenta cada tipo de río en las diferentes consideraciones de diseño, siendo de preferencia lo ríos de zonas estables alejadas de confluencias y bifurcaciones. (Guevara, 2016)

Ríos según su edad

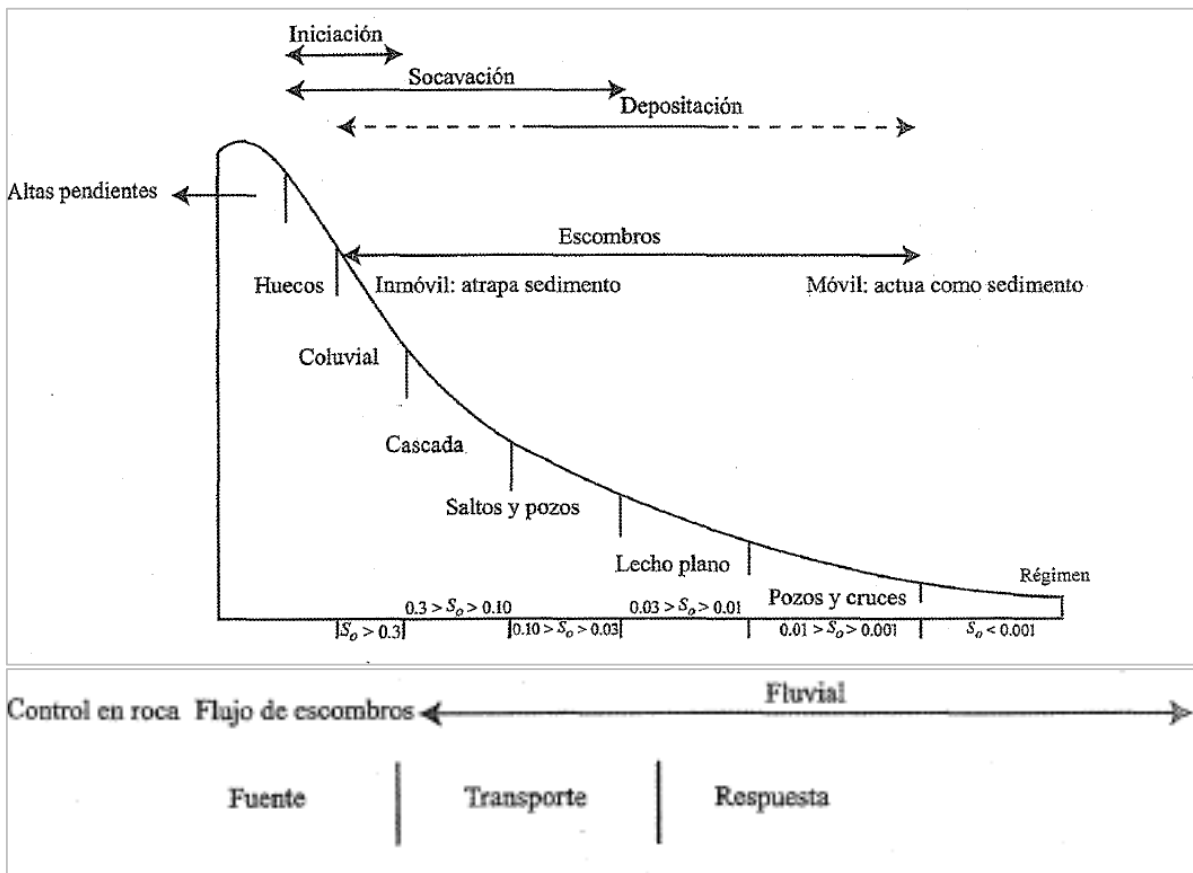
- ✓ Ríos jóvenes: tienen valles generalmente irregulares en forma de V. Constituidos por materiales fracturados que pueden o no ser erosionables. Casi todos los ríos de montaña y sus tributarios son ejemplos de ríos jóvenes.
- ✓ Ríos maduros: el valle se ensancha, las pendientes longitudinales son suaves y la erosión lateral es mucho más significativa que la erosión en el fondo. En un cauce maduro hay llanuras de inundación angostas y se tiene al desarrollo de los meandros.
- ✓ Ríos viejos: a medida que la erosión continúa, los valles fluviales se desarrollan hasta que sus características pasan a ser las de mayor ancho y menor pendiente.

Ríos de alta montaña

Los ríos de montaña, especialmente en las zonas altas, transitan en valles angostos con altas velocidades en crecientes y transportan materiales gruesos y bloques. El estrechamiento de un río de montaña con los accesos, en la mayoría de los casos, no es recomendable debido al alto costo de las obras de protección requeridas y a los requerimientos de mantenimiento. (Ochoa, 2013)

los procesos de erosión, transporte y depositación que están directamente asociados con la concavidad del perfil. En un río de montaña la pendiente viene a ser alta, por lo que los principales procesos que se presentan son de erosión y transporte, el material es grueso granular y la sección transversal usualmente se encuentra encañonada. (Guevara, 2016)

Figura 1: Relación entre el perfil y la carga de sedimentos, y las diferentes formas del lecho, propuesto por Montgomery y Buffington, 1997



Fuente: Guevara (2016)

2.2.2. Parámetros geomorfológicos.

Pendiente longitudinal

Al seleccionar la zona de emplazamiento de un puente debe de responder a las características de cada tramo fluvial. Así, por ejemplo, no es lo mismo diseñar para un

lecho arenoso, de baja pendiente, que, para un lecho de grava, de mayor pendiente, o para una quebrada de grandes piedras y muy fuerte pendiente. (Rocha, 2013).

Sección transversal

“[...] La importancia de dicho parámetro porque varía constantemente a lo largo del recorrido del río, ya que permiten la existencia de zonas con distintos calados, velocidades y como consecuencia distintas granulometrías en el fondo”. (Martínez, 2001)

Caudal dominante

El caudal dominante (o formativo o efectivo) es el que determina la forma y dimensiones del cauce principal del río. Es el caudal que llena el cauce activo del río hasta las márgenes y marca el inicio de la inundación de la planicie aluvial. Así mismo representa el caudal de crecida que más incide en el modelado del cauce y también se ha definido como el más efectivo en lo que respecta al transporte de sedimento. (Alfaro et al. 2019)

Acorazamiento

El efecto de “acorageamiento”, es el proceso morfológico en el cual, conforme el fondo del cauce se erosiona, el material grueso se acomoda de tal forma que cubre al material fino, es decir poco a poco se va acorageando el fondo hasta tal punto que el transporte de sedimentos va disminuyendo llegando a una condición estable. Este efecto es considerado en la socavación debido a que conforme va pasando el tiempo este acorageamiento presenta resistencia al flujo y genera mayor variación en el transporte de sólidos en suspensión y de arrastre como por ejemplo en un pilar de un puente. (Arriola et al. 2017)

2.2.3. Parámetros hidrológicos.

La información hidrológica y meteorológica a utilizar en el estudio deberá ser proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrológica (SENAMHI). La representatividad, calidad, extensión y consistencia de los datos es primordial para el inicio

del estudio hidrológico, por ello, se recomienda contar con un mínimo de 25 años de registro que permita a partir de esa información histórica la predicción de eventos futuros. (MTC, 2012)

Caudal máximo

El caudal máximo instantáneo es un parámetro hidrológico que puede ser estimado mediante modelos determinísticos, probabilísticos y empíricos por mediciones instrumentales directas, sin embargo, sus magnitudes están influenciadas de igual manera por la morfometría de la cuenca y su red de drenaje. (Méndez et al. 2015)

Tiempo de retorno

“El periodo de retorno o intervalo de ocurrencia se define como el número de años para que una crecida se iguale o excede al menos una vez en promedio. Es el inverso de la frecuencia de ocurrencia de un evento”. (Guevara, 2016)

$$T_r = \frac{1}{P(X \geq x)} = \frac{1}{1 - P(X \leq x)} \quad (1)$$

Donde:

Tr= periodo de retorno (año)

$P(X \geq x)$ = probabilidad o porcentaje del tiempo en que un evento (caudal, precipitación, etc.) es igualado o superado. Existen varias formas de calcularlo: Weibull, Hazen, etc.

Para la obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias, recomienda un periodo de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación. (MTC, 2012)

2.2.4. Comportamiento hidráulico de la socavación.

Los parámetros hidráulicos son aquellos que se ven implicados en la interacción del puente con el río, el cual llega a modificar la velocidad del flujo según el grado de estrechamiento, niveles del agua, rugosidad del canal, que se consideran los más predominantes.

Grado de estrechamiento

El grado de estrechamiento del cauce con la estructura, definido como la relación entre la luz del puente y el ancho superior de la sección transversal con el caudal medio. Si el grado de estrechamiento o contracción es considerable, se produce un remanso muy alto, se aumenta la velocidad bajo el puente y se incrementa la socavación. (Ochoa, 2013)

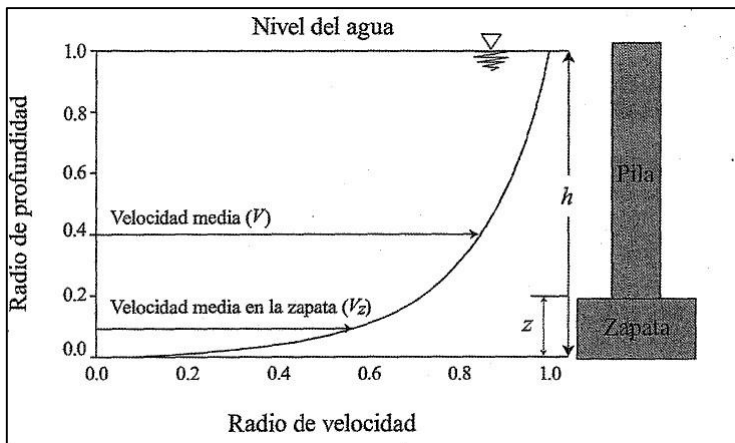
Velocidad del Flujo

A mayor velocidad del flujo, mayor es la socavación. Existe amplia evidencia con relación a que la máxima profundidad de socavación ocurre bajo condiciones críticas para el inicio del transporte de sedimentos o sea en la frontera entre condiciones de agua clara y lecho móvil. (Pajares, 2017).

Profundidad del agua

Al aumentar la profundidad del agua por un aumento en el caudal, aumenta la profundidad de socavación ya que se aumenta el efecto del flujo hacia abajo. Otros autores mostraron que la profundidad de socavación aumenta con la profundidad del flujo hasta un valor límite de la relación h/a partir de la cual no hay influencia de la profundidad del flujo. Se considera para efectos prácticos que la profundidad de socavación independiza de la profundidad del flujo cuando h/a es mayor que 3.0, aproximadamente. Diferentes investigaciones reportan valores entre 2.6 y 3.5. (Guevara, 2016)

Figura 2: Efecto de la cimentación expuesta al flujo



Fuente: Richardson et al (1995) & Guevara (2016)

Huella hídrica (nivel del agua)

Los niveles máximos observados en la sección del puente que dejan las crecientes a su paso sobre los estribos de un puente o sobre sus pilas. Son líneas semi horizontales de color oscuro, tonalidades verdes o rojas que indican presencia de musgo o algas o vestigios de oxidación. (Ochoa, 2013)

Estos niveles máximos observados se pueden establecer por medio de una visita directa al sitio de la estructura o con encuestas a las personas de cierta edad de la localidad.

Rugosidad del Canal

La n de manning es una de las formas de expresar la cantidad de resistencia al movimiento de del agua en cauces, naturales o artificiales. Este coeficiente de resistencia al flujo es muy variable porque depende de una serie factores como la vegetación, irregularidad, obstrucciones, nivel, caudal, régimen de circulación, entre otros. (Fernández et al. 2018)

Método de Cowan

El autor desarrollo un procedimiento para estimar el valor de n en función de algunos parámetros característicos del cauce, según la siguiente fórmula:

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m \quad (2)$$

Donde:

n_b : es un valor base del coeficiente de fricción para canales rectos y uniformes. n_1 : es un factor de corrección debido a efectos por irregularidades en la superficie.

n_2 : es un valor por las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del río. n_3 : es un valor por las obstrucciones que pueden existir en el río.

n_4 : es un valor por la vegetación y las condiciones de flujo. m : es un factor de corrección por la presencia de meandros.

Tabla 1: Valores de n_b .

Material de cauce	Tamaño medio del material de cauce (mm)	Canal Recto	Canal suavizado o Perfilado
Cauce con presencia de arena			
Arena	0.2	0.012	-
	0.3	0.017	-
	0.4	0.020	-
	0.5	0.022	-
	0.6	0.023	-
	0.8	0.025	-
	1.0	0.026	-
Cauce estable y llanura de inundación			
Concreto	-	0.012 – 0.018	0.011
Roca perfilada	-	-	0.025
Suelo firme	-	0.025 – 0.032	0.020
Arena gruesa	1 – 2	0.026 – 0.035	-
Arena fina	-	-	0.024
Grava	2 – 64	0.028 – 0.035	-
Grava gruesa	-	-	0.026
Adoquín	64 – 256	0.030 – 0.050	-
Roca	>256	0.040 – 0.070	-

Fuente: Hidráulica de Tuberías y Canales, Arturo Rocha.

Tabla 2. Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n .

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material Involucrado	Tierra	n0	0.02
	Corte en Roca		0.025
	Grava Fina		0.024

	Grava Gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	n1	0
	Menor		0.005
	Moderado		0.01
	Severo		0.02
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	n2	0
	Ocasionalmente Alternante		0.05
	Frecuentemente Alternante		0.010-0.015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Insignificante	n3	0
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy Alta		0.050-0.100
Grado de los Efectos por Meandro	Menor	m5	1
	Apreciable		1.15
	Severo		1.3

Fuente: Hidráulica de Tuberías y Canales, Arturo Rocha.

2.2.5. Granulometría del lecho del río.

Parámetros de mecánica de suelos

El gran interés del estudio de las propiedades de los sedimentos por la relación con las formas de fondo y por consiguientes con la resistencia y los regímenes de flujos, que reflejan los procesos de erosión, transporte y depósito del material erosionado de la superficie de la cuenca. (Apaclla, 2014)

Propiedades de los sedimentos.

Los sedimentos no cohesivos son aquellos cuyo movimiento depende solamente de las propiedades de las partículas que los componen y de la posición relativa entre las mismas.

Dentro de este grupo se encuentran las arenas y gravas. Los sedimentos cohesivos, por el

contrario, son aquellos cuyo movimiento inicial depende de la compleja interacción físico-química entre las partículas coloidales y los efectos de la presión de poros. (Barbosa, 2013)

Tamaño del sedimento

Para la caracterización del tamaño de sedimento se usa la escala sedimentológica de:

Tabla 3. Escala sedimentológica de Udden-Wentworth

Denominación	d (mm)			φ			d (μm)		
Cantos rodados muy grandes	4096	-	2048	-12	a	-11			
Cantos rodados grandes	2048	-	1024	-11	a	-10			
Cantos rodados medianos	1024	-	512	-10	a	-9			
Cantos rodados pequeños	512	-	256	-9	a	-8			
Guijarros grandes	256	-	128	-8	a	-7			
Guijarros pequeños	128	-	64	-7	a	-6			
Grava muy gruesa	64	-	32	-6	a	-5			
Grava gruesa	32	-	16	-5	a	-4			
Grava mediana	16	-	8	-4	a	-3			
Grava fina	8	-	4	-3	a	-2			
Grava muy fina	4	-	2	-2	a	-1			
Arena muy gruesa	2	-	1	-1	a	0			
Arena gruesa	1	-	1/2	0	a	1			
Arena mediana	1/2	-	1/4	1	a	2			
Arena fina	1/4	-	1/8	2	a	3			
Arena muy fina	1/8	-	1/16	3	a	4	125	-	62.5
Limo grueso	1/16	-	1/32	4	a	5	62.5	-	31.3
Limo mediano	1/32	-	1/64	5	a	6	31.3	-	15.6
Limo fino	1/64	-	1/128	6	a	7	15.6	-	7.8
Limo muy fino	1/128	-	1/256	7	a	8	7.8	-	3.9
Arcilla gruesa	1/256	-	1/512	8	a	9	3.9	-	1.95
Arcilla mediana	1/512	-	1/1024	9	a	10	1.95	-	0.98
Arcilla fina	1/1024	-	1/2048	10	a	11	0.98	-	0.49
Arcilla muy fina	1/2048	-	1/4096	11	a	12	0.49	-	0.24

Fuente: (Udden & Wentworth, 1922)

Forma de las partículas

“Es importante porque su forma variada puede afectar su comportamiento dentro del agua.

Pueden tener formas con tendencia a esferas, discos, láminas, elipsoides o ser

completamente irregulares”. (Apacla, 2014).

$$S.F. = \frac{c}{\sqrt{ab}} \quad (3)$$

Donde:

a: diámetro máximo de la partícula.

b: diámetro de la pantalla

c: diámetro de la partícula en una dirección perpendicular a las anteriores.

Muestreo de sedimentos en lechos de ríos.

El muestreo se debe realizar en todo el tramo del río en estudio y el número de muestras depende de la homogeneidad del material. Para un tramo de unos cien metros de longitud con arenas homogéneas bastará con una sola muestra. Las muestras se pueden tomar en el fondo del cauce sumergido, en barras, en islas o en playas.

Existen tres métodos para tomar muestras:

- a) Toma volumétrica de muestras para realizar un análisis granulométrico por peso convencional en laboratorio.
- b) Muestreo en una cuadrícula que puede tener 0.5 y 0.9 m de lado.
- c) Un muestreo aleatorio de partículas en una determinada distancia a lo largo de una línea recta las que se encuentran en la intersección de una malla de unos 15 m de lado mayor.

El primer método se aplica para arenas y gravas que permiten tomar una cantidad de material que puede ser transportada hasta el laboratorio. Los métodos 2 y 3 se aplican para materiales más gruesos donde el conteo de las partículas grandes reemplaza al muestreo volumétrico directo.

Si con los materiales gruesos se encuentran gravas y arenas, estas últimas se analizan con el primer método y los gruesos se combinan con el segundo o tercero y luego se realiza un análisis granulométrico compuesto.

Cada partícula se mide y se agrupa dentro de un tamaño apropiado o intervalo de clase y luego se desecha. Es suficiente analizar entre 75 y 100 partículas en cada muestreo.

(Ochoa, 2011)

Granulometría de los sedimentos.

La mayor parte de las distribuciones son obtenidas a partir de la frecuencia en peso por tamizado de una muestra volumétrica que se extrae del lecho del río. Sin embargo, cuando el lecho está compuesto por sedimentos gruesos (grava muy gruesa, guijarros y cantos rodados) generalmente se realiza un muestreo superficial individual, obteniéndose de esta manera una distribución de frecuencia por número. Por otra parte, para sedimentos finos ($d < 62.5 \mu\text{m}$) la distribución granulométrica se obtiene indirectamente mediante el análisis de sedimentación de una muestra volumétrica. (Basile, 2018)

Análisis granulométrico a partir de muestras superficiales

Para sedimentos gruesos se realiza un muestreo superficial según diversos métodos, tales como:

- ✓ El método de conteo de clastos de Wolman.
- ✓ El método de grillado.
- ✓ El método de muestreo areal.

Particularmente, en los primeros dos métodos, se realiza la medición directa, con regla, calibre o platina, de la longitud b (intermedia) de los clastos. (Basile, 2018)

Análisis granulométrico por tamizado de muestras volumétricas

El análisis granulométrico proporciona información valiosa sobre la distribución de tamaños de partículas y sus propiedades mecánicas, permitiendo evaluar el comportamiento del suelo en diversas aplicaciones, como cimentaciones, pavimentos y terraplenes. Este método implica la utilización de una serie de tamices con diferentes

aberturas para separar las partículas de suelo según su tamaño, es aplicable para gravas, arenas, limos y arcillas, aunque en el caso de arcillas y limos, es necesario complementar el análisis granulométrico con ensayos de plasticidad. El cumplimiento de las normas, como la ASSTHO, es fundamental para asegurar la calidad y consistencia de los análisis granulométricos. (Gutiérrez, 2023)

Tabla 4. Rango de tamices, según el ASTM.

Designación	Abertura (ϕ)	Designación	Abertura (ϕ)
3"	75 mm	N° 16	1180 μ
2"	50 mm	N° 20	850 μ
1 ½"	37,5 mm	N° 30	600 μ
1"	25 mm	N° 40	425 μ
¾"	19 mm	N° 50	300 μ
3/8"	9,5 mm	N° 60	250 μ
N° 4	4,75 mm	N° 100	150 μ
N° 8	2,36 mm	N° 140	106 μ
N° 10	2 mm	N° 200	75 μ

Fuente: (Hoyos Saucedo, 2000)

Conversión de distribución granulométrica

las muestras de sedimentos del lecho pueden ser obtenidas por muestreo superficial y por muestreo volumétrico, además, las muestras pueden ser analizadas por frecuencia de número de partículas por clase granulométrica (por número), o por frecuencia de peso de partículas por clase granulométrica (por peso). Basile, 2018)

Tabla 5. Factores de conversión según método de análisis y muestreo.

Método de	Conversión de	Factor
Análisis	Frecuencia en Número a Frecuencia en Número	d^3
	Frecuencia en Peso a Frecuencia en Número	$1/d^3$
Muestreo	Volumen a Grilla	d^3
	Grilla a Volumen	$1/d^3$
	Area a Grilla	d^2
	Grilla a Area	$1/d^2$
	Volumen a Area	d
	Area a Volumen	$1/d$

Fuente: Basile, 2018

Combinación de dos distribuciones granulométricas

Los métodos existentes para combinar dos distribuciones granulométricas, son el de combinación rígida y el de combinación flexible (Anastasi, 1984; Fehr, 1987) y el de ajuste de frecuencias (Fripp y Diplas, 1993).

Método de combinación flexible

En este método, una vez identificado el rango de similitud ($j, j+1$) a partir de la ecuación anterior, la parte de composición granulométrica más fina de la distribución combinada se determina calculando el valor inicial con la siguiente ecuación y aplicando las demás ecuaciones hasta alcanzar el extremo inferior de la distribución ($j=0$). (Basile, 2018)

$$F_{cf\ ini} = \frac{(F_{2j+1} - F_{2j})}{\left[\frac{F_{1j+1}}{F_{1j}} (1 - F_{2j}) \right] - (1 - F_{2j+1})} \quad (4)$$

$$F_{cf\ j-1} = F_{1j-1} \left(\frac{F_{cf\ ini(j)}}{F_{1j}} \right) \quad (5)$$

$$F_{cf\ j-2} = F_{1j-2} \left(\frac{F_{cf\ j-1}}{F_{1j}} \right) \quad (6)$$

La parte de granulometría más gruesa de la distribución combinada se determina calculando el valor inicial con la ecuación siguiente y aplicando recursivamente las ecuaciones siguientes. Hasta alcanzar el extremo superior de la distribución ($j=N$).

$$F_{cg\ ini(j+1)} = F_{cf\ ini(f)} \left[\frac{F_{1j+1}}{F_{1j}} \right] \quad (7)$$

$$F_{cg\ j+2} = \left[F_{cg\ ini(j+1)} - 1 \frac{(1 - F_{2j+2})}{(1 - F_{2j+1})} \right] + 1 \quad (8)$$

$$F_{cg\ j+3} = \left[F_{cg\ j+2} - 1 \frac{(1 - F_{2j+3})}{(1 - F_{2j+2})} \right] + 1 \quad (9)$$

2.2.6. Parámetros geométricos

La socavación local en estribos se da por la cantidad de parámetros que es necesario tomar en cuenta y porque varían notablemente de un punto a otro, como es el caso del ancho total del estribo con respecto al primer claro del puente (o longitud del estribo), ángulo de ataque de la corriente, el gasto teórico interceptado por el estribo, sus taludes y la forma de inclinación de las esquinas cuando la cara del estribo es vertical. (Apaella, 2014)

Según los estribos.

Longitud del estribo y profundidad

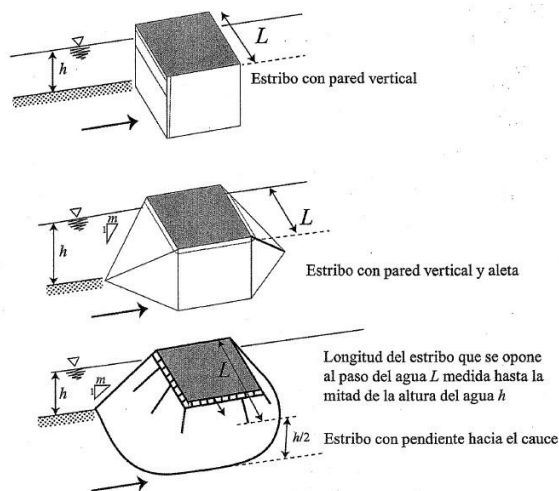
“Los estribos en largos y cortos, según la longitud que se opone al paso del flujo sea mayor que 25 veces la profundidad del agua, o menor que 1 vez esta profundidad, en su orden”.

(Guevara, 2016)

Formas del estribo

Las formas más frecuentes de estribos, que desvían el flujo de agua de distinta manera; las que se adaptan mejor al flujo, que crean menos perturbación y, por lo tanto, ocasionan menos profundidad de socavación. Estribos con pared inclinada hacia el cauce y con aletas son los que tienen mejor comportamiento. (Guevara, 2016)

Figura 3. Formas comunes de estribos

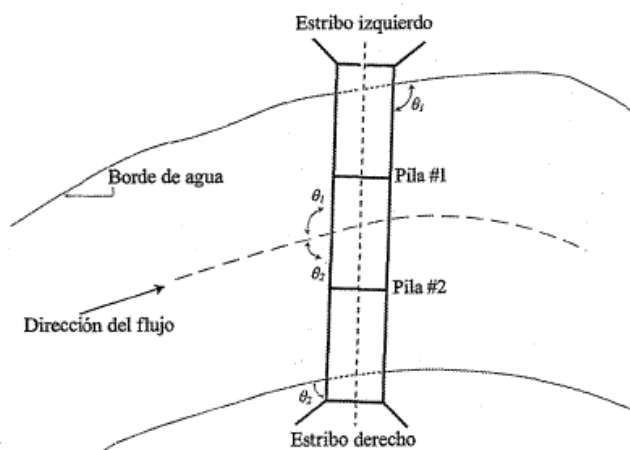


Fuente: Melville (1992)

Ángulo de ataque del flujo

La profundidad de socavación aumenta con el incremento del ángulo de ataque del flujo sobre la estructura. Estribos que apuntan hacia aguas arriba producen mayores profundidades de socavación. Por lo contrario, la profundidad de socavación disminuye cuando los estribos apuntan hacia aguas abajo. El ángulo de ataque debe analizarse para flujos bajos y altos y chequear la socavación para ambas condiciones. Si los estribos están contruidos en forma paralela, los ángulos de ataque son complementarios y la suma es igual 180°. (Guevara, 2016)

Figura 4. Ángulo de ataque del flujo sobre de estribos

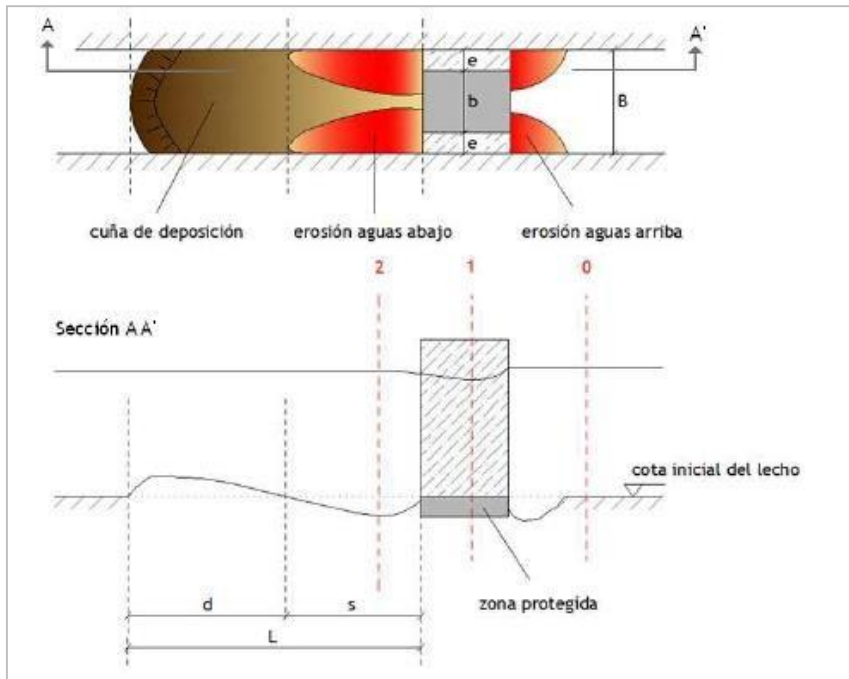


Fuente: Melville (1992).

Según estructura de protección de estribos.

Es el elemento que mejora la protección subestructural, el objetivo es no profundizar en el impacto que tiene dicha protección con en el entorno. Las variables geométricas, como la orientación de la franja protegida o de material rígido respecto de la dirección principal del flujo, la longitud en dicho sentido, la diferencia de alturas entre la cota de la protección y la del lecho aguas abajo, o a la pendiente longitudinal del cauce; y de tipo hidráulico que engloban las características geométricas, como son la extensión en planta, la variación de la cota de colocación respecto al nivel del lecho, el tamaño del elemento.

Figura 5. Planta y alzado del lecho del cauce en estructuras protegidas



Fuente: Nácher (2012)

Parámetros

d = Longitud de la cuña de deposición

s = Longitud de la fosa de socavación

L = Longitud total de afección aguas abajo

B = Sección original del cauce

b = Sección útil para el flujo en el estrechamiento

Secciones

0 = Condiciones iniciales de aproximación

1 = Estrechamiento y contracción del flujo

2 = Máxima profundidad de erosión aguas abajo

2.2.7. Socavación

La socavación del fondo de un cauce definido es el producto del desequilibrio entre el aporte sólido que trae el agua a una cierta sección y la mayor cantidad de material removido por el agua de esa sección. Y según el movimiento de sedimentos, existen dos formas de socavación; socavación en lecho móvil (cuando hay transporte de sedimentos del lecho desde aguas arriba hasta el sitio del puente y alcanza su equilibrio cuando la cantidad de material transportado iguala la cantidad de material removido) y socavación en agua clara (cuando la socavación alcanza el equilibrio del esfuerzo cortante en el lecho es

menor que al requerido para el inicio del movimiento de las partículas). (Guevara, 2016)

Tipos de socavación.

Socavación general

Se debe al desequilibrio ocasionado por la diferencia de capacidad de transporte entre dos secciones consecutivas que definen un tramo; aquí las erosiones tienen lugar cuando el volumen de sedimento que es removido por la sección de aguas abajo en un cierto periodo. Este fenómeno es un proceso natural que puede ocurrir a todo lo largo del río. (Apacla, 2014)

Socavación transversal o por contracción

La erosión por contracción puede darse de manera natural en cauces debido al estrechamiento de la sección transversal de los mismos, pero una de las principales localizaciones de este problema es en entono del puente, debido al estrechamiento que producen las pilas y la parte de los estribos que penetra en el cauce.

Pueden producirse tanto en condiciones de aguas claras como en condiciones de lecho vivo, y está directamente relacionada con el grado de estrechamiento o relación de contracción en la sección transversal del cauce. (Nácher, 2012)

Socavación en curvas

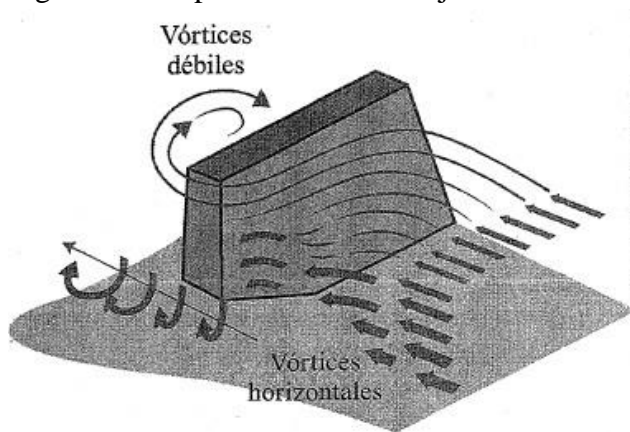
Se genera en el fondo cerca al lado cóncavo de la curva o talud exterior debido al flujo helicoidal que forma cuando el río cambia de dirección. Generalmente la profundidad máxima se observa en el tramo de la mitad de la curva hacia aguas abajo; sin embargo (y por su posición), depende de la dirección del flujo a la entrada y su trayectoria a lo largo de la curva. (Apacla, 2014)

Socavación local

En este caso tenemos la socavación local que se produce en los estribos, es por la

obstrucción del paso del agua. Esta obstrucción forma un vórtice de eje horizontal que empieza en la parteaguas arriba y corre a lo largo del pie de la estructura, y un vórtice de eje vertical al final de ésta. El vórtice al pie del estribo es muy similar al vórtice de herradura de las pilas y el vórtice al final es semejante a los vórtices de estela más débiles que se forman aguas abajo. (Guevara, 2016)

Figura 6. Comportamiento del flujo en estribos



Fuente: Richardson et al (2001) & Guevara (2016)

La socavación local en las descargas, el tramo erosionado se alarga debido a que las descargas del río remueven y transportan el sedimento del fondo. Cuando el material del fondo contiene boleos tiende a acorazarse, es decir quedan en la superficie las partículas de mayor diámetro, las cuales protegen a las que se encuentran debajo. La erosión aguas abajo depende principalmente de las descargas, su variación y duración, de las características del material del cauce, y, por consecuencia, del transporte de sedimentos. (Apacla, 2014)

Los flujos a través de estructuras hidráulicas ocurren frecuentemente en forma de chorros de agua turbulentos. Generalmente, las velocidades son suficientemente altas para que éstos puedan producir fosos de socavación de dimensiones notables e incluso peligrosas. Los chorros pueden ocurrir bajo diferentes configuraciones. (Muela, 2012)

2.2.8. Estimación de socavación.

El enfoque dado al cálculo de las máximas profundidades de socavación local en la actualidad parte de suponer que ésta depende de variables que caracterizan al flujo, al material del lecho en el cauce y a la geometría del puente, para terminar con una ecuación empírica de tipo determinístico. (Guevara, 2016)

Socavación general.

Metodo de Lischvan-Levediev

Es un método que permite calcular la socavación del cauce durante crecientes independientemente de que exista o no un puente.

El método propuesto por Lischvan-Levediev es el más usado en nuestro país para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e). (MTC, 2012)

Velocidad real del flujo (V_r)

$$Q_d = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (10)$$

Q_d : caudal de diseño (m^3/s)

A : área hidráulica (m^2)

R : radio hidráulico (m)

S : pendiente hidráulica, o pendiente media del río asumiendo flujo uniforme.
 n : coeficiente de rugosidad de Manning

$$\alpha = \frac{Q_d}{AR^{2/3}} = \frac{S^{1/2}}{n} \quad (11)$$

α : coeficiente de sección dependiendo de las características hidráulicas.

$$V_r = \frac{\alpha h^{5/3}}{H_s} \quad (12)$$

Vr: velocidad real del flujo.

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

Velocidad erosiva (Ve)

✓ Para suelos granulares.

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

$$V_e = 0.68\beta D_m^{0.28} H_s^z \quad (13)$$

Donde:

V_e: velocidad erosiva

β: coeficiente de frecuencia

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

z: exponente variable en función del diámetro medio de la partícula.

$$d_m = 0.01 \sum - di * pi \quad (14)$$

Donde:

di: diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza.

pi: peso como porcentaje de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben necesariamente ser iguales entre sí.

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 * \text{Log}T_r \quad (15)$$

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

Tr: tiempo de retorno.

$$z = 0.394557 - 0.04136 \text{Log}D_m - 0.0089 \text{Log}^2 D_m \quad (16)$$

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

Las siguientes expresiones asumen que los suelos son homogéneos y que la rugosidad del

cauce es constante.

Para suelos granulares.

$$V_e = 0.68\beta D_m^{0.28} H_s^z \quad (17)$$

$$V_r = \frac{\alpha h^{5/3}}{H_s} \quad (18)$$

Para un caudal constante se igualan las dos expresiones anteriores y despejando resulta:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68\beta D_m^{0.28}} \right]^{1/1+z} \quad (19)$$

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

El factor de corrección por contracción μ es menor que 1 y contribuye al aumento de la profundidad de socavación.

Tabla 6. Coeficiente de contracción, μ

Velocidad media en la sección, en m / seg	Longitud libre entre dos estribos												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

V: velocidad media en la sección transversal

μ : 1.0 si no hay obstáculos

$$\alpha = \frac{Q_d}{(H_m^{5/3} B_e \mu)} \quad (20)$$

Donde:

Qd: caudal de diseño (m³/s)

Be: ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal.

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

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

Agua clara.

$$\phi = 1.0, \text{ si } \gamma_m = 1.0 \text{ t/m}^3 \quad (21)$$

γ_m : peso específico de la muestra agua sedimento

Lecho móvil.

$$\phi = -0.54 + 1.5143\gamma_m, \text{ Si } \gamma_m > 1.0 \text{ t/m}^3 \quad (22)$$

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

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

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68\beta\mu\phi D_m^{0.28}} \right]^{1/z} \quad (23)$$

Donde:

H_s, h (m)

D_m (mm)

β : coeficiente de frecuencia

μ : factor de corrección por contracción del cauce.

ϕ : factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

Suelos cohesivos.

$$V_e = 0.60\beta\gamma_m^{1.18} H_s^x \quad (24)$$

$$V_r = \frac{\alpha h^{5/3}}{H_s} \quad (25)$$

Para un caudal constante se igualan las dos expresiones anteriores y considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua durante crecientes, se tiene:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60\beta\mu\phi\gamma_m^{1.18}} \right]^{1/1+x} \quad (26)$$

H_s, h (m)

γ_m : peso específico del sedimento del lecho (t/m^3)

β : coeficiente de frecuencia

μ : factor de corrección por contracción del cauce.

ϕ : factor de corrección por forma de transporte de sedimentos

$$ds = H_s - h \quad (27)$$

Donde:

ds: Profundidad máxima de socavación.

Socavación transversal o por contracción.

Método de Laursen.

Considera los casos de socavación en lecho móvil o en agua clara.

✓ *Cálculo de la socavación por contracción en lecho móvil*

Se usa una versión modificada de la ecuación de Laursen de 1960 (Arneson, Zevenbergen,

Lagasse & Clopper, 2012 y Laursen, 1960). La ecuación asume que el material del lecho es transportado desde la sección aguas arriba del puente.

$$\frac{H_s}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{k_1} \quad (28)$$

$$ds = H_s - h_0 \quad (29)$$

Donde:

Hs: profundidad media del flujo en el cauce en la sección contraída del puente después de la socavación (m).

h0: profundidad media del flujo (profundidad hidráulica). Puede tener dos valores: h2 medido en la sección contraída del puente antes de la socavación, se toma la ST dentro del puente aguas arriba, o, puede usarse h1 en cauces arenosos con lecho móvil, caso en el que el hueco de socavación es rellanado por sedimentos (m).

h1: profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en el cauce principal y laderas que transportan sedimentos aguas arriba del puente (m).

h2: profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la sección contraída del puente antes de la socavación.

Q1: caudal en la sección aguas arriba sin influencia del puente en la zona de la cauce principal y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con aguas clara (m³/s).

Q2: caudal en la sección contraída del puente y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara (m³/s).

B1: ancho neto del cauce principal y laderas en la sección aguas arriba sin influencia del puente en la zona que transporta sedimentos (m).

B2: ancho neto del cauce principal y laderas que transportan sedimentos en la sección contraída del puente sustrayendo el ancho de las pilas (m).

k1: exponente función del modo de transporte del sedimento, de la velocidad cortante aguas arriba del puente y de la velocidad de caída del material del lecho.

Tabla 7. Valores del Coeficiente k1

V*/W	K1	Modo de transporte del sedimento de lecho
<0.50	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho
0.50 a 2.00	0.64	Algo de material de lecho suspendido
>2.0	0.69	Mucho material del lecho suspendido

Fuente: Amason, Zevenbergen, Lagasse & Clopper, 2012.

$$V^* = \sqrt{gh_1 S_{f1}} \quad (30)$$

$$V_c = 6.19h^{1/6} D_{50}^{1/3} \quad (31)$$

V*=Vc: velocidad cortante en el cauce principal o ladera con lecho móvil en la sección aguas arriba del puente (m/s).

W: velocidad de caída para D50 con la figura.20 (m/s).

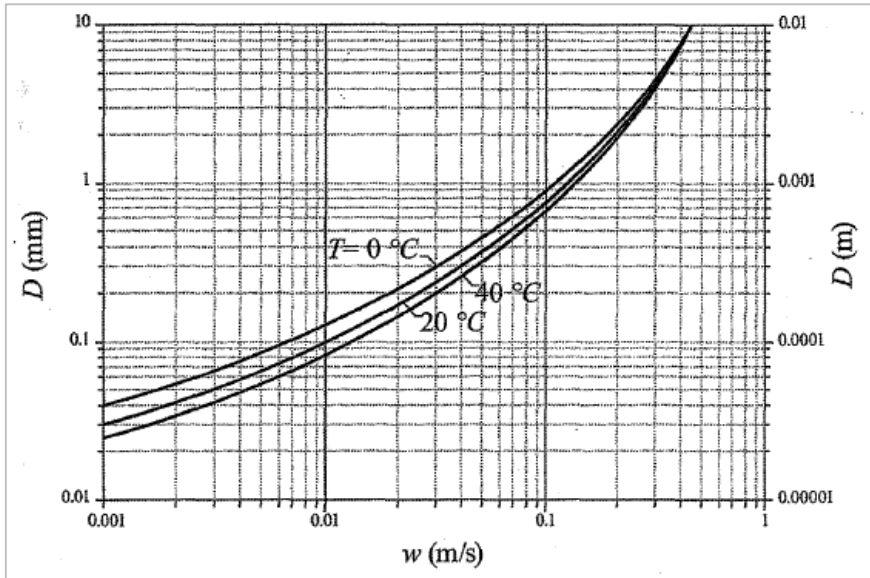
g: aceleración de la gravedad = 9.81 m/s².

S_{f1}: gradiente hidráulico en la sección de aguas arriba del puente (mm/m).

D50: diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m).

h: Profundidad del flujo aguas arriba.

Figura 7. Velocidad de caída (w) para partículas de arena (Ameson, Zevenbergen, Lagasse & Clopper, 2012).



Fuente: Ameson et al (2012)

Método de Straub

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

$$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{0.642} h_1 \quad (32)$$

$$D_s = H_s - h_1 \quad (33)$$

B1: ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción (m).

B2: ancho de la superficie libre del cauce en la contracción (m).

h1: tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción (m).

Estimación de la socavación local en estribos de puente.

Método de Artamonov

Este método permite calcular no solo la profundidad de socavación al pie de estribos sino además al pie de espigones.

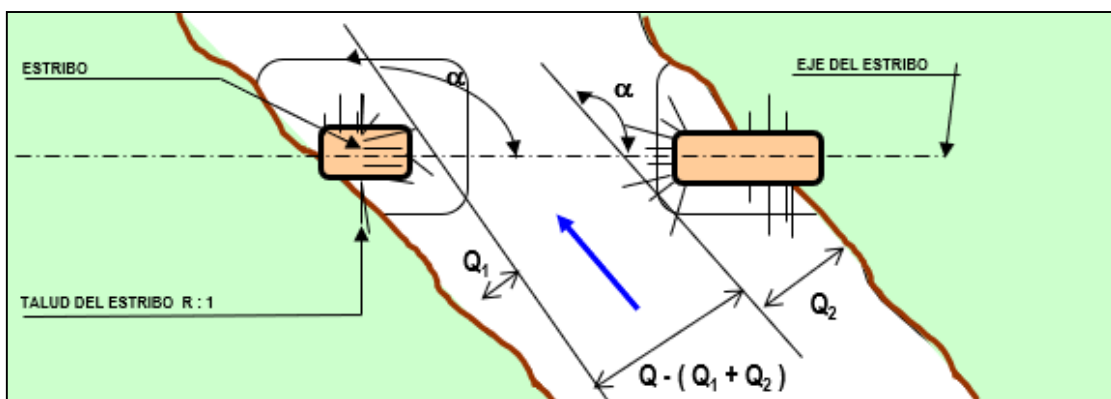
En el desarrollo de la ecuación se ha considerado que este tipo de socavación depende de varios factores, entre los que destacan los siguientes:

Porción de caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente Q1 o Q2 (ver figura 08).

El talud que tiene los lados del estribo (mH:1.0V)

Ángulo entre el eje longitudinal del puente y la corriente (θ)

Figura 8. Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov



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

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h \quad (34)$$

Donde:

H_T : Profundidad del agua al pie del estribo o espigón medida desde la superficie libre de la corriente.

K_θ : Coeficiente que depende del ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal del puente (ver tabla 8).

K_Q : coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo Q_1/Q_2 , y el caudal total Q_d que escurre por la sección transversal (ver tabla 9).

K_m : Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo (ver tabla 10).

h : Tirante de agua en la zona cercana al estribo o al espigón antes de la socavación.

Tabla 8. Coeficiente de corrección K_θ

θ	20°	60°	90°	120°	150°
K_θ	0.84	0.94	1	1.07	1.19

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

Tabla 9. Coeficiente de corrección K_Q

Q_l/Q_d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
K_Q	2	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.1	4.2

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

Tabla 10. Coeficiente de corrección K_m

TALUD m	0	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
K_m	1	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

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

Método de Froehlich.

La ecuación dada por Froehlich está basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil. HEC-18 (1993) recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación.

Socavación en agua clara y en lecho móvil.

La ecuación de Froehlich que a continuación se expone es muy utilizada en los Estados Unidos de América.

$$\frac{y_s}{h_e} = 2.27 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.43} F_{re}^{0.61} + 1 \quad (35)$$

Donde:

$H_s=y_s$: profundidad de socavación (m)

h_e : profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación

obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m).

K_f : coeficiente que depende de la forma del estribo. Ver tabla y figura.

K_θ : coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo. Ver ecuación y figura

L : longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo (m).

F_{re} : número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

Tabla 11. Coeficiente por forma del estribo K_f . Método de Froehlich

Descripción	K_f
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

Fuente: Hec-18, 1993 (Manual HHD de MTC, 2012)

$$K_\theta = (\theta/90)^{0.13} \quad (36)$$

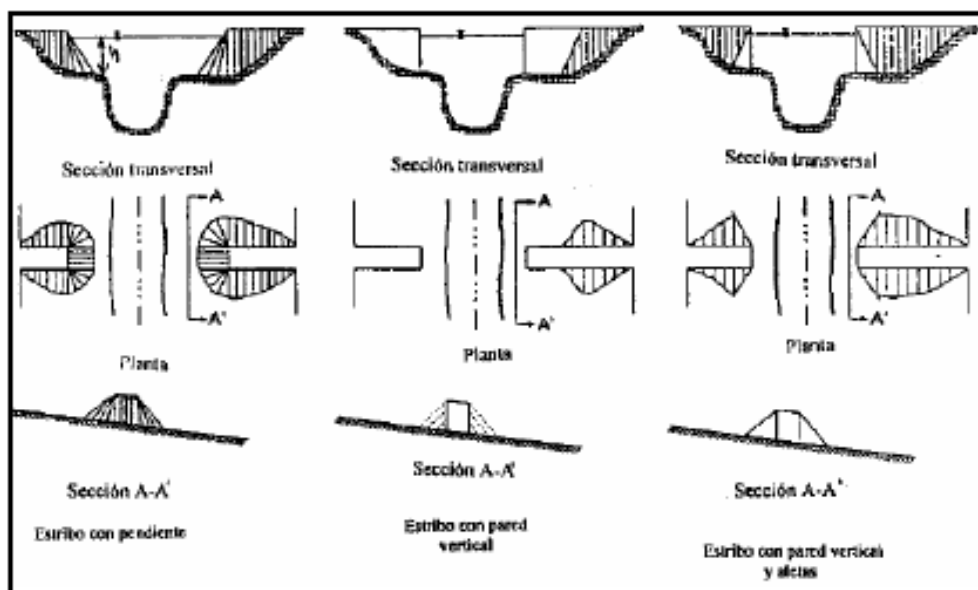
Donde:

θ : Ángulo de inclinación del estribo. Ver figura

($\theta < 90^\circ$), si el estribo está inclinado hacia aguas abajo.

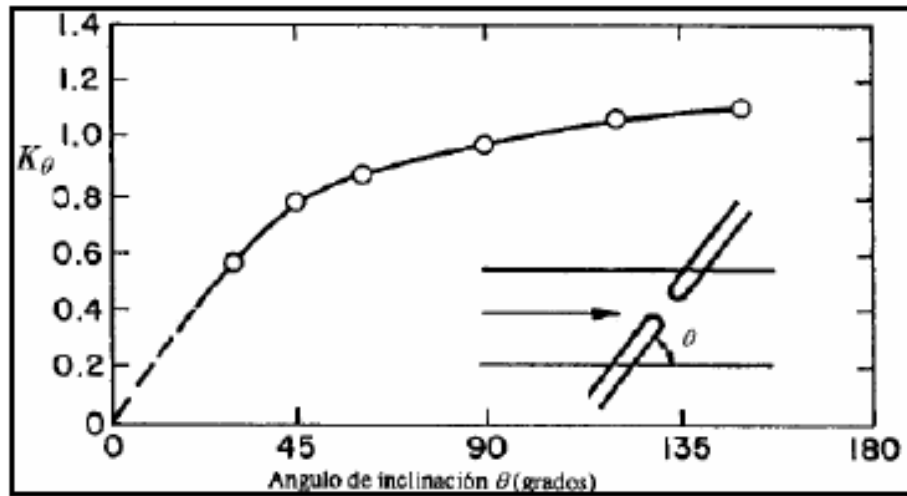
($\theta > 90^\circ$), si el estribo está inclinado hacia aguas arriba.

Figura 9. Formas comunes de estribos.



Fuente: HEC-18, 1993

Figura 10. Factor de corrección K_θ .



Fuente: HEC-18, 1993

$$h_e = A_e / L \quad (37)$$

$$Fr_e = \frac{v_e}{\sqrt{gh_e}} \quad (38)$$

$$V_e = \frac{Q_e}{A_e} \quad (39)$$

Donde:

V_e : velocidad del flujo obstruido por el estribo y los accesos al puente en la sección de aguas arriba (m/s)

Q_e : Caudal obstruido por los estribos o accesos, medido aguas arriba del puente (m³/s)

A_e : Área de flujo de la sección aguas arriba obstruida por los estribos (m²)

Socavación en agua clara

Froehlich también propone una ecuación únicamente para condiciones de socavación en agua clara, pero tiende a dar valores muy bajos y no se ha verificado con datos de campo, por lo que HEC-18 (1993) no recomienda su uso. Esta ecuación implica que el material del lecho del río tenga un $D_{50} \geq 7.6$ cm y que la desviación estándar geométrica del sedimento σ_g sea mayor a 1.5. Se presenta el método a efectos de comparación de resultados con otros métodos.

$$\frac{y_s}{h_e} = 0.78K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.63} F_{re}^{1.16} \left(\frac{h_e}{D_{50}}\right)^{0.43} \sigma_g^{-1.87} + 1 \quad (40)$$

$$\sigma_g = \left(\frac{D_{34}}{D_{16}}\right)^{0.5} \quad (41)$$

Método de HIRE

La ecuación desarrollada a partir de datos del cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos para la socavación que produce en la punta de los espigones o espolones construidos en el río Mississippi. La ecuación HIRE es por el tanto aplicable cuando el estribo penetra en el cauce principal.

$$y_s = 4h \left(\frac{K_f}{0.55}\right) K_\theta F_r^{0.33} \quad (42)$$

Donde:

Hs=y_s: profundidad de socavación (m).

h: profundidad media del flujo al pie del estribo en el cauce principal, considerando la sección transversal inmediatamente aguas arriba del puente (m).

F_r: número de Froude basado en la velocidad y profundidad al pie justo aguas arriba del estribo.

K_f: factor de corrección por forma del estribo.

K_θ: factor de corrección por ángulo de ataque del flujo.

Socavación local aguas abajo de una protección.

La socavación local aguas abajo de una losa rígida fue investigada experimentalmente por Breusers, Chatterjee y Ghosh, Hassan y Narayanan y Chatterjee et al., entre otros.

Chatterjee y Ghosh realizaron una investigación experimental para determinar los parámetros hidráulicos que permiten el cálculo del transporte de sedimento debido a un chorro horizontal bidimensional sumergido que fluye sobre una losa hacia un fondo de arena.

Método de Breusers y Raudkivi

Breusers y Raudkivi (1991) recomiendan utilizar las siguientes expresiones para determinar la profundidad, ancho y longitud de las fosas de socavación aguas abajo de alcantarillas:

Profundidad de socavación:

$$\frac{y_s}{D} = 0.65 \frac{V_0^{1/3}}{v_c} \quad (43)$$

Ancho de socavación:

$$\frac{B_s}{D} = 7.5 Fr^{2/3} \quad (44)$$

Longitud de socavación:

$$\frac{L_s}{D} = 15 Fr^{2/3} \quad (45)$$

Donde:

V_0 = Velocidad promedio en la alcantarilla (m/s)

D = Diámetro de la alcantarilla (m)

V^*c = Velocidad de cortante crítica para el material de suelo (m/s)

Método de Mikhalev

Para calcular la socavación máxima generada por un vertedero sobre una superficie sin proteger para materiales granulares con diámetro medio, mayor de un milímetro Mikhalev

(1971) propuso la siguiente ecuación:

$$\frac{z+h_d}{b_1} = 4.8 \sin \beta_1 + 0.33 \cos \beta_1 \frac{Fr_D^{4/3}}{k \frac{h_d^{1/3}}{D_{95}}} - 1 \quad (46)$$

$$Fr_D = \frac{\sqrt{U_0^2 + V_1^2}}{\sqrt{g D_{95}}} \quad (47)$$

$$b_1 = \frac{q}{\sqrt{U_0^2 + V_1^2}} = \frac{q}{\sqrt{U_0^2 + 2gy\phi^2}} \quad (48)$$

$$\beta_1 = \tan^{-1} \frac{\sqrt{2gy}}{U_0} \quad (49)$$

Donde:

z = Profundidad máxima de socavación. (m)

h_d = Profundidad de fujo aguas abajo de la socavación. (m)

b_1 = Espesor del chorro. (m)

β_1 = Ángulo de caída del chorro

U_0 = Velocidad del agua en la cresta (flujo crítico)

V_1 = Velocidad del chorro (a calcular por fórmulas básicas de hidráulica). m/s

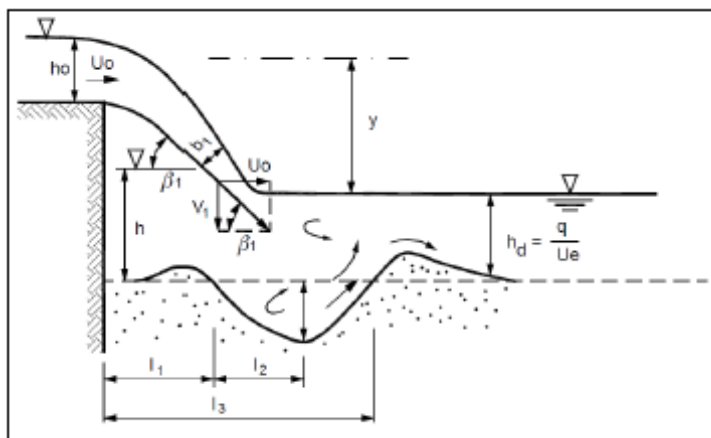
q = Descarga o caudal específico. (m³/m)

y = Altura de caída. (m)

k = Coeficiente que depende de la profundidad del agua, aguas abajo y del diámetro de las partículas.

ϕ = Coeficiente de velocidad, esencia crucifixión.

Figura 11. Socavación al pie de un vertedero



Fuente: Basile, 2018

Tabla 12. Valores de coeficientes de k

Hd/D95	k
>10	1.21
10	1.26
<10	1.36

Fuente: Basile, 2018

Tabla. 13. Valores de coeficientes de velocidad

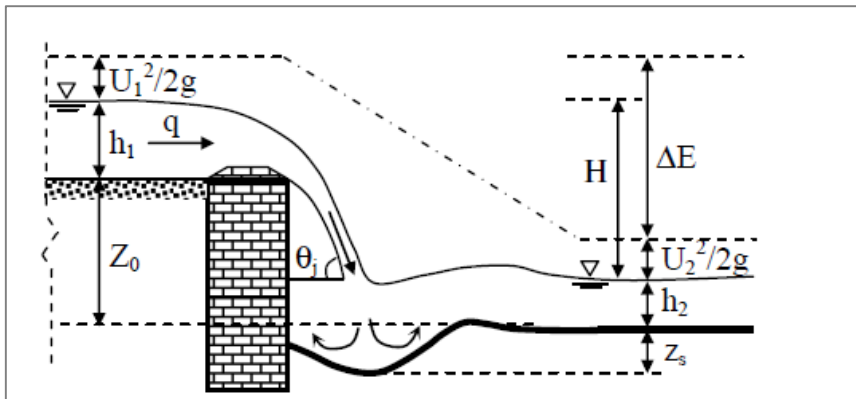
y, altura de caída del agua (m)	Φ Coeficiente de velocidad
1	0.97
2	0.95
3	0.91
4	0.88
5	0.86

Fuente: Basile, 2018

Método de Schoklitsch (1932)

El autor propuso una ecuación, derivada a partir del análisis de erosiones por chorros zambullidos en ríos con lechos no protegidos. (Basile, 2018)

Figura 12. Esquematización de variables de flujo y erosión al pie de una caída (chorros 2D).



Fuente: Basile, 2018

$$Z_s = C \frac{H^{0.57} q^{0.5}}{D_{90}^{0.32}} - h_2 \quad (50)$$

Donde:

Z: profundidad de erosión respecto al lecho original (m).

h_2 : Profundidad de flujo normal aguas abajo (m).

q : caudal específico (m^2/s).

D_{90} : diámetro para el cual el 90% del sedimento del lecho es más fino (mm).

H : diferencia entre el nivel de flujo normal aguas arriba y aguas abajo del salto (m).

$C=4,72$

Método de Veronose (1937):

Desarrolló una ecuación a partir del análisis de datos en modelos físicos, la cual se expresa como (Lagasse et. Al, 2012):

$$Z_s = 1.9H^{0.225}q^{0.54} - h_2 \quad (51)$$

Método de Damle et al. Y Martin (1966):

Analizaron datos de modelos físicos y vertederos reales con sistema de disipación de energía tipo salto esquí y propusieron. (Basile, 2018)

$$Z_s = 0.54H^{0.5}q^{0.5} \quad (52)$$

Método de Fahlbusch

Para estimar la erosión máxima debida a chorros bidimensionales zambullidos, Fahlbusch (1994) propuso la siguiente ecuación, también recomendada por Hoffmans (1997). (Basile, 2018)

$$Z_s = \frac{20}{\kappa} \sqrt{\frac{qU_{ij} \sin \theta_j}{g}} - h_2 \quad (53)$$

$$U_{ij} = (2gH)^{0.5} \quad (54)$$

Donde:

U_{ij} : velocidad del chorro (m/s)

θ_j : ángulo de ataque del chorro respecto a la horizontal (grado), ver figura 25.

g : aceleración de la gravedad (m/s^2).

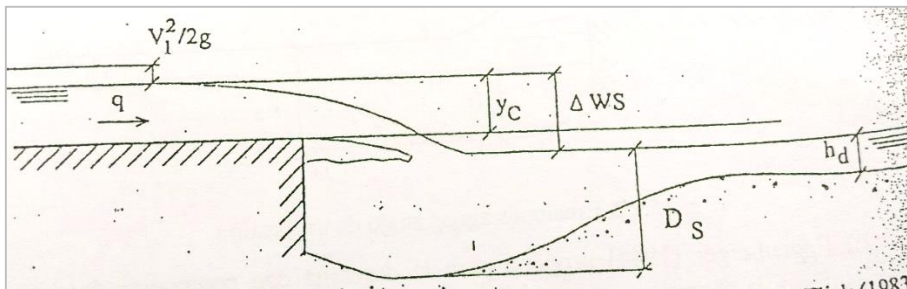
k : factor de erosión que se expresa en función de D_{90} (mm).

$$k = \begin{cases} 2.95D_{90}^{1/3} & 0.1 < D_{90} \text{ (mm)} < 12.5 \\ 6.85 & D_{90} \text{ (mm)} \geq 12.5 \end{cases} \quad (55)$$

Laursen y Flick (1983)

Dentro de sus últimos trabajos, el de Laursen y Flick proponen para la erosión, por vertido la fórmula. (Martínez, 2001).

Figura 13. Esquemmatización de variables de flujo y erosión al pié de una caída.



$$\frac{D_s}{y_c} = 8 \left(\frac{V_c}{W_0} \right)^3 - \frac{6 + \left(\frac{V_c}{W_0} \right)}{\sqrt{1 + 2\Delta WS/y_c}} \quad (56)$$

Donde:

D_s : la erosión aguas abajo (desde la superficie del agua) y_c : calado crítico

W_0 : velocidad de sedimentación equivalente (la de una esfera de material tipo cuarzo, de diámetro el del material erosionado) ΔWS : altura de caída del agua.

2.2.9. Modelos matemáticos.

El software HEC-RAS fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center, 1998) del cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE. UU. (U.S. Army Corps of Engineers), el cual es una evolución del conocido y ampliamente utilizado HEC-2, con varias mejoras con respecto a este. El modelo numérico incluido en este programa permite realizar análisis del flujo permanente unidimensional (1D) gradualmente variado en cauces naturales de secciones transversales de geometría cualquiera. (Guevara, 2016)

El sistema es capaz de realizar el cálculo de perfil de flujo en régimen estacionario y no estacionario, y también incluye (desde su versión 3.1 en adelante) un módulo elemental para estimar el transporte de sedimentos y realizar varios cálculos de diseño hidráulico.

(G. Ramseyer, 2015)

Flujos Bajos.

Ecuación de la energía (Bernoulli 1D)

Se usa para flujo gradualmente variado.

$$Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_e \quad (57)$$

$$\alpha = \frac{1}{V^3 A} \int V^3 dA \quad (58)$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad (59)$$

Donde:

Y_1, Y_2 : profundidad del agua en la sección transversal.

Z_1, Z_2 : elevación del lecho del tramo.

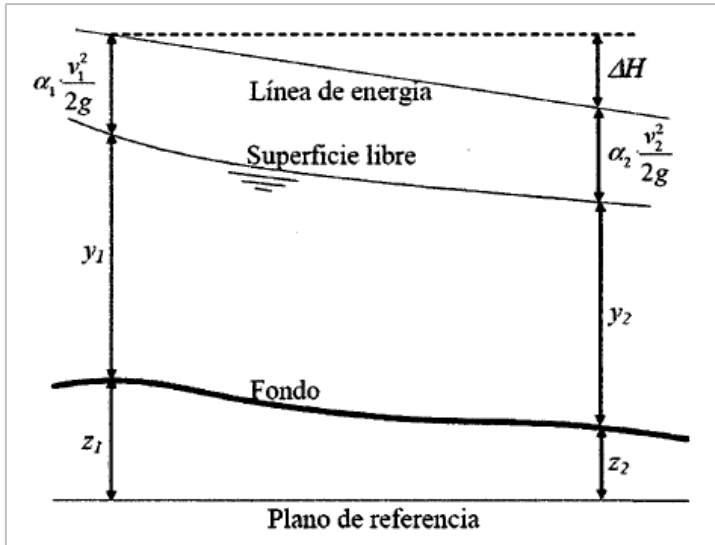
V_1, V_2 : velocidades promedio (Q total / A total).

α_1, α_2 : coeficiente de distribución de velocidades de Coriolis que se estima en cada sección a partir de la distribución de velocidades.

g: aceleración de la gravedad.

h_e : pérdida principal de energía.

Figura 14. Representación de los términos de la ecuación de la energía.



Fuente: CEA, L. (2012)

La pérdida principal de energía (h_e) entre dos secciones transversales está relacionada con pérdidas por fricción y pérdida por contracción o expansión.

La ecuación para la pérdida principal de energía se aprecia en la siguiente expresión. La primera es la pérdida por fricción y la segunda por contracción o expansión.

$$h_e = LS_f + C \left[\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right] \quad (60)$$

Donde:

L: longitud del tramo.

S_f : pendiente de fricción entre dos secciones.

C: coeficiente de pérdida por expansión o contracción.

$$C_e = 0.3 - 0.5; C_c = 0.1 - 0.3$$

Para determinar la pendiente de fricción podemos usar la ecuación de Manning o el promedio aritmético de pendientes.

$$S_f = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} \quad (61)$$

$$S_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad (62)$$

Ecuación de Horton Einstein para rugosidad compuesto.

$$n = \left[\frac{\sum P_i n_i^{3/2}}{P} \right]^{2/3} \quad (63)$$

Método explicativo (régimen permanente).

Dado un caudal constante calcular el calado en cada sección del río.

Resolución mediante proceso iterativo:

- ✓ Desde aguas abajo hacia aguas arriba en régimen lento.
- ✓ Desde aguas arriba hacia aguas abajo en régimen rápido.
- ✓ Proceso iterativo:

Suponer cota de agua en 2.

Calcular energía en 2 como E₂ y como E'₂.

Comparar. Si la diferencia es grande, iterar.

$$\underbrace{Z_2 + Y_2 + \alpha_2 \frac{Q_2^2}{2gA_2^2}}_{E_2} = \underbrace{Z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{Q_1^2}{2gA_1^2} + S_f L + \Delta H}_{E'_2} \quad (64)$$

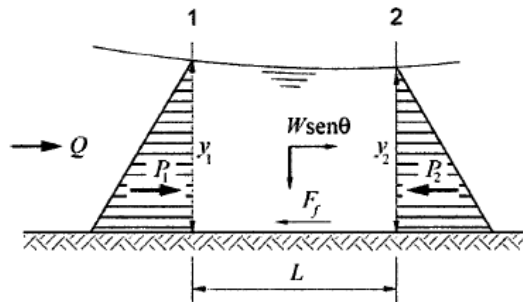
Ecuación de cantidad de movimiento.

Se usa para flujo gradualmente variado y flujo rápidamente variado.

Dentro de HEC-RAS, la ecuación del momento puede ser aplicada para los siguientes problemas específicos: la presencia de saltos hidráulicos; flujos hidráulicos bajos en puentes; y cruces de ríos. La ecuación de momentos se deriva de la segunda ley del movimiento de Newton: “El cambio de la cantidad de movimiento por unidad de tiempo es igual al resultante de las fuerzas exteriores”.

$$\Sigma F_x = ma = \frac{mv}{t} \quad (65)$$

Figura 15, Grafica para la deducción de la fuerza especifica.



Fuente: Rocha, A. 2003

$$ma = \frac{m(\beta_2 v_2 - \beta_1 v_1)}{t} = P_1 - P_2 + W \text{sen} \theta - F_f \quad (66)$$

$$\frac{m}{t} = \rho Q \quad (67)$$

$$\beta Q(\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) = P_1 - P_2 + W \text{sen} \theta - F_f \quad (68)$$

Flujos Altos.

Agua en contacto con la losa del puente, en este caso se usan las ecuaciones:

Ecuación de la energía.

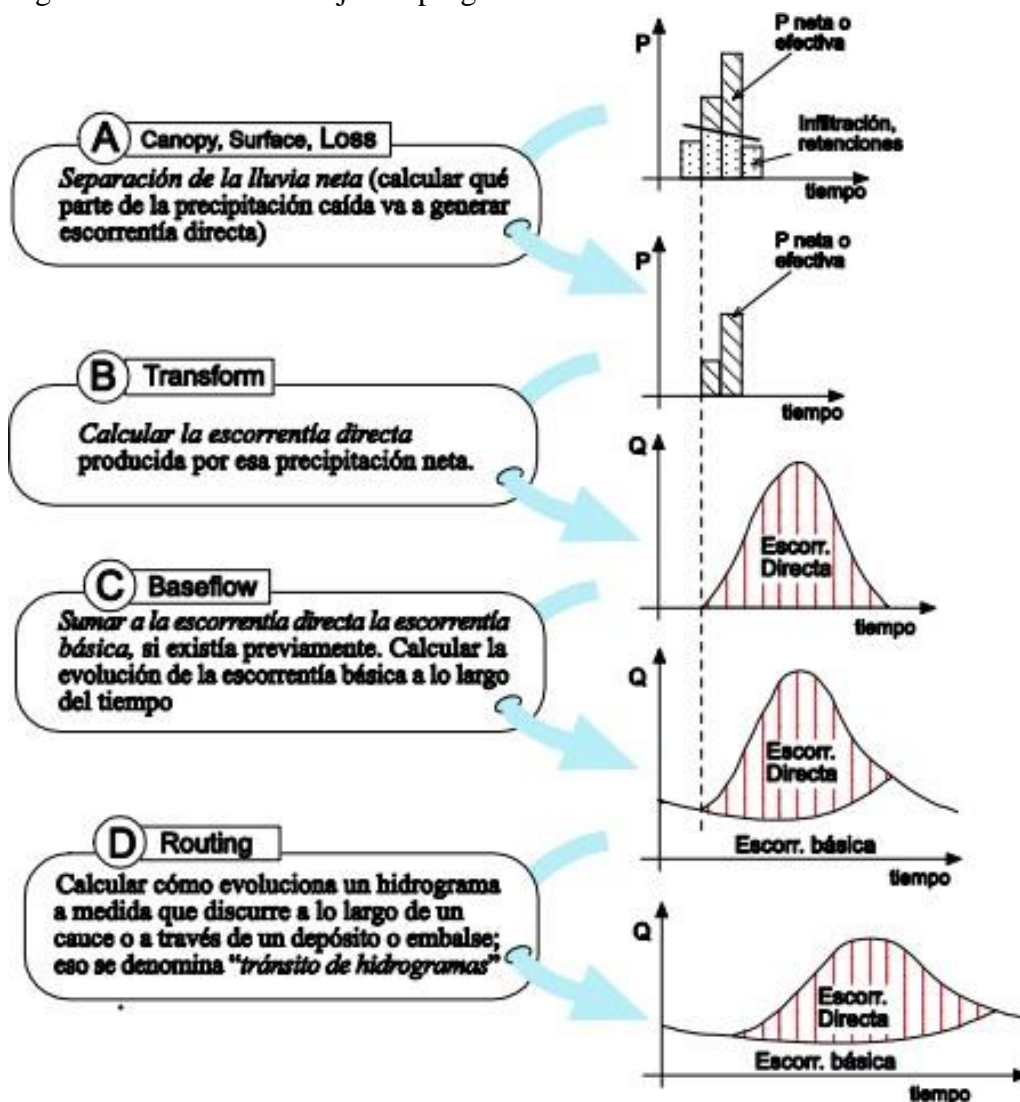
Ecuación de orificios o vertederos.

Modelamiento con HEC-HMS

Es un programa que calcula el hidrograma producido por una cuenca si le facilitamos datos de la cuenca y datos de precipitaciones.

Las diversas fases de trabajo del programa pueden esquematizarse así:

Figura 16. Fases del trabajo del programa.



Fuente: Manuel de HEC-HMS.

HMS permite establecer varias subcuencas. El programa realiza los cálculos de las tres primeras fases (A, B, C) para cada subcuenca, y calcula la última fase (D) para cada tránsito a lo largo de un cauce (la evolución del hidrograma que, generado en la salida de una subcuenca, circula por otra distinta). En los puntos de unión, suma los caudales generados por varios elementos. Finalmente nos proporciona los hidrogramas generados (en tabla y en gráfico) para cada subcuenca y para el total de la cuenca.

2.3. Definición de términos.

Velocidad real media. Consiste en suponer que el caudal que pasa por cualquier franja de ancho fijo de la sección permanece constante durante el proceso de erosión. Está en función de la profundidad que puede ser obtenida mediante el análisis de una franja vertical de ancho que se aplica la ecuación de Manning. Considerando la turbulencia que el flujo produce cerca de los pilares y estribos, es necesario aplicar en la fórmula el coeficiente de contracción. (Apacla, 2014)

Velocidad erosiva. Está función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. No es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión. (Guevara, 2016)

Inicio del movimiento. Al fluir el agua por encima de esta capa de sedimento las partículas experimentan una fuerza de arrastre, si la velocidad del agua es baja no existe movimiento de las partículas; pero al aumentar el caudal lo hará también la velocidad del flujo y por consiguiente la fuerza de arrastre hasta llegar a la situación crítica en que la fuerza de arrastre es lo suficientemente grande para iniciar el movimiento de las partículas menos estables. (Basile, 2018)

Transporte de sedimentos. En el lecho puede ocurrir de tres formas (Galiano & Toapaxi, 2010); por el fondo, constituye un 10% del transporte total, depende del caudal, pendiente o la granulometría. En suspensión (representa casi el 90% del transporte total), ocurre debido a que la acción de las componentes verticales de la turbulencia empuja y transportan en suspensión al sedimento con la corriente. Carga de lavado, que son todas las partículas suspendidas que, debido a sus características, principalmente el tamaño, no se

sedimentan. Proceden en su mayoría del lavado de la cuenca. (Barros et al. 2020)

Acorazamiento. Es un fenómeno natural que se presenta cuando el cauce tiene granulometría extendida y el esfuerzo cortante producido por el escurrimiento es menor que el esfuerzo que pueden resistir los granos más grandes de sedimento y mayor del que pueden soportar las partículas más pequeñas. Esto produce que en el fondo del cauce se incremente el número de partículas más gruesas no arrastradas y se forme una capa denominada coraza, predominando material de menor tamaño en el transporte de sedimentos. (Reyes et al. 2005)

Vórtices. Desplazan el material constituyente del lecho, aun cuando la velocidad media de la corriente, o la fuerza tractiva, no fuesen suficientemente grandes para hacerlo.

Naturalmente que la socavación tiene características particulares según se trate de lechos cohesivos o no cohesivos. Puede ser que para un caudal determinado no se produzca desplazamiento de las partículas del fondo, pero al colocar un obstáculo aparezcan corrientes vorticosas que mueven las partículas del lecho y se presenta la socavación. (Laurente et al. 2014)

Obstáculo. Sean pilas o estribos que al aumentar la profundidad de socavación a su alrededor medida que aumente la profundidad del flujo, sin embargo, su efecto será de poca influencia a medida que el calado disminuya debido a que el vórtice superficial contrarreste el tipo de herradura causante de la socavación local. (Díaz, 2012)

Erosión. Se presenta en el lecho y orillas de los ríos, y se traduce en el descenso de su cota onivel. Este descenso es ocasionado por la capacidad que tiene la corriente de transportar partículas del lecho, principalmente durante las crecientes o avenidas. (Rodríguez, 2010)

Socavación. Es la remoción de materiales del lecho y de las bancas de un cauce debido a la acción erosiva del flujo de agua alrededor de una estructura hidráulica. (Guevara, 2016)

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Ubicación geográfica del proyecto de investigación

3.1.1. Ubicación geográfica

Los puentes en estudio se ubican en la región de Cajamarca, provincia de Cajamarca, distrito Cajamarca, C.P. de Huambocancha Alta, que cruzan el río Porcón.

El puente carrozable Plan Manzanas, une el C.P. de Huambocancha Alta con el caserío Plan Mazanas.

El puente San Antonio, une el C.P. de Huambocancha Alta con el caserío San Antonio, Tualy Lushcapampa Baja.

La ubicación geográfica en coordenada UTM es la siguiente:

Tabla 14. Coordenadas UTM de ubicación de cada puente sobre los ríos Porcón y Mashcón.

UBICACIÓN DE PUENTES	GEOREFERENCIACIÓN		
	Este	Norte	Altitud
Puente Carrozable Plan Manzanas	769510	9214805	2937 m.s.n.m.
Puente San Antonio	770781	9214142	2970 m.s.n.m.

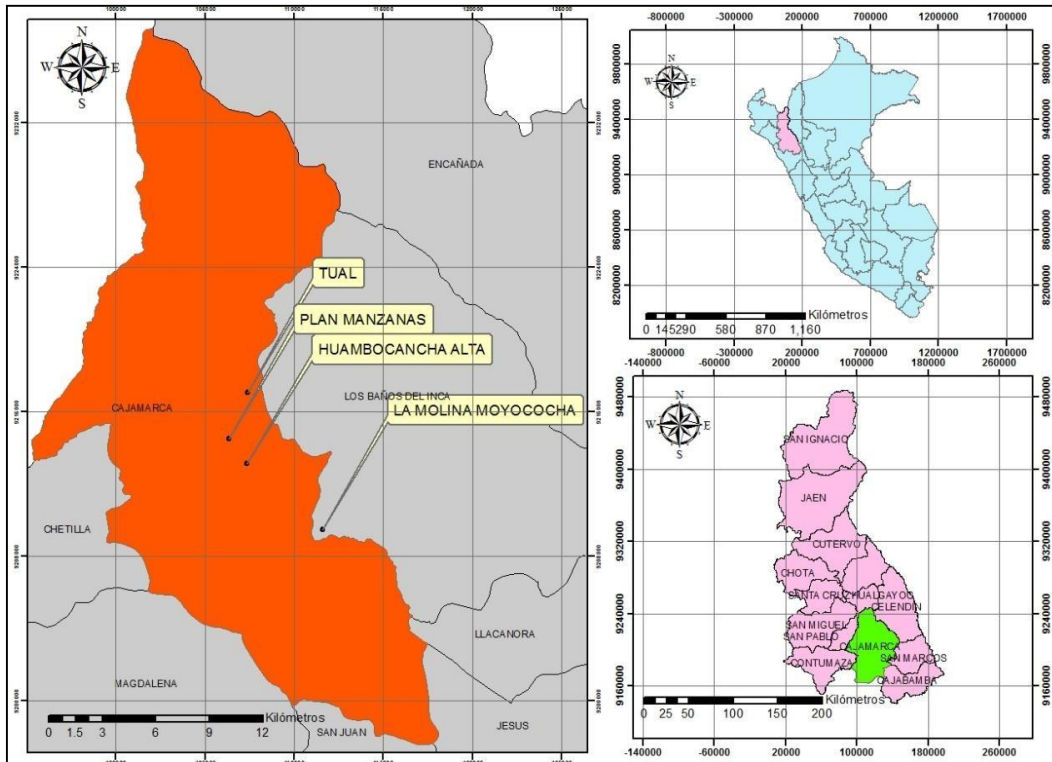
Accesibilidad

Para llegar a los puentes se recomienda tomar la carretera principal de Cajamarca – Bambamarca, y el km+08 voltear a la derecha (a 10 metros se encuentra el puente de Plan Manzanas).

Para el puente San Antonio, se recomienda tomar la carretera principal de Cajamarca – Bambamarca, y el km+06 voltear a la derecha (a 5 metros se encuentra el puente).

Ubicación regional, provincial, distrital y centros poblados de la zona en estudio.

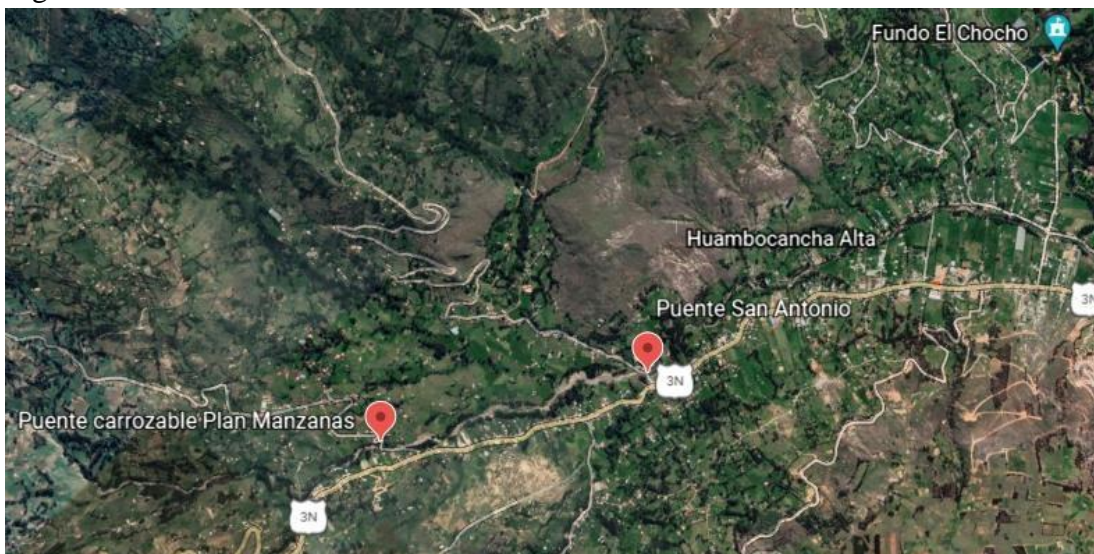
Figura 17. Ubicación de la zona de estudio.



Fuente: ArcGis

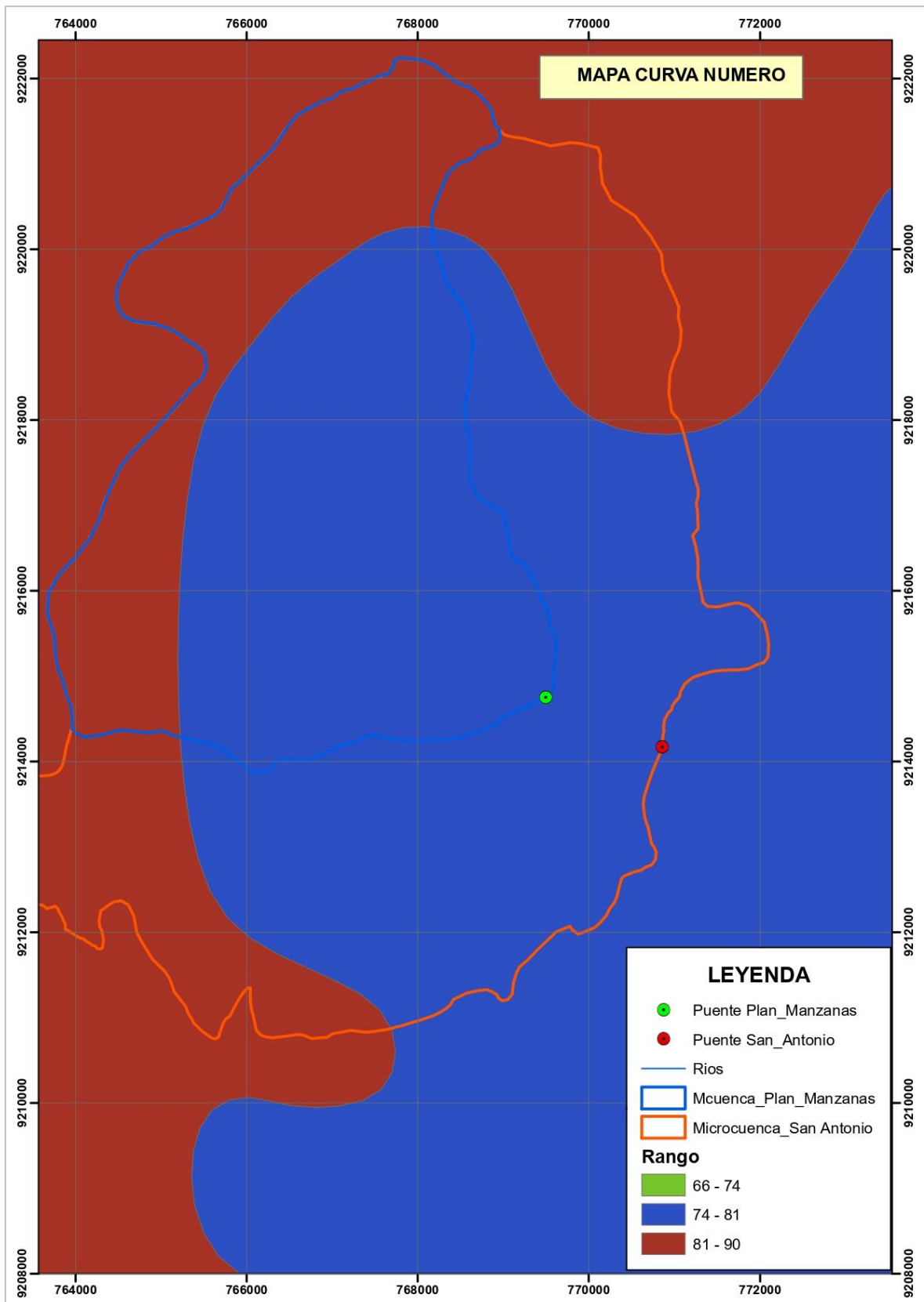
Referencial

Figura 18. Ubicación referencial.



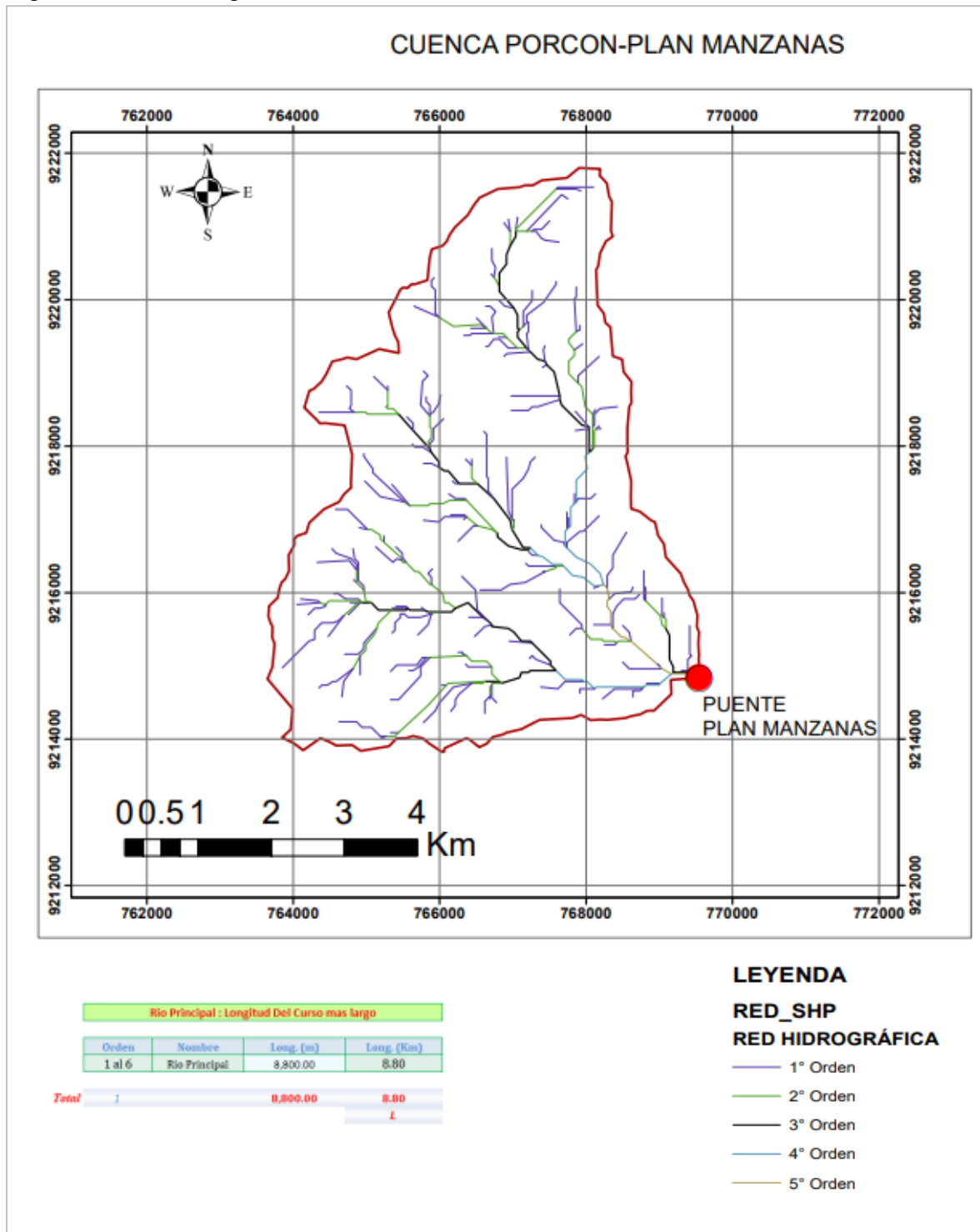
Fuente: Google Eart.

Figura 20. Numero de curva (NC) de los puentes Plan Manzanas y San Antonio.



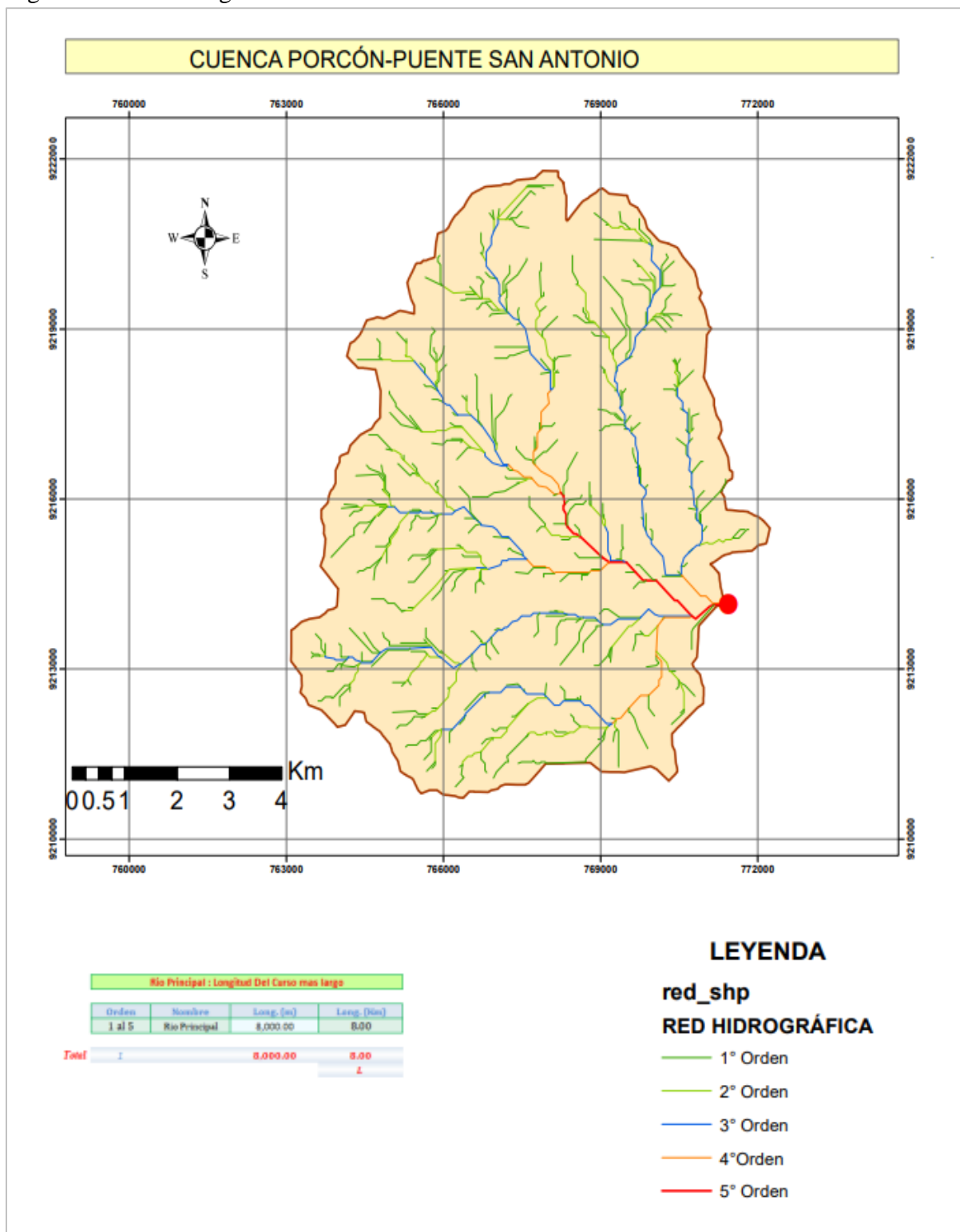
Fuente: ArcGis.

Figura 21. Red hidrográfica de la cuenca Plan Manzanos.



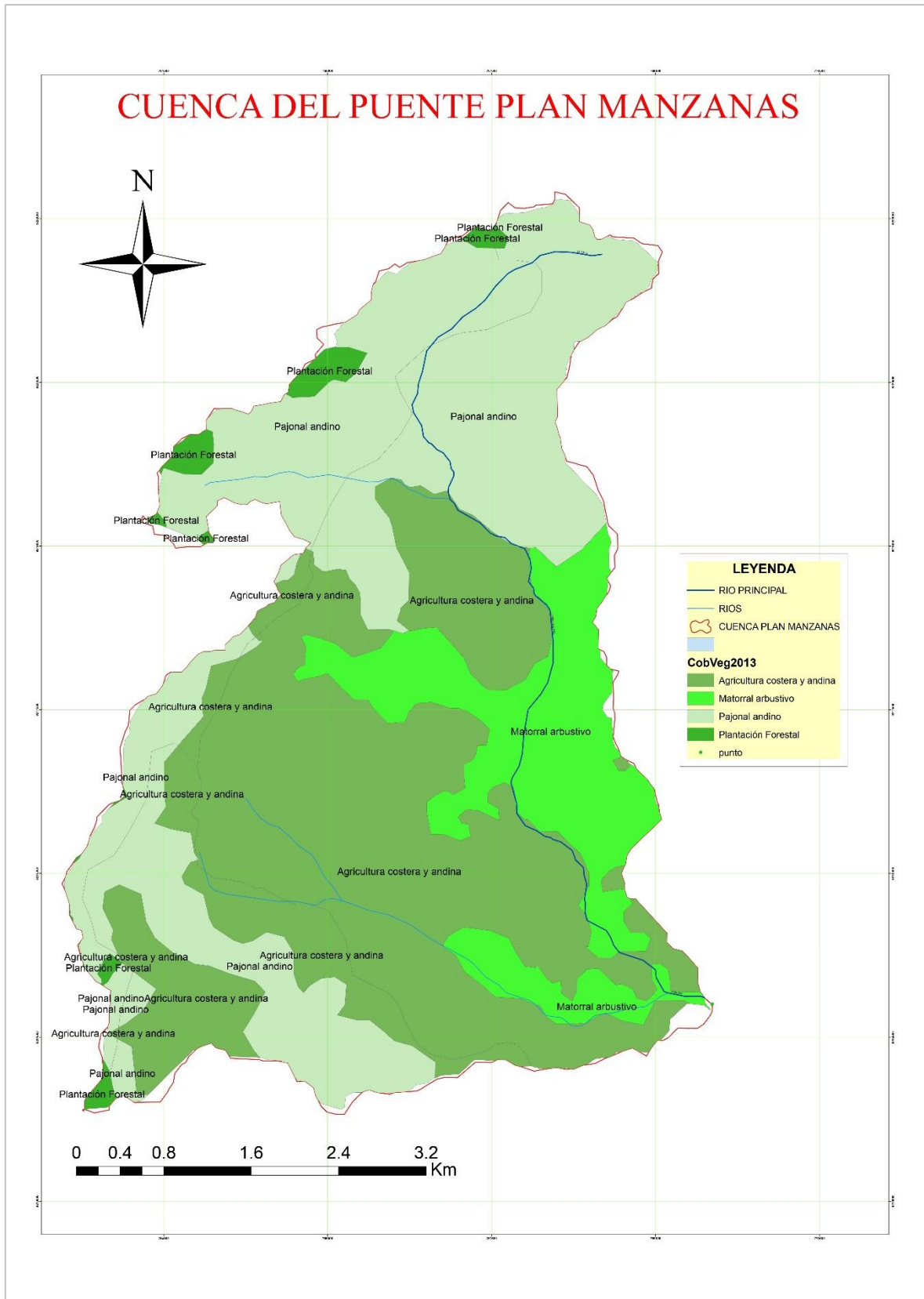
Fuente: ArcGis.

Figura 22. Red hidrográfica de la cuenca San Antonio.



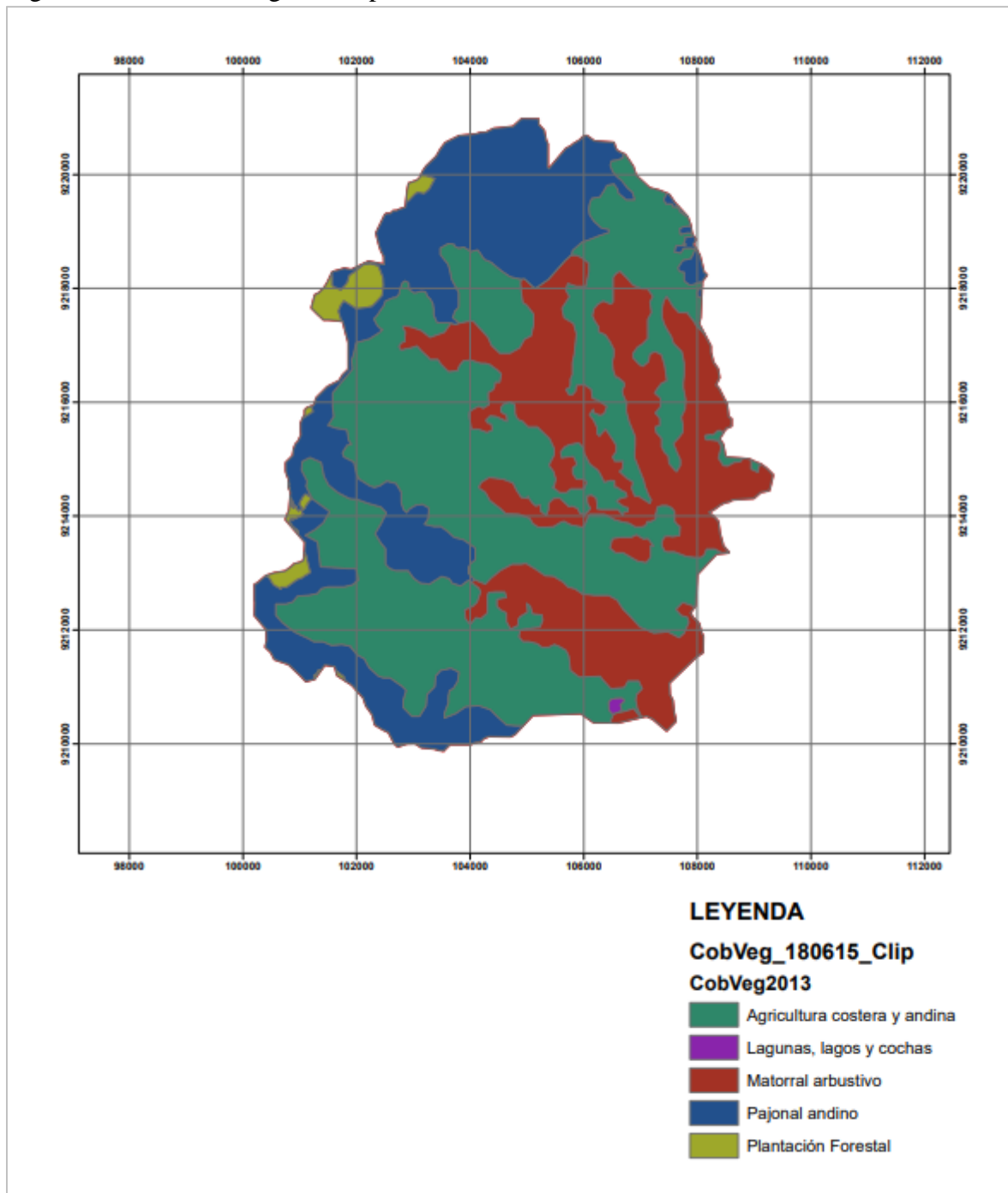
Fuente: ArcGis.

Figura 23. Cobertura vegetal del puente Plan Manzanas.



Fuente: ArcGis.

Figura 24. Cobertura vegetal del puente San Antonio.



Fuente: ArcGis.

3.2. Procedimiento

Paso 1: Revisión de información de la zona de estudio

Los puentes en estudio que cruzan el río Porcón, que a su vez pertenece a la microcuenca del Mashcón, cuenca Crisnejas, del cual se encontró información en el Estudio Hidrológico de la región Cajamarca (2010-2011), por la Sub Gerencia de Acondicionamiento Territorial.

Precipitación y temperatura

A nivel de la región de Cajamarca y en promedio, la mayor pluviometría se registra durante el período que va de octubre a abril, siendo el periodo de sequía entre los meses de mayo a setiembre período en el cual las lecturas según SENAMH son de menos de 50 mm. En relación a la temperatura promedio anual disminuye con la altitud y sigue de esta manera una gradiente inversa de la pluviosidad, pasando de 17°C a 2,250 m.s.n.m. registrado en San Marcos y menos de 9°C a 3,450 m.s.n.m. en Michiquillay. Que prácticamente es la zona más fría.

Paso 2: Identificación de la zona de estudio

Para elegir la zona de estudio se visitó varios puentes y se realizó una inspección visual del estado actual de socavación de puentes. Considerando realizar un el estudio en los puentes Plan Manzanas y San Antonio los cuales cruzan el río Porcón.

Descripción de la caracterización del río Porcón

- ✓ **Zona de emplazamiento del Puente Plan Manzanas:** en esta zona del río Porcón en donde se encuentra emplazado el Puente Plan Manzanas, 500 m aguas arriba del mismo puente se clasifica como un río joven puesto que se observa la predominación de la erosión (como se puede observar en la siguiente figura).

Figura 25. Aguas arriba del Puente Plan Manzanas (apreciación de sedimentos y zonas sedimentables).



El tramo estudiado también presenta vegas de avenida, con una medida aproximada de 19.50m, que dado un periodo de retorno existe una avenida de gran magnitud la cual crea esta vega. (Martínez, 2001).

Figura 26. Aguas arriba del Puente Plan Manzanas (apreciación de vega de avenida).



- ✓ **Zona de emplazamiento del Puente San Antonio:** el río de Porcón se caracteriza por ser un río joven, donde predomina las pendientes altas, la fuerte erosión de sus márgenes y su perfil es en forma de U por su gran capacidad de remoción de rocas (Martínez, 2001).

Figura 27. Aguas arriba del Puente San Antonio



Descripción de la zona de estudio

El estudio abarca dos puentes situados en los cruces del río Porcón, con una separación de 3km aproximadamente, entre ellos, siendo los siguientes:

- ✓ **El puente carrozable de Plan Manzanas:** es de concreto armado, está compuesto por dos estribos y una protección con revestimiento de concreto en el lecho del río, pero aguas abajo de esta, genera una socavación local como se muestra en las fotografías (un antes y después de la profundidad de socavación).

Figura 28. Puente carrozable Plan Manzanas (Izquierda: antes de la máxima profundidad de socavación. Derecha: se aprecia la máxima profundidad de socavación actual).



- ✓ **El puente San Antonio:** es de mampostería, está compuesto por dos estribos, un estribo es de roca y el otro de mampostería, fue construido como puente provisional que conformaba la unión de la trocha carrozable San Antonio - Tual – La Ramada, además está ubicado en una zona curva del río. En donde se puede apreciar la socavación en el estribo de mampostería.

Figura 29. Puente San Antonio (la máxima socavación se visualiza en el estribo izquierdo)



Paso 3: Obtención de datos de campo

Para la obtención de datos de campo se realizó varias visitas con el fin de realizar estudios de:

Topografía; para realizar este estudio se usó el equipo topográfico de estación total, considerando 200 m aguas arriba del puente y entre 100 a 80 m aguas abajo de cada puente en estudio, este estudio nos permite determinar la pendiente promedio del cauce del río, las secciones transversales aguas arriba y aguas abajo de cada puente los cuales son parte de los parámetros hidráulicos e hidrológicos, así como sus respectivos planos en planta, perfil longitudinal y secciones transversales.

Muestreo de material del lecho; después de identificar las zonas adecuadas y la población del lecho, se tomó las muestras representativas tanto de aguas arriba y aguas abajo de cada puente. Con el objetivo de llevar al laboratorio y determinar la granulometría y peso específico que se considera parámetros importantes e influyentes en la socavación local.

La ubicación de cada calicata son las siguientes:

Tabla 15. Ubicación de calicatas.

Puente	Calicatas	Coordenadas UTM		
		X	Y	Z
San Antonio	C-I	771603.18	9214105.46	2883
	C-II	771572.69	9214113.43	2883
	C-III	771647.07	9214037.92	2881
Plan Manzanas	C-I	769488.2	9214833	2935
	C-II	769462.4	9214843.8	2936
	C-III	769530.59	9214786.38	2932

Paso 4: Parámetro de mecánica de suelos

Luego de obtener los datos de campo se llevan al laboratorio para su respectivo análisis y procesamiento de datos para la obtención del peso específico y granulometría de cada puente en estudio, los cuales nos facilitará para el uso en las diferentes fórmulas de profundidad de socavación y por ende en el software Hec Ras, el cual requiere el D50 para procesar la socavación local del puente.

Paso 5: Obtención del parámetro hidrológico

El estudio hidrológico es importante para determinar los caudales máximos según las precipitaciones registradas en las estaciones de Granja Porcón y Augusto Weberbauer con una data de más de 50 datos registrados y teniendo en cuenta el periodo de retorno (Tr) el cual se escogió un TR-149, TR-251 y TR-315 para el puente Plan Manzanas y para el puente San Antonio TR-313, TR-140 y TR-25, y haciendo uso del software HEC – HMS, para la obtención de los caudales máximos, según los métodos de; racional modificado, curvas Env. Greaguer, HUS Snyder Vent Chow, HUS Snyder Hec Hms y HUS Clark Hec Hms.

Paso 6: Parámetro geométrico

La geometría de los puentes se realizó con el levantamiento topográfico y los detalles con wincha, para poder obtener la implicancia de contracción en el río según cada puente

incrustado, que se ve reflejado en la luz del puente. Esta geometría es importante para el modelamiento del Hec Ras.

Paso 7: Hidráulica en el sitio del cruce del puente

La Hidráulica en el cruce del puente se encuentra modificada por el estrechamiento de la sección transversal del puente, la cual modifica las velocidades, agregándose a esta el coeficiente de rugosidad. Para los demás parámetros hidráulicos influyentes se hizo uso del software HEC RAS, puesto que la sección del puente es compleja y compuesta.

En el caso de la estructura de protección del puente Plan Manzanas se realizó el modelamiento hidráulico asumiendo una alcantarilla y recrear la socavación local.

i. Rugosidad del canal

Para el Coeficiente de rugosidad de cauces naturales (Manning), se usó el método Cowan, el cual determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n , como el material involucrado, grado de irregularidad, variaciones de la sección transversal, el efecto relativo de las obstrucciones, vegetación y grado de los efectos por meandro.

Paso 8: Modelamiento hidráulico de socavación con HEC-RAS

Para el modelamiento hidráulico de socavación en software Hec Ras es necesario tener todos los estudios previos, como los parámetros hidrológicos, geométricos, geomorfológicos, hidráulicos y el estudio de suelos, que posteriormente se procederá con el modelamiento en un entorno unidimensional que asumiendo una base teórica de modelación hidráulica de flujolibre, el cual usa las ecuaciones de la energía y la ecuación de cantidad de movimiento.

3.3. Tratamiento y análisis de datos y presentación de resultados

Para la presente investigación, la estadística aplicada fue del tipo descriptivo, ya que se ha recolectado, analizado y representado los datos obtenidos de las variables que intervienen en el proceso de socavación de los puentes, permitiéndonos analizar el parámetro más influyente en cada puente Plan Manzanas y San Antonio y medidas de control.

Para obtener la socavación local que está en función de los siguientes parámetros:

3.3.1. Parámetro de mecánica de suelos.

En este parámetro es importante el material que conforma el río para determinar la velocidad crítica que inicia el movimiento de las partículas, por lo cual, luego de obtener los datos de campo se procesaron y analizaron en el laboratorio por el método de tamizado de muestras volumétricas (mediante los tamices estándares según la norma ASTM). Pero también se tuvo en cuenta la granulometría superficial ($> 2.5''$), el cual se realizó un muestreo en campo por medio del método del conteo de clastos.

Se aplicó las herramientas estadísticas:

- ✓ Frecuencia en peso para el método de tamizado de muestras volumétricas.
- ✓ Frecuencia en número para el método del conteo de clastos.

Optando por el método de combinación flexible, por mantener una curva promedio entre las dos distribuciones de granulometría.

A continuación, tenemos los pesos específicos, las distribuciones granulométricas de tamizado de muestras volumétricas, conteo de clastos y la combinación de ambas:

i. Peso específico del sedimento emplazado en la zona del Puente Plan Manzanas

Luego de su respectivo análisis del material extraído del río Porcón, se obtuvo la siguiente tabla:

Tabla 16. Peso específico – Puente Plan Manzanas y Puente San Antonio

TIPO DE MATERIAL	Plan Manzanas	San Antonio
	γ_s	γ_s
Peso específico de material fino	1.608 gr/cm ³	2.26 gr/cm ³
Peso específico de arena gruesa	2.341 gr/cm ³	2.382 gr/cm ³
Peso específico de grava fina	2.366 gr/cm ³	2.431 gr/cm ³
Peso específico de grava o piedra	2.447 gr/cm ³	2.57 gr/cm ³
Peso específico de cantos y guijarros	2.66 gr/cm ³	2.757 gr/cm ³
Promedio	2.284 gr/cm³	2.48 gr/cm³

ii. Granulometría del sedimento emplazado en la zona del Puente Plan Manzanas.

En este proceso se realizó el análisis granulométrico usando los tamices del N° 200 al 2 ½” según la norma NTP 339.128 (ASTM D 422), realizado en el laboratorio.

También se realizó un análisis granulométrico para las partículas mayores a 2 ½” haciendo uso de la estadística que nos permite en este caso llegar a particular de 14”m teniendo estas dos curvas granulométricas se realizó una curva general en donde engloba una granulometría desde N°200 – 14” haciendo uso de la metodología de la combinación método flexible.

Tabla 17. Granulometría Global – Puente Plan Manzanas.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA						
Laboratorio de Mecánica de Suelos						
POYECTO:	Tesis socavación local			CANTERA:	<u>Puente Plan Manzanas</u>	
UBICACIÓN:	Río Porcón					
GRANULOMETRÍA GLOBAL N° 200 – 14"						
Ítem	Tamiz	d _j (mm)	F1j	F2j	Combinación M. Flexible	
	Cazoleta	-	0.000		0.000	0.00%
0	N° 200	0.08	0.008		0.008	0.76%
1	N° 100	0.15	0.019		0.018	1.80%
2	N° 60	0.25	0.138		0.128	12.80%
3	N° 40	0.43	0.231		0.214	21.38%
4	N° 30	0.59	0.273		0.252	25.19%
5	N° 20	0.85	0.352		0.326	32.56%
6	N° 10	2.00	0.471		0.436	43.58%
7	N° 4	4.75	0.562		0.520	51.96%
8	¼"	6.35	0.590		0.546	54.56%
9	⅜"	9.53	0.658		0.608	60.83%
10	½"	12.70	0.716		0.662	66.17%
11	¾"	19.05	0.784		0.725	72.47%
12	1"	25.00	0.851		0.786	78.62%
13	1 ½"	37.50	0.940		0.869	86.93%
14	2"	50.00	0.977	0.00	0.903	90.27%
15	2 ½"	62.50	0.991	0.001	0.916	=F _{cfini} (j) 91.65%
16	3"	75.00	1.000	0.096	F _{cgini} (j+1)=	0.924 92.44%
17	6"	149.46		0.36		0.947 94.68%
18	8"	200.80		0.50		0.958 95.80%
19	10"	251.92		0.72		0.977 97.69%
20	12"	302.94		0.79		0.982 98.25%
21	14"	353.89		1.00		1.000 100.00%

Figura 30. Curva granulométrica global del Puente Plan Manzanas

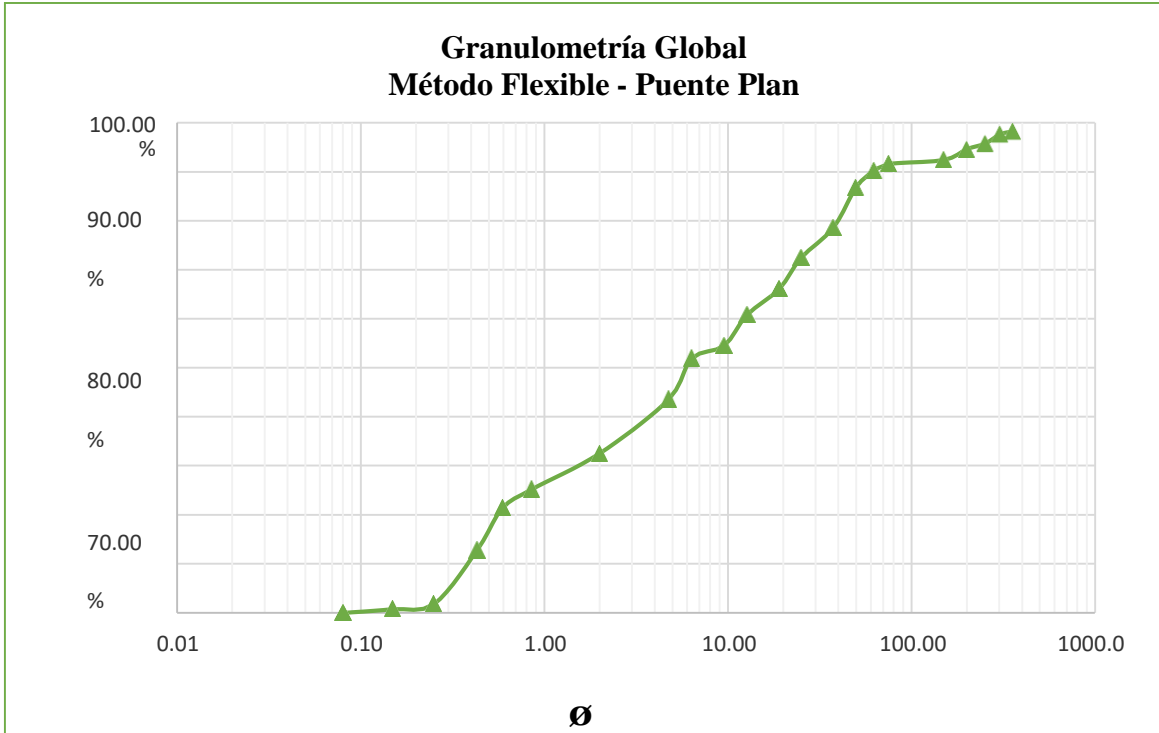


Tabla 18. D50 y Dm de la granulometría global del Puente Plan Manzanas

OBTENCIÓN DE DATOS A PARTIR DE LA INTERPOLACIÓN		
D50 =	4.11	Mm
Dm =	14.13	Mm

iii. Granulometría del sedimento emplazado en la zona del Puente San Antonio.

En este proceso se realizó el análisis granulométrico usando los tamices del N° 200 al 2 ½” según la norma NTP 339.128 (ASTM D 422), realizado en el laboratorio.

También se realizó un análisis granulométrico para las partículas mayores a 2 ½” haciendo uso de la estadística que nos permite en este caso llegar a particular de 11”m teniendo estas dos curvas granulométricas se realizó una curva general en donde engloba una granulometría desde N°200 – 11” haciendo uso de la metodología de la combinación método flexible.

Tabla 19. Granulometría Global – Puente San Antonio.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA						
Laboratorio de Mecánica de Suelos						
POYECTO:	Tesis socavación local			CANTERA:	<u>Puente San Antonio</u>	
UBICACIÓN:	Río Porcón					
GRANULOMETRÍA GLOBAL DE MALLA N° 200 – 11"						
Ítem	Tamiz	d _j (mm)	F _{1j}	F _{2j}	Combinación M. Flexible	
	Cazoleta	-	0.000		0.000	0.00%
0	N° 200	0.08	0.037		0.033	3.30%
1	N° 100	0.15	0.058		0.052	5.24%
2	N° 60	0.25	0.131		0.118	11.79%
3	N° 40	0.43	0.219		0.197	19.71%
4	N° 30	0.59	0.258		0.232	23.19%
5	N° 20	0.85	0.319		0.286	28.64%
6	N° 10	2.00	0.420		0.378	37.77%
7	N° 4	4.75	0.530		0.477	47.66%
8	¼"	6.35	0.576		0.518	51.76%
9	⅜"	9.53	0.694		0.624	62.40%
10	½"	12.70	0.764		0.686	68.64%
11	¾"	19.05	0.828		0.745	74.46%
12	1"	25.00	0.854		0.767	76.75%
13	1 ½"	37.50	0.878		0.789	78.95%
14	2"	50.00	0.931	0.00	0.837	83.72%
15	2 ½"	62.50	0.980	0.01	0.881	= F _{cfini(j)} 88.07%
16	3"	75.00	1.000	0.16	F _{cgini(j+1)=} 0.899	89.90%
17	5"	134.86		0.48	0.937	93.71%
18	7"	173.26		0.65	0.958	95.81%
19	8"	211.54		0.77	0.972	97.23%
20	10"	249.77		0.90	0.988	98.80%
21	11"	287.97		1.00	1.000	100.00%

Figura 31. Curva granulométrica global del Puente San Antonio.

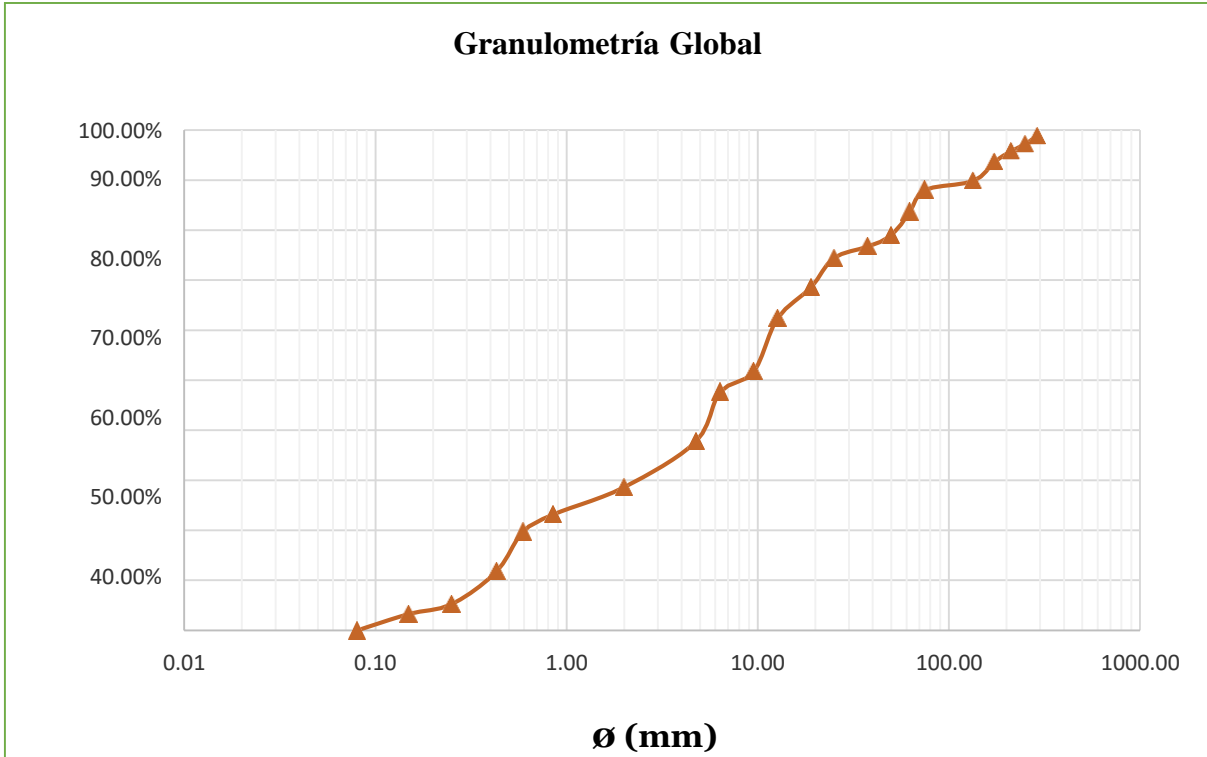


Tabla 20. D50 y Dm de la granulometría global del Puente San Antonio

OBTENCIÓN DE DATOS A PARTIR DE LA INTERPOLACIÓN		
D50 =	5.66	mm
Dm =	19.53	mm

3.3.2. Parámetro geomorfológico.

Este parámetro es fundamental e importante y un precedente para la determinación del estudio hidrológico, puesto que la forma la forma, el relieve y la red hídrica son factores que ayudan a determinar el tiempo de concentración en las microcuencas en estudio.

Tabla 21. Parámetros de forma, relieve y red hídrica de las microcuencas – Plan Manzanas y San Antonio.

DESCRIPCIÓN		UND	Microcuenca Plan Manzanas	Microcuenca San Antonio
Parámetros de forma				
Superficie	Área	Km2	31.05	59.30
	Perímetro de la cuenca	Km	26.05	37.78
	Coefficiente de compacidad (Gravelius)	1	1.32	1.30
	Ancho promedio	Km	3.75	6.85
	Radio de Circularidad	1	0.57	0.59
	Factor de forma	1	0.45	0.70
Centroide	Este X centroide	m	766743.17	767577.12
	Norte Y centroide	m	9217454.51	9216126.99
	Altitud Z centroide	msnm	3269	3154
Parámetros de relieve				
Altitud	Altitud media	msnm	3407	3383
	Altitud de frecuencia media (1/2)	msnm	3470	3460
	Altitud más frecuente	msnm	3601	3401
Pendiente	Altitud máxima	msnm	3850	3850
	Altitud mínima	msnm	2925	2859
	Pendiente media de la cuenca	m/m	0.09	0.07
Coefficiente	Coefficiente masividad	1	0.063	0.025
	Coefficiente orográfico	1	0.124	0.043
	coeficiente de torrencialidad	1	0.161	0.134
Parámetros de la red hidrográfica				
Red Hídrica	Longitud de Máximo Recorrido	Km	9.94	11.45
	Longitud de río principal	Km	8.28	9.79
	Orden de la red hídrica	Und	3	3
	Frecuencia de densidad de los ríos	ríos/km2	0.290	0.254
	Densidad de drenaje	ríos/km2	0.509	0.589
	Extensión media del escurrimiento superficial	km2/km	1.965	1.698
Cotas	Altitud máxima del cauce principal	msnm	3599	3598
	Altitud mínima del cauce principal	msnm	2925	2859
	Altura media del río principal	msnm	3262	3229
Parámetros Generados				
Pendiente media del río principal		m/m	0.081	0.075

Tiempo de concentración (prom)	horas	1.784	2.066
Tiempo de concentración (prom)	min	107.034	123.971
Temez	horas	2.283	2.733
Bransby Williams	horas	2.360	2.622
Hathaway	horas	1.653	1.842
Kirpich	horas	0.840	1.068

Obteniendo el tiempo de concentración de 1.78 horas para la microcuenca Plan Manzanas y 2.07 horas para la microcuenca San Antonio, que es el promedio de los 4 métodos trabajados de Temez, Bransby Williams, Hathaway, Kirpich,

3.3.3. Parámetro hidrológico.

Este dato es importante para obtener el caudal máximo según el periodo de retorno (T_r) y haciendo uso del método hidrometeorológico, para lo cual es necesario la data histórica de 50 años de precipitaciones máximas de la estación Augusto Weberbauer y la data de 47 (1970 al 2020) años de la estación Granja Porcón. Que, haciendo uso de la hidrología estadística, se obtuvo los caudales máximos.

A continuación, se presenta el análisis estadístico:

Figura 32. Precipitación máxima anual de diferentes periodos de retorno – Estación AugustoWeberbauer

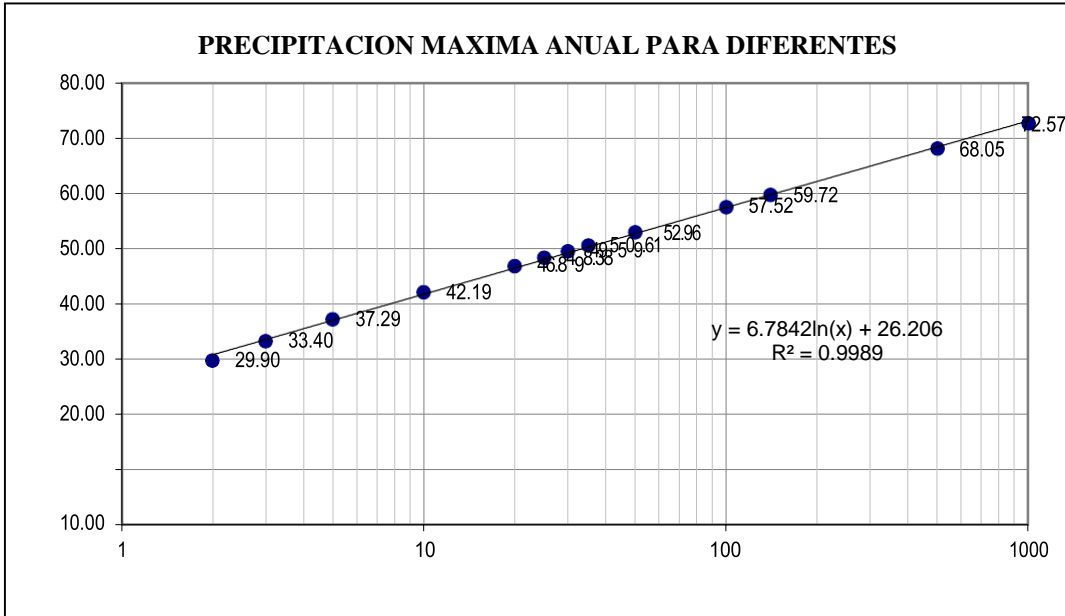
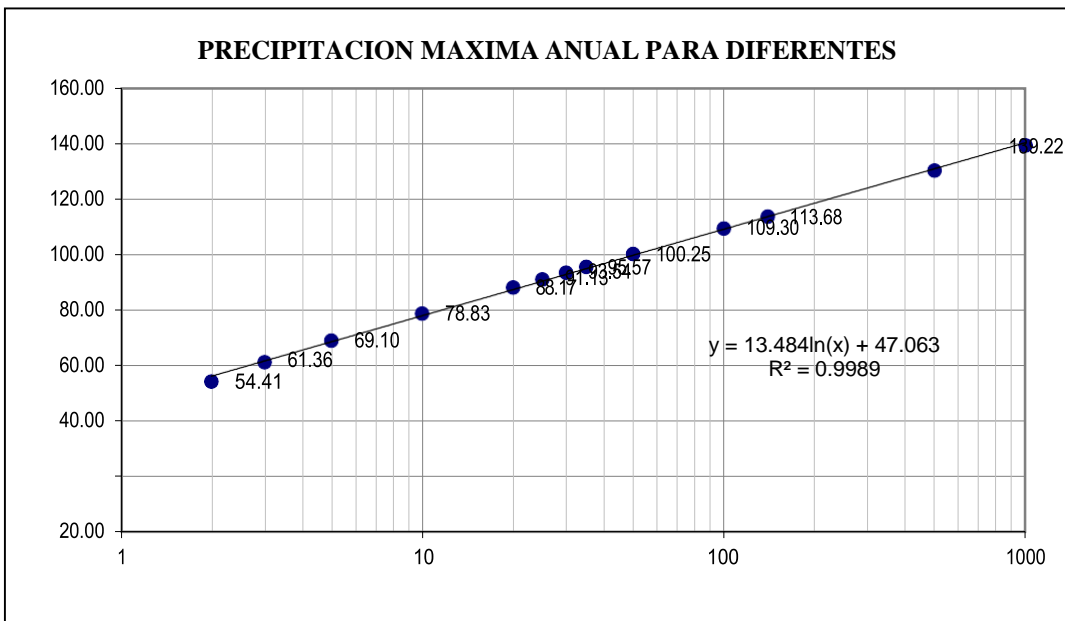


Figura 33. Precipitación máxima anual de diferentes periodos de retorno – Estación Granja Porcón.



- Cálculo de caudal de diseño, tenemos lo siguiente:

Tabla 22. Método de Thiessen para las microcuencas Plan Manzanas y San Antonio

POLIGONOS DE THIESSEN				
Estación	A.Weberbauer		Granja Porcón	
	Área (km ²)	Peso	Área (km ²)	Peso
Micro cuenca San Antonio	7.73	0.12	59.30	0.88
Micro cuenca Plan Manzanas	-----	-----	31.05	1.00

Tabla 23. Precipitaciones máx. 24 horas según los periodos de retorno.

INFORMACIÓN PP MAX 24 H ZONA DE ESTUDIO		
TR	A Weberbauer	Granja Porcón
2	29.90	54.41
3	33.40	61.36
5	37.29	69.10
10	42.19	78.83
20	46.89	88.17
25	48.38	91.13
30	49.59	93.54
35	50.61	95.57
50	52.96	100.25
100	57.52	109.30
140	59.72	113.68
500	68.05	130.22
1000	72.57	139.22

Por lo tanto, a partir del análisis de determinar la precipitación máxima en 24 horas para el caso en estudio consideraremos la precipitación máxima a partir de los polígonos de Thiessen.

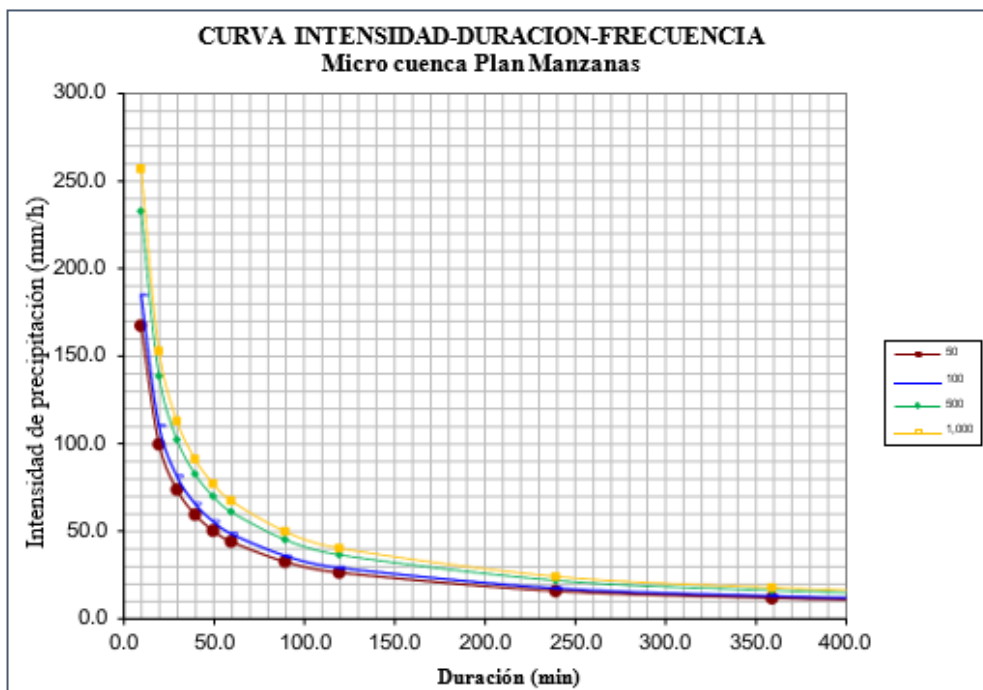
Tabla 24. Precipitaciones máx. 24 horas según los periodos de retorno de las microcuencas Plan Manzanas y San Antonio.

Precipitaciones Máximas Puente Plan Manzanas		Precipitaciones Máximas Puente San Antonio	
TR	PP MAX 24H	TR	PP MAX 24H
2	54.41	2	51.58
3	61.36	3	58.13
5	69.10	5	65.44
10	78.83	10	74.61
20	88.17	20	83.41
25	91.13	25	86.20
30	93.54	30	88.47
35	95.57	35	90.38
50	100.25	50	94.80
100	109.30	100	103.33
140	113.68	140	107.46
500	130.22	500	123.06
1000	139.22	1000	131.53

Tabla 25. Precipitaciones máximas a partir del polígono de Thiessen de la microcuenca Plan Manzanas.

PRECIPITACIONES MÁXIMAS DETERMINADOS A PARTIR DE POLIGONOS DE THIESSEN									
Micro cuenca	T2	T5	T10	T20	T25	T50	T100	T500	T1000
Puente Plan Manzanas	54.41	69.10	78.83	88.17	91.13	100.25	109.30	130.22	139.22

Figura 34. Curvas IDF de la microcuenca Plan Manzanas.



De la misma forma se usa la dinámica para las IDF de la microcuenca San Antonio.

- ✓ Para obtener los caudales es necesario conocer el número de curva (NC), siendo el siguiente cuadro:

Tabla 26. Número de Curva para la microcuenca del puente Plan Manzananas.

Condiciones Normales - Microcuenca Puente Plan Manzananas				
Área	Rango		NC medio	Área x NC
19.6	74 - 81	74 81	77.5	1518.7
11.5	81 - 90	81 90	85.5	979.5
31.05				2498.1
NC promedio				80.4514

Tabla 27. Número de Curva para la microcuenca del puente San Antonio.

Condiciones Normales - Microcuenca San Antonio				
Área	Rango		NC medio	Área x NC
52.07	74 - 81	74 81	77.5	4035.7
14.95	81 - 90	81 90	85.5	1278.1
67.02				5313.8
NC promedio				79.2843

- ✓ Para el cálculo de los caudales se usaron varios métodos como son: método racional modificado, Curvas Env. Greaguer, HUS Snyder Vent Chow, HUS Snyder HEC HMS, HUS Clark HEC HMS.
- ✓ Siendo el más ajustado con el caudal de huella, el método de HUS Snyder HEC HMS, para lo cual se presenta el siguiente cuadro:

Tabla 28. Resumen de caudales para el Puente Plan Manzananas.

Resumen de Caudales (m3/s)	
Subcuenca Puente Plan Manzananas	
Tiempo de retorno (TR)	Caudal Q (m3/s)
140	41.7
149	42.5
251	49.13
315	52.31



Tabla 29. Resumen de caudales para el Puente San Antonio.

Resumen de Caudales (m³/s)	
Subcuenca Puente San Antonio	
Tiempo de retorno (TR)	Caudal Q (m³/s)
25	34.8
140	60.70
huella	76.80

3.3.4. Parámetro geométrico

En este parámetro es importante conocer las medidas geométricas de cada uno de los puentes en estudio:

Tabla 30. Dimensionamiento en planta y elevación de los puentes en estudio.

Imagen	Nombre del puente	Dimensiones geométricas			Subestructura
		Longitud	Ancho	Ángulo de ataque del flujo	
	Plan Manzanas	10.50 m	5.95 m	88°	Compuesto por 2 estribos, de tipo gravedad con muros de aleta. Toda la estructura es de concreto armado. Más una estructura de protección en el lecho del río, como defensa de los estribos.
	San Antonio	10.09 m	4.04 m	85°	Compuesto por un estribo tipo gravedad con muros de aleta de mampostería y el otro estribo está compuesto por una roca de gran tamaño de la zona. El tablero es de madera.

Puente Plan Manzanas:

Como ya se ha venido detallando que la socavación local de este puente se genera aguas abajo de la zona protegida, para lo cual tenemos la zona del propio puente con dos estribos, la zona del lecho protegido, la zona de socavación local y la cuña de deposición.

Figura 35. Detalle en planta y corte A-A del puente Plan Manzanas.

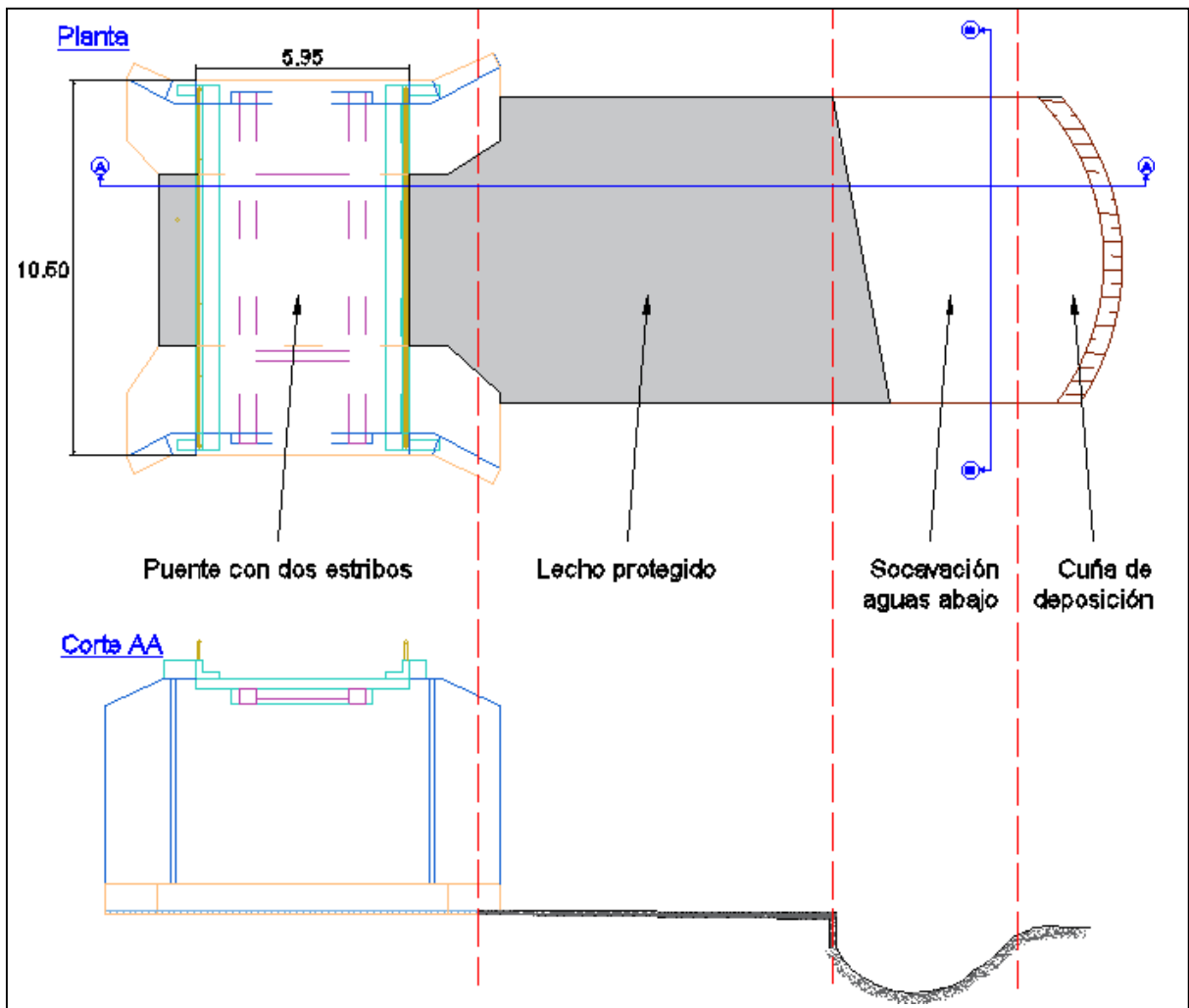


Figura 36. Detalle en la zona aguas abajo de la zona protegida del puente Plan Manzanas.

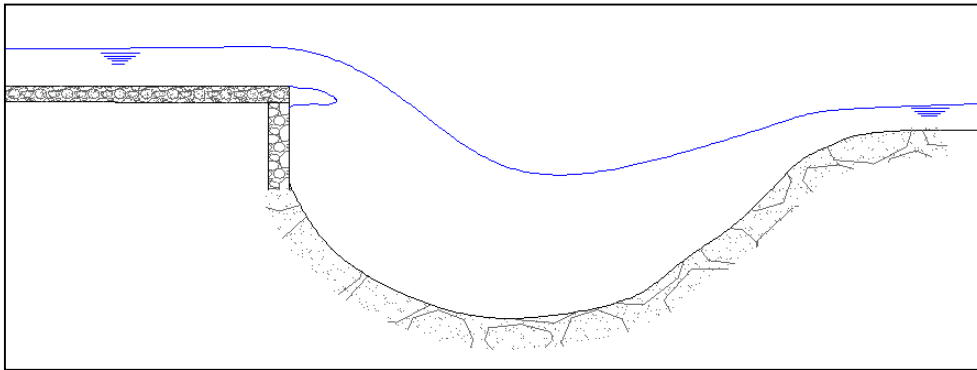
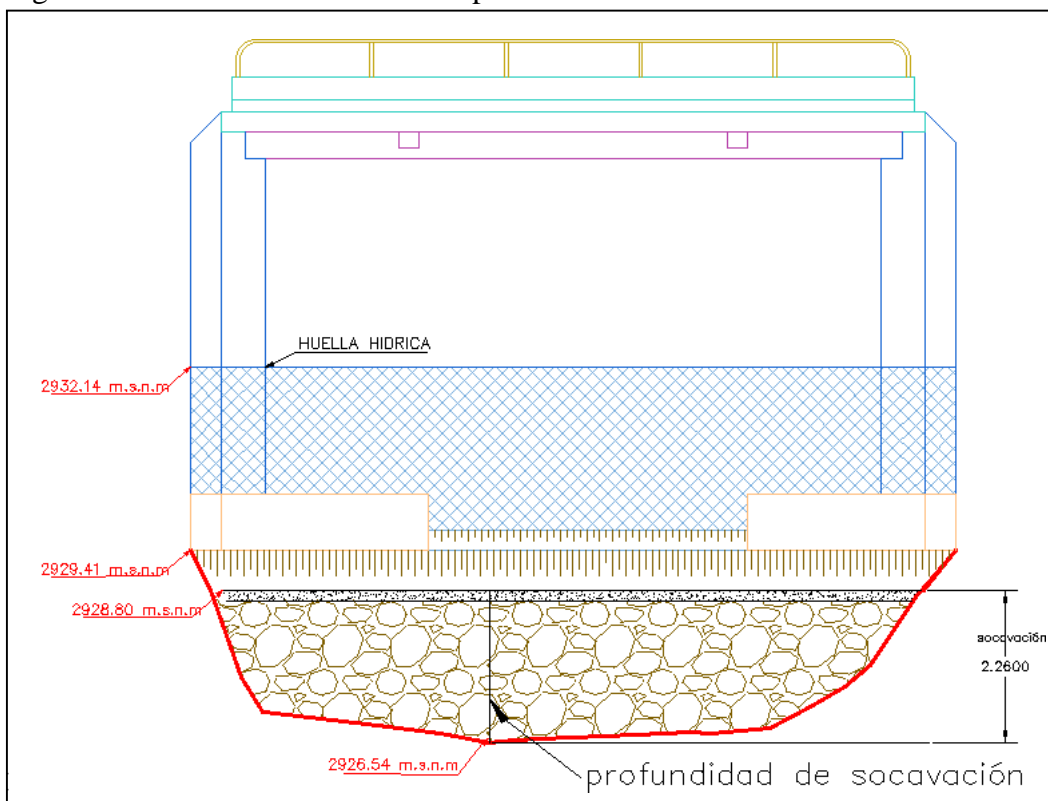


Figura 37. Detalle del corte B-B del puente Plan Manzanas.



Puente San Antonio:

En este puente, la socavación local se observa en el estribo derecho.

Figura 38. Detalle en planta del puente San Antonio.

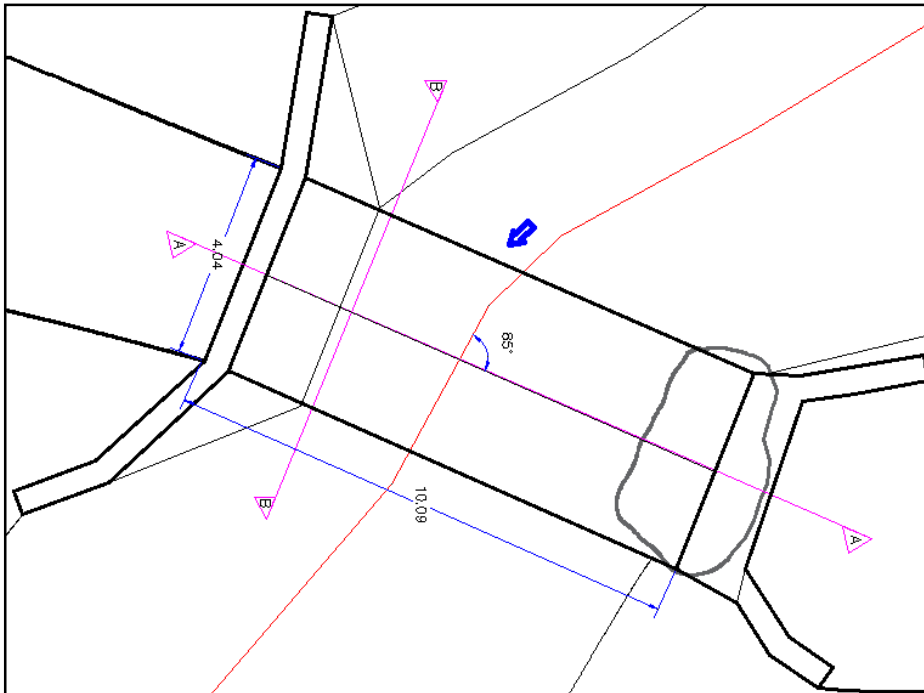


Figura 39. Detalle del corte A-A del puente San Antonio.

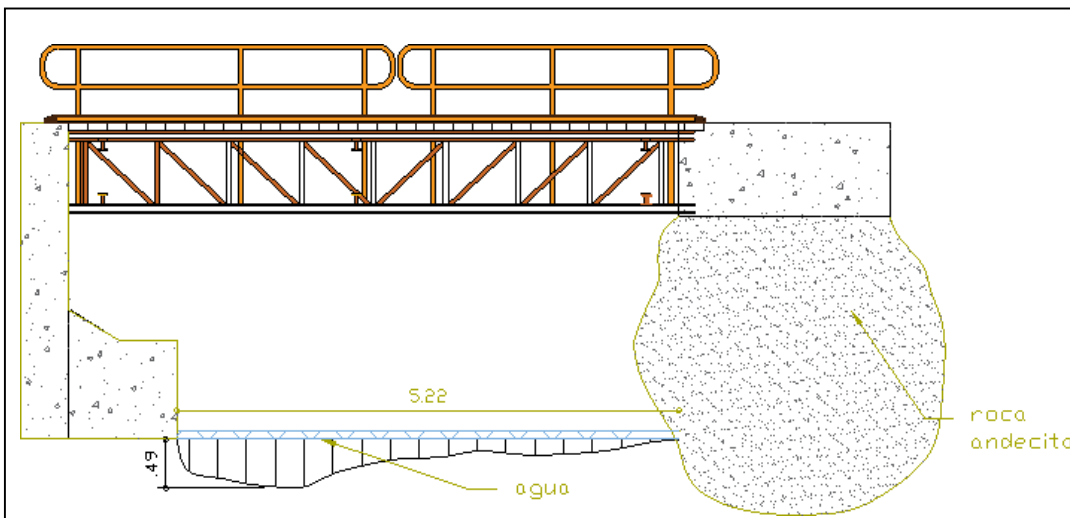
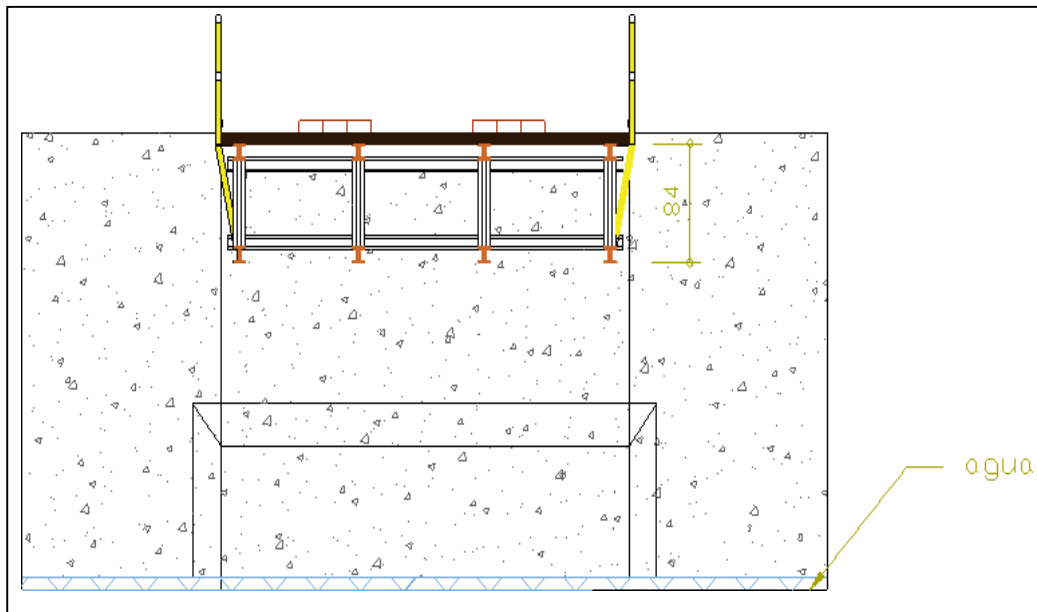


Figura 40. Detalle del corte B-B del puente San Antonio.



3.3.5. Hidráulica en el sitio del cruce del puente

Las velocidades se verán en el modelamiento con Hec Ras y el coeficiente de rugosidad se trató de la siguiente manera:

Rugosidad del canal

Tabla 31. Coeficiente de Manning (n) del Puente Plan Manzanillas.

Coeficiente	Cauce		Riveras	
	Condición	Valor	Condición	Valor
n0	Grava Gruesa	0.032	Grava Gruesa	0.030
n1	Moderado	0.010	Moderado	0.011
n2	Gradual	0.008	Gradual	0.010
n3	Menor	0.010	Menor	0.015
n4	Baja	0.005	Baja	0.010
m5	Apreciable	1.000	Apreciable	1.000
N		0.065		0.076

Tabla 32. Coeficiente de Manning (n) del Puesto San Antonio.

Coeficiente	Cauce		Riveras	
	Condición	Valor	Condición	Valor
n0	Grava Gruesa	0.032	Grava Gruesa	0.030
n1	Moderado	0.012	Moderado	0.011
n2	Gradual	0.009	Gradual	0.005
n3	Menor	0.010	Menor	0.015
n4	Baja	0.005	Baja	0.010
m5	Apreciable	1.000	Apreciable	1.000
N		0.068		0.071

3.3.6. Modelamiento hidráulico de socavación con HEC-RAS

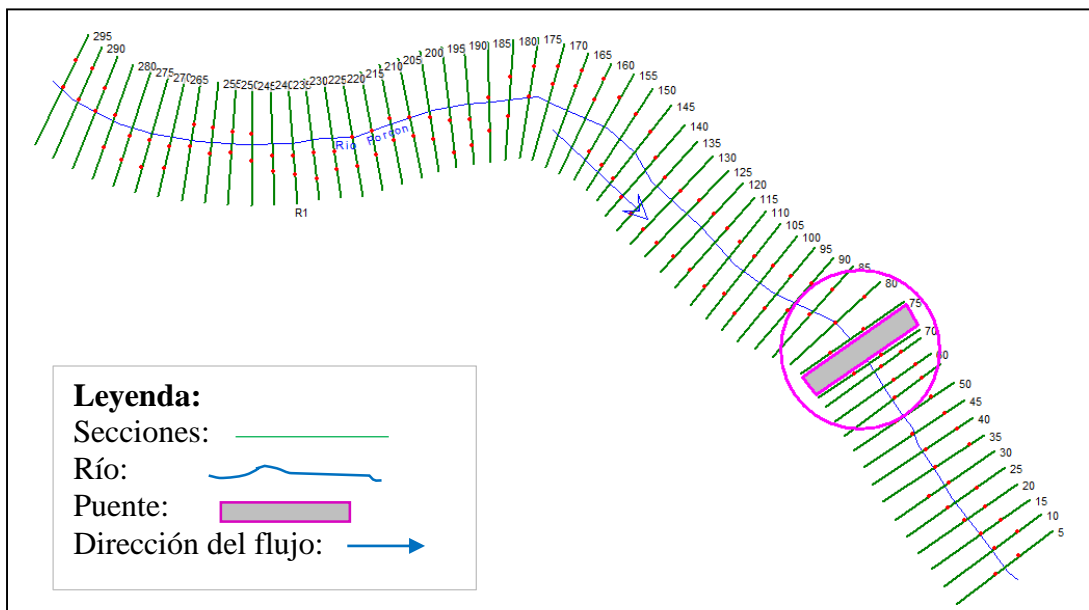
Luego de obtener todos los parámetros necesarios, se ingresan los datos al software de Hec

-Ras:

i. Datos topográficos

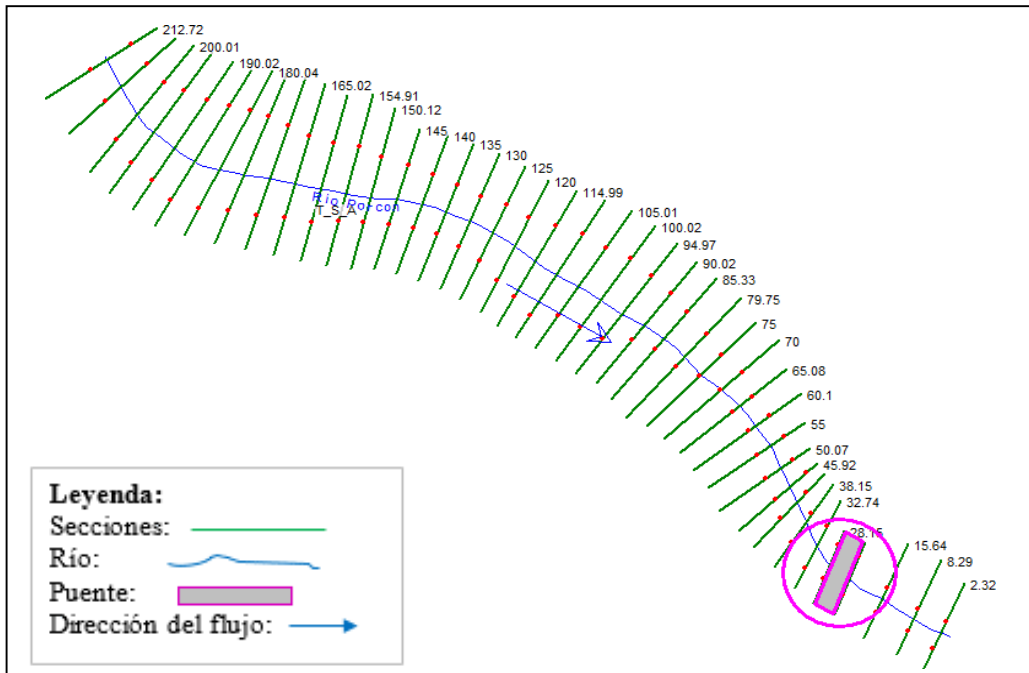
Esta información ha sido importada del AutoCad Civil 3D

Figura 41. Datos topográficos en planta del puente Plan Manzanillas.



Fuente: Hec ras.

Figura 42. Datos topográficos en planta del puente San Antonio.



Fuente: Hec ras.

Figura 43. Coordenadas importadas del AutoCad Civil 3D – Zona de emplazamiento del puente Plan Manzanillas.

Station	Elevation	
1	8.3	2938.3
2	10.3	2937.65
3	10.8	2937.52
4	12.1	2937.418
5	13.1	2937.34
6	13.2	2937.35
7	13.3	2937.36
8	13.5	2937.4
9	13.6	2937.41
10	14.9	2937.55
11	15.1	2937.57
12	15.3	2937.59
13	15.3	2937.6
14	15.6	2937.62

Downstream Reach Lengths

LOB	Channel	ROB
5	5	5

Manning's n Values

LOB	Channel	ROB
0.076	0.065	0.076

Main Channel Bank Stations

Left Bank	Right Bank
18	21.4

Cont'Exp Coefficient (Steady)

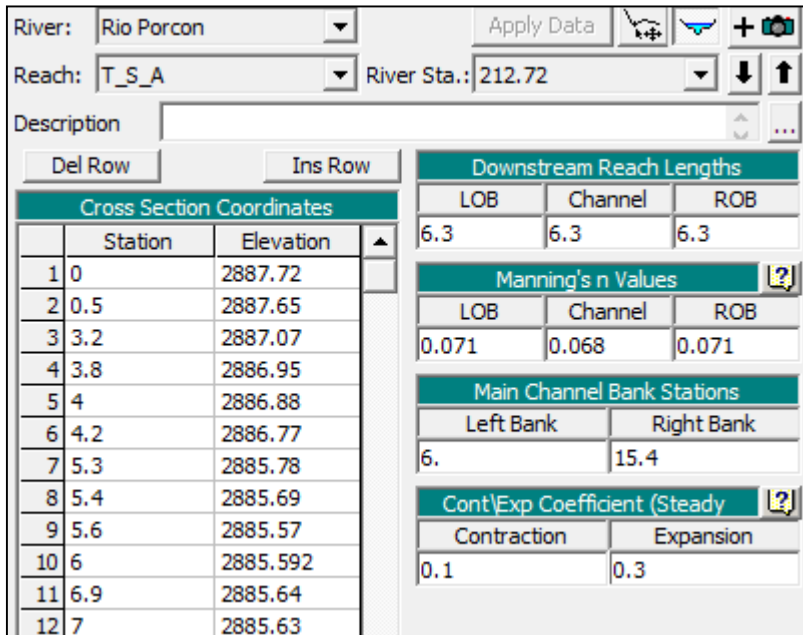
Contraction	Expansion
0.1	0.3

Annotations:

- Distancia entre secciones aguas abajo del cauce margen derecha e izquierda y de expansión.
- Valores de Manning del cauce y márgenes derecha e izquierda y de expansión.
- Coordenadas X a la que se encuentran en borde izquierdo y derecho del cauce.
- Coefficientes de contracción y expansión.
- Station= Distancia al origen X.
Elevation= Cota del terreno Y.

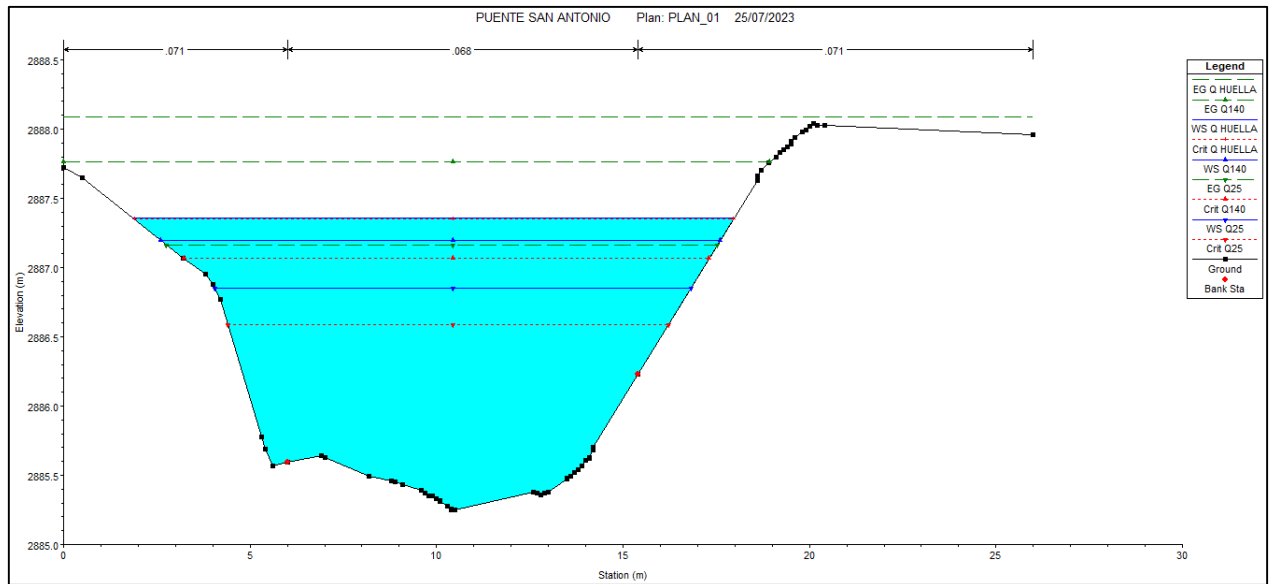
Fuente: Hec Ras.

Figura 44. Coordenadas importadas del Auto Cad Civil 3D – Zona de emplazamiento del puente San Antonio.



Fuente: Hec Ras.

Figura 45. Secciones importadas del AutoCad Civil 3D, ubicado a la altura del puente en donde se realizará la modelación de socavación.



Fuente: Hec Ras.

ii. Datos de estudio de mecánica de suelos

Dentro de los más importante que se ha considerado para este estudio son; la rugosidad, diámetro medio de la partícula del fondo del cauce y el peso específico de dicho material, loscuales ya han sido estudiados y determinados anteriormente.

Figura 46. Resumen del estudio de mecánica de suelos, necesarios para ingresar al programa.

Downstream Reach Lengths		
LOB	Channel	ROB
6.3	6.3	6.3

Manning's n Values		
LOB	Channel	ROB
0.071	0.068	0.071

Main Channel Bank Stations	
Left Bank	Right Bank
6.	15.4

Cont\Exp Coefficient (Steady	
Contraction	Expansion
0.1	0.3

Y1:	1.78	3.35	1.55
V1:	0.73	2.27	1.05
Y0:	1.20	3.00	1.87
Q2:	0.77	72.43	3.59
W2:	0.65	7.30	1.36
D50:	5.66	5.66	5.66
Equation:	Live	Live	Live
- Live Bed Specific Data			
Q1:	1.51	70.04	5.24
W1:	1.16	9.20	3.21
K1:	K1 ...	0.640	0.640
Approach XS River Sta.: 32.74			

Datos generados por el software Hec Ras.

Información granulométrica. D50

Fuente: Hec Ras.

iii. Datos hidrológicos

Los caudales de diseño y adoptados son:

Resumen de caudales con diferentes períodos de retorno – Puente Plan Manzanas.

Tabla 33. Resumen de caudales para el Puente Plan Manzanas.

Tr = Período de retorno	Qd (m3/s)	Método Snyder HMS
Tr = 149	42.50	m3/s
Tr = 251	49.13	m3/s
Tr = 315	52.31	m3/s

Tabla 34. Resumen de caudales para el Puente San Antonio.

Tr = Período de retorno	Qd (m3/s)	Método Snyder HMS
Tr = 25	34.8	m3/s
Tr = 140	60.7	m3/s
Tr = 313	76.8	m3/s

Figura 47. Ingreso de diferentes caudales de diseño escogidos para el software Hec ras - Plan Manzananas.

Flow Change Location				Profile Names and Flow Rates		
River	Reach	RS	Qhuella 149	Q251	Q315	
1 Rio Porcon	R1	295	42.50	49.13	52.31	

Fuente: Hec Ras

Figura 48. Ingreso de diferentes caudales de diseño escogidos para el software Hec ras. – San Antonio.

Flow Change Location				Profile Names and Flow Rates		
River	Reach	RS	Q HUELLA	Q140	Q25	
1 Rio Porcon	T_S_A	212.72	76.8	60.7	34.8	

Fuente: Hec Ras.

iv. Datos hidráulicos

Para el estudio es necesario ingresar la pendiente de la línea de energía promedio del tramo en estudio. Esta línea se considera paralelo a la pendiente del espejo de aguas.

La pendiente es la interpolación de la pendiente aguas arriba y aguas abajo según el Ras Mapper, como se especifica a continuación:

Figura 49. Ingreso de la pendiente del canal para el software Hec ras – Puente Plan Manzananas.

Selected Boundary Condition Locations and Types				
River	Reach	Profile	Upstream	Downstream
Rio Porcon	R1	all	Normal Depth S = 0.08	Normal Depth S = 0.05

Fuente: Hec Ras.

Figura 50. Ingreso de la pendiente del canal para el software Hec ras – Puente San Antonio.

Selected Boundary Condition Locations and Types				
River	Reach	Profile	Upstream	Downstream
Rio Porcon	T_S_A	all	Normal Depth S = 0.0295	Normal Depth S = 0.0166

Fuente: Hec Ras.

v. Geometría del puente

El ingreso de la información de la geometría del puente en las coordenadas X-Y, tanto del tablero como de los estribos.

Figura 51. Ingreso de datos geométricos del tablero del puente al programa Hec ras. Plan Manzanas

Upstream			Downstream			
	Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord
1	0	2887.18	2886.48	0	2887.18	2886.48
2	14.9	2887.18	2886.48	15.5	2887.18	2886.48

Información geométrica del tablero del puente, aguas arriba y aguas abajo del eje del puente.

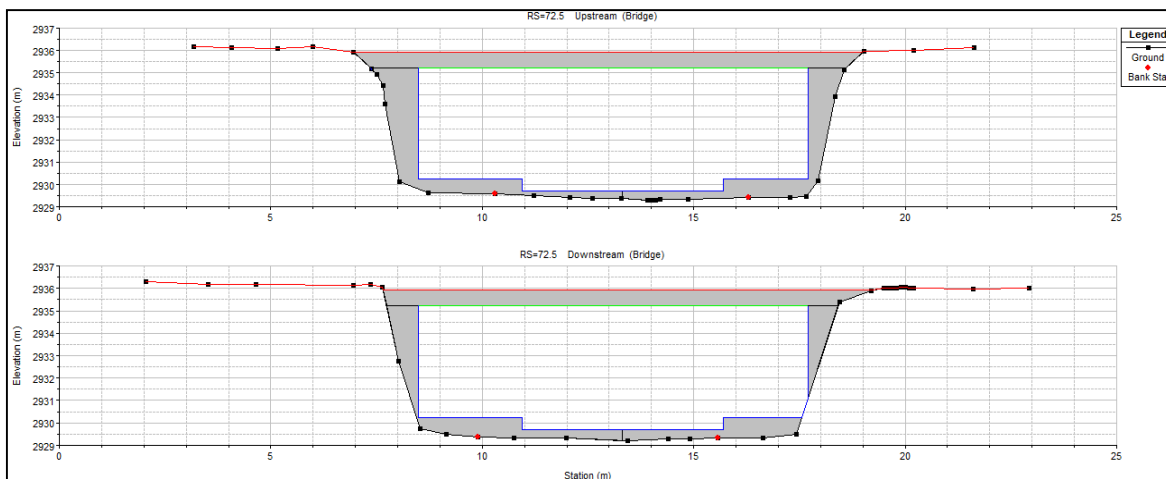
Fuente: Hec Ras.

Figura 52. Ingreso de datos geométricos de los estribos del puente al programa Hec ras. San Antonio.

Upstream		Downstream		
	Station	Elevation	Station	Elevation
1	1.8	2886.48	1.8	2886.48
2	2.65	2886.48	2.65	2886.48
3	2.65	2883.86	2.65	2883.86
4	4.45	2882.18	4.45	2882.18
5	5.25	2882.18	5.25	2882.18

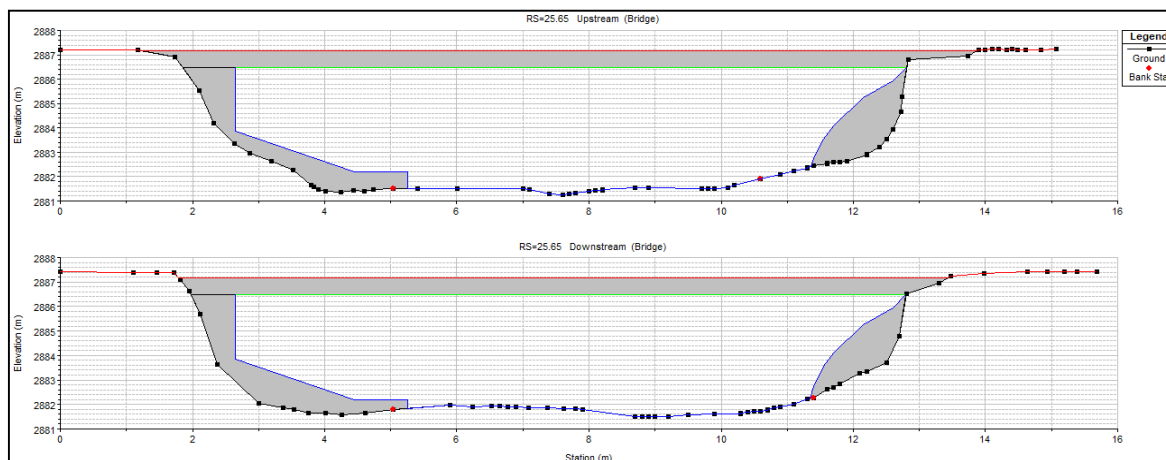
Fuente: Hec Ras.

Figura 53. Sección transversal aguas arriba y aguas abajo del cauce en la zona del puente Plan Manzanas.



Fuente: Hec Ras.

Figura 54. Sección transversal aguas arriba y aguas abajo del cauce en la zona del puente San Antonio.



Fuente: Hec Ras.

vi. Cálculos hidráulicos previos a la socavación.

Para el cálculo hidráulico se tiene en cuenta el tipo de flujo a modelar como condición inicial, para el cuál se ha considerado un flujo permanente, uniforme y régimen mixto.

- ✓ Resumen del cálculo hidráulico: Siendo los siguientes cuadros extraídos del Hec Ras para los cuatro caudales escogidos.

Profile: Q=TR 149= 42.70 m3/s

Figura 55. Detalle del cálculo hidráulico en la zona de emplazamiento del puente Plan Manzanas - con Q-TR-149.

Plan: p1 Rio Porcon R1 RS: 72.5 Profile: Qhuella 149				
E.G. US. (m)	2932.25	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2932.08	E.G. Elev (m)	2932.22	2932.04
Q Total (m3/s)	42.50	W.S. Elev (m)	2931.86	2931.34
Q Bridge (m3/s)	42.50	Crit W.S. (m)	2931.32	2931.34
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.15	1.63
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.44	3.37
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	17.45	12.62
Weir Submerg		Froude # Chl	0.64	1.02
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	28.14	24.68
Min El Weir Flow (m)	2935.91	Hydr Depth (m)	1.90	1.37
Min El Prs (m)	2935.21	W.P. Total (m)	13.50	12.33
Delta EG (m)	0.59	Conv. Total (m3/s)	331.5	206.4
Delta WS (m)	0.77	Top Width (m)	9.20	9.20
BR Open Area (m2)	48.18	Frctn Loss (m)	0.15	0.02
BR Open Vel (m/s)	3.37	C & E Loss (m)	0.03	0.11
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	208.26	425.37
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	507.36	1432.50

Fuente: Hec Ras.

Profile: Q=TR 251= 49.13 m3/s

Figura 56. Detalle del cálculo hidráulico en la zona de emplazamiento del puente Plan Manzanas - con Q-TR-251.

Plan: p1 Rio Porcon R1 RS: 72.5 Profile: Q251				
E.G. US. (m)	2932.47	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2932.27	E.G. Elev (m)	2932.44	2932.26
Q Total (m3/s)	49.13	W.S. Elev (m)	2932.03	2931.48
Q Bridge (m3/s)	49.13	Crit W.S. (m)	2931.45	2931.48
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.32	1.77
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.58	3.54
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	19.03	13.87
Weir Submerg		Froude # Chl	0.65	1.04
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	33.87	29.91
Min El Weir Flow (m)	2935.91	Hydr Depth (m)	2.07	1.51
Min El Prs (m)	2935.21	W.P. Total (m)	13.85	12.61
Delta EG (m)	0.56	Conv. Total (m3/s)	379.3	238.9
Delta WS (m)	0.74	Top Width (m)	9.20	9.20
BR Open Area (m2)	48.18	Frctn Loss (m)	0.15	0.02
BR Open Vel (m/s)	3.54	C & E Loss (m)	0.04	0.12
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	226.10	456.63
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	583.70	1616.93

Fuente: Hec Ras.

Profile: Q=TR 315 = 52.31 m3/s

Figura 57. Detalle del cálculo hidráulico en la zona de emplazamiento del puente Plan Manzanas - con Q-TR-315.

Plan: p1 Rio Porcon R1 RS: 72.5 Profile: Q315				
E.G. US. (m)	2932.58	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2932.36	E.G. Elev (m)	2932.54	2932.36
Q Total (m3/s)	52.31	W.S. Elev (m)	2932.11	2931.55
Q Bridge (m3/s)	52.31	Crit W.S. (m)	2931.51	2931.55
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.40	1.84
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.65	3.61
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	19.75	14.49
Weir Submerg		Froude # Chl	0.66	1.04
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	36.71	32.52
Min El Weir Flow (m)	2935.91	Hydr Depth (m)	2.15	1.57
Min El Prs (m)	2935.21	W.P. Total (m)	14.01	12.74
Delta EG (m)	0.54	Conv. Total (m3/s)	401.9	255.3
Delta WS (m)	0.72	Top Width (m)	9.20	9.20
BR Open Area (m2)	48.18	Frctn Loss (m)	0.15	0.02
BR Open Vel (m/s)	3.61	C & E Loss (m)	0.04	0.13
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	234.36	468.08
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	620.61	1690.06

Fuente: Hec Ras.

Profile: Q=TR-313 = 76.80 m3/s

Figura 58. Detalle del cálculo hidráulico en la zona de emplazamiento del puente San Antonio - con Q-TR-313.

Plan: P_01 Rio Porcon T_S_A RS: 25.65 Profile: Q Huella				
E.G. US. (m)	2885.31	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2884.94	E.G. Elev (m)	2885.29	2885.23
Q Total (m3/s)	76.80	W.S. Elev (m)	2884.81	2884.61
Q Bridge (m3/s)	76.80	Crit W.S. (m)	2883.80	2883.98
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.56	3.12
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.82	3.21
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	27.24	23.93
Weir Submerg		Froude # Chl	0.56	0.68
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	66.24	59.68
Min El Weir Flow (m)	2887.18	Hydr Depth (m)	2.92	2.59
Min El Prs (m)	2886.48	W.P. Total (m)	13.99	13.49
Delta EG (m)	0.13	Conv. Total (m3/s)	755.7	608.6
Delta WS (m)	0.23	Top Width (m)	9.33	9.25
BR Open Area (m2)	42.06	Frctn Loss (m)	0.05	0.01
BR Open Vel (m/s)	3.21	C & E Loss (m)	0.01	0.05
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	197.23	277.01
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	556.03	889.18

Fuente: Hec Ras.

Profile: Q=TR-140= 60.70 m3/s

Figura 59. Detalle del cálculo hidráulico en la zona de emplazamiento del puente San Antonio - con Q-TR-140

Plan: P_01 Rio Porcon T_S_A RS: 25.65 Profile: Q-140				
E.G. US. (m)	2884.89	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2884.60	E.G. Elev (m)	2884.88	2884.82
Q Total (m3/s)	60.70	W.S. Elev (m)	2884.51	2884.36
Q Bridge (m3/s)	60.70	Crit W.S. (m)	2883.48	2883.66
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.26	2.87
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.48	2.81
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	24.45	21.58
Weir Submerg		Froude # Chl	0.51	0.62
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	51.15	45.54
Min El Weir Flow (m)	2887.18	Hydr Depth (m)	2.65	2.36
Min El Prs (m)	2886.48	W.P. Total (m)	13.37	12.96
Delta EG (m)	0.10	Conv. Total (m3/s)	641.7	519.6
Delta WS (m)	0.17	Top Width (m)	9.21	9.15
BR Open Area (m2)	42.06	Frctn Loss (m)	0.04	0.01
BR Open Vel (m/s)	2.81	C & E Loss (m)	0.01	0.03
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	160.50	222.84
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	398.48	626.83

Fuente: Hec Ras.

Profile: Q=TR-25 = 34.80 m3/s

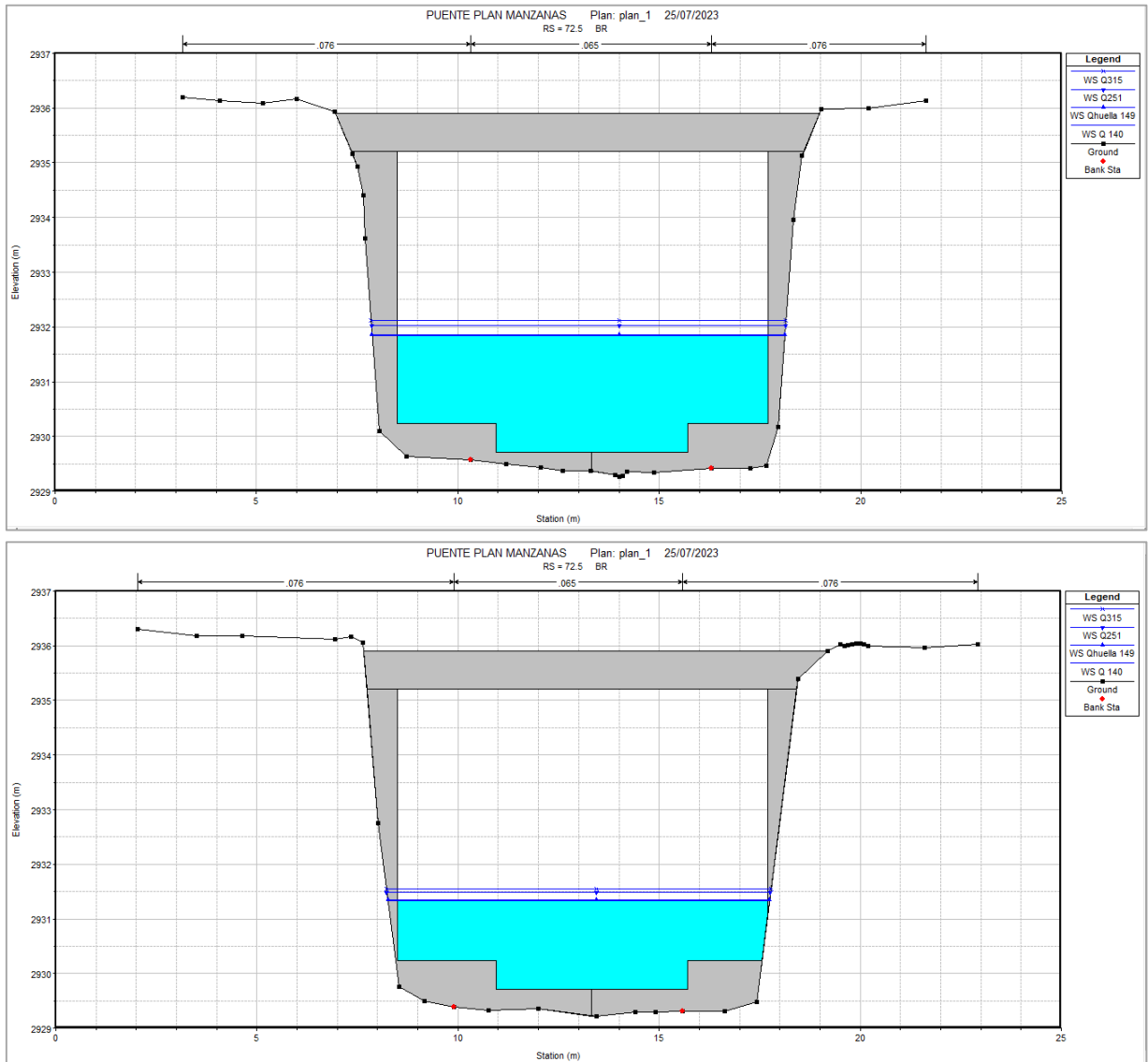
Figura 60. Detalle del cálculo hidráulico en la zona de emplazamiento del puente San Antonio - con Q-TR-25

Plan: P_01 Rio Porcon T S A RS: 25.65 Profile: Q-25				
E.G. US. (m)	2884.09	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2883.93	E.G. Elev (m)	2884.09	2884.05
Q Total (m3/s)	34.80	W.S. Elev (m)	2883.89	2883.79
Q Bridge (m3/s)	34.80	Crit W.S. (m)	2882.89	2883.07
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.64	2.30
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.85	2.11
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	18.80	16.48
Weir Submerg		Froude # Chl	0.42	0.51
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	28.24	24.20
Min El Weir Flow (m)	2887.18	Hydr Depth (m)	2.09	1.85
Min El Prs (m)	2886.48	W.P. Total (m)	12.09	11.79
Delta EG (m)	0.07	Conv. Total (m3/s)	430.9	343.6
Delta WS (m)	0.10	Top Width (m)	8.99	8.92
BR Open Area (m2)	42.06	Frctn Loss (m)	0.03	0.00
BR Open Vel (m/s)	2.11	C & E Loss (m)	0.01	0.02
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	99.51	140.60
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	184.16	296.91

Fuente: Hec Ras.

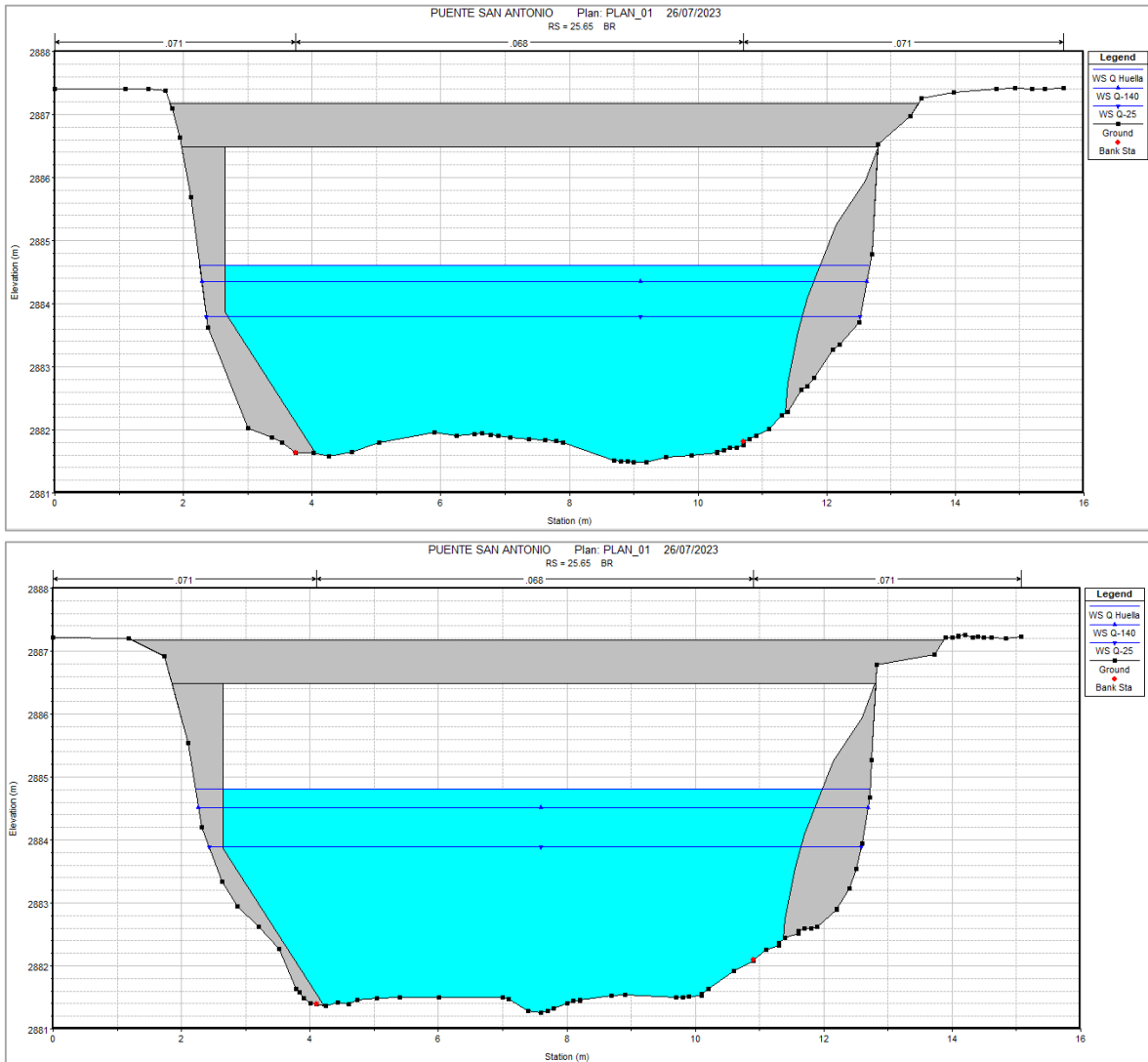
- ✓ Altura del tirante: Este dato se genera según los caudales escogidos para este estudio.

Figura 61. Altura del tirante para los diferentes caudales de diseño en el cruce del puente Plan Manzanas. Aguas arriba y aguas abajo del eje del puente.



Fuente: Hec Ras.

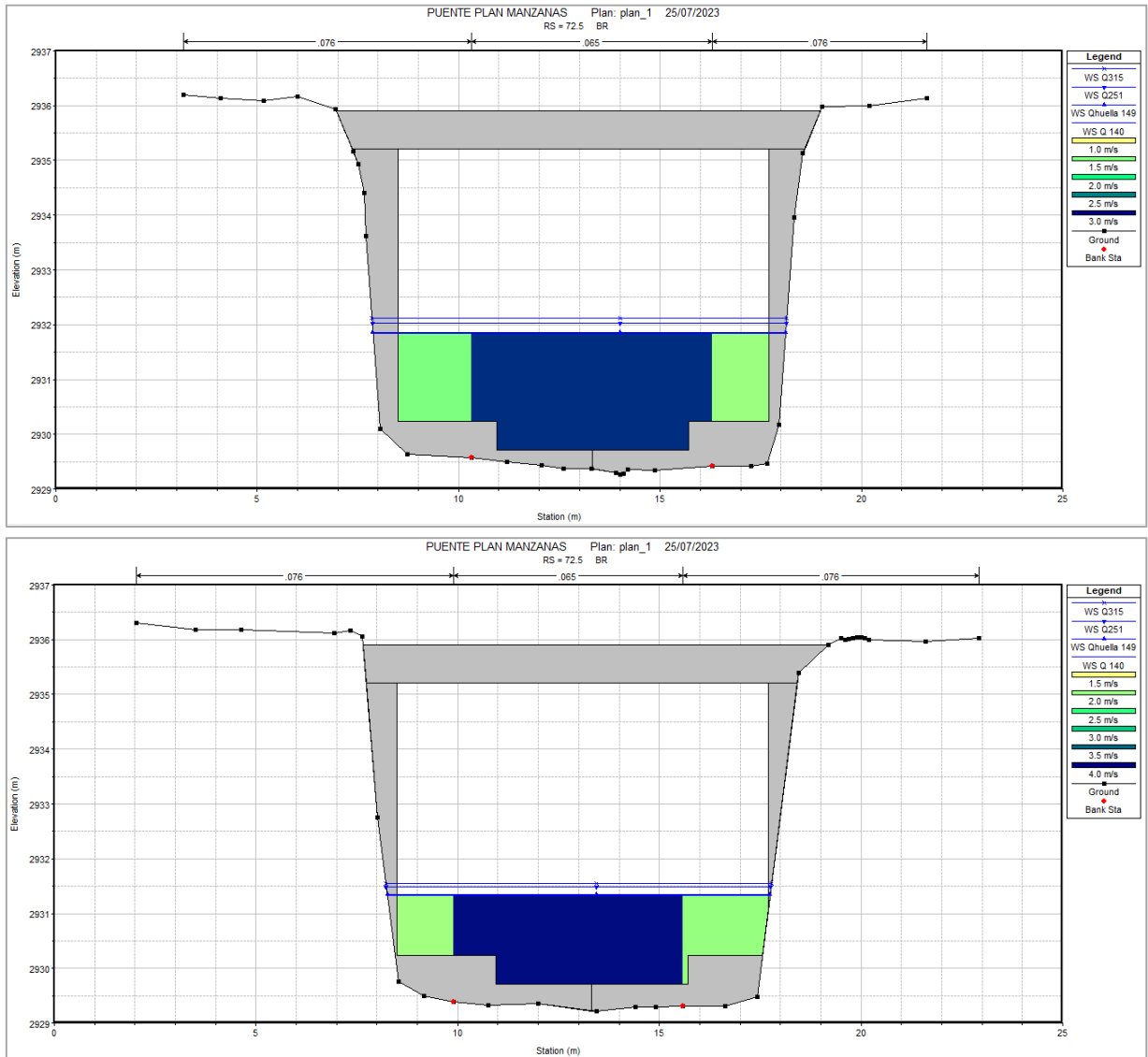
Figura 62. Altura del tirante para los diferentes caudales de diseño en el cruce del puente San Antonio. Aguas arriba y aguas abajo del eje del puente.



Fuente: Hec Ras.

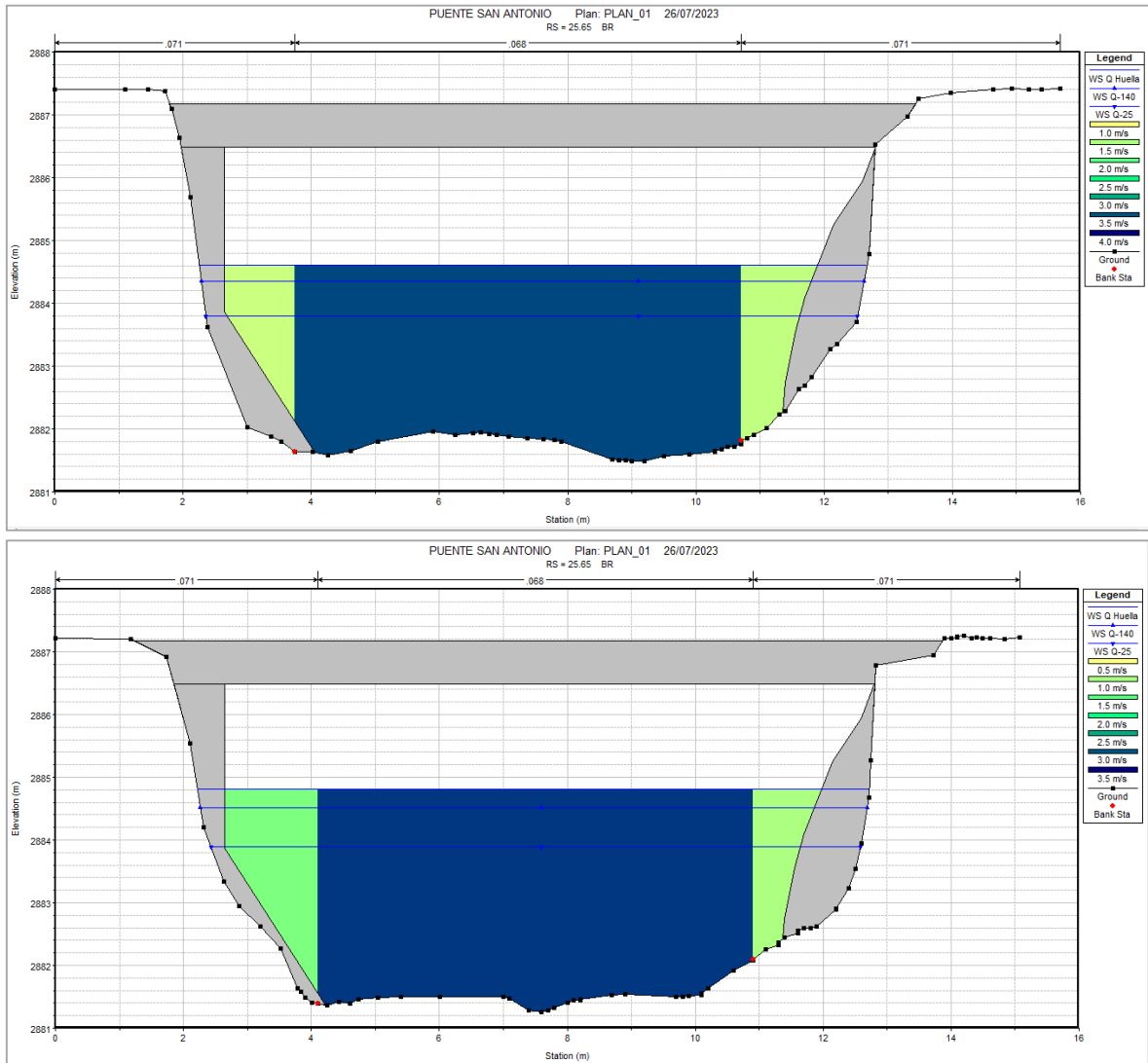
- ✓ Distribución de velocidad: La velocidad según los caudales cogidos para este estudio son:

Figura 63. Distribución de velocidad a lo largo de la sección según los caudales escogidos para el puente Plan Manzanas. Tanto aguas arriba como aguas abajo.



Fuente: Hec Ras.

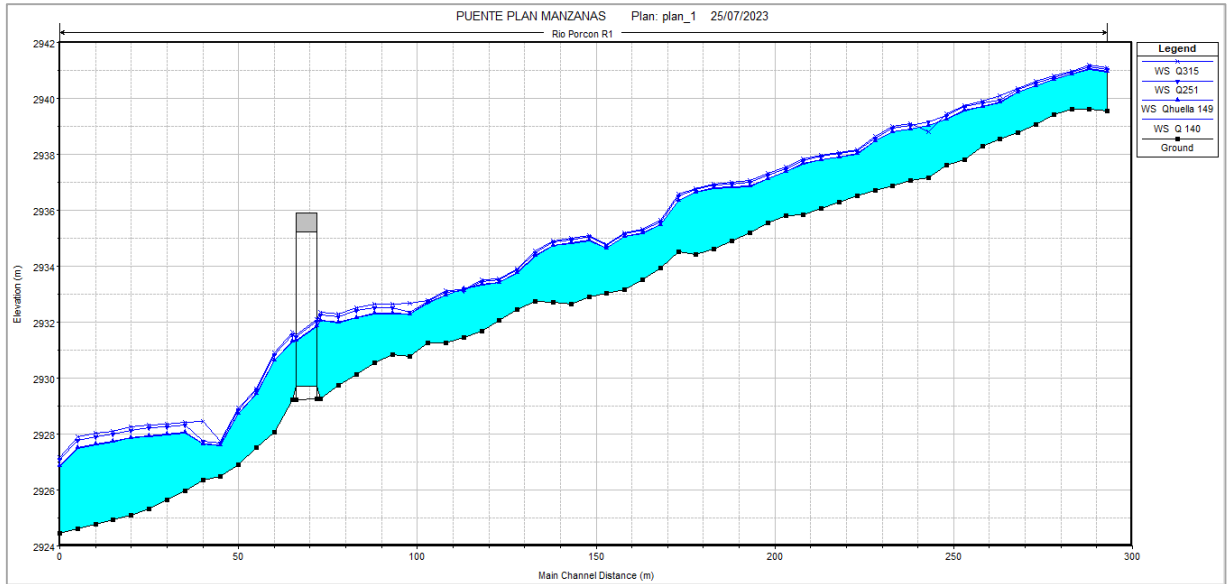
Figura 64. Distribución de velocidad a lo largo de la sección según los caudales escogidos para el puente San Antonio. Tanto aguas arriba como aguas abajo.



Fuente: Hec Ras.

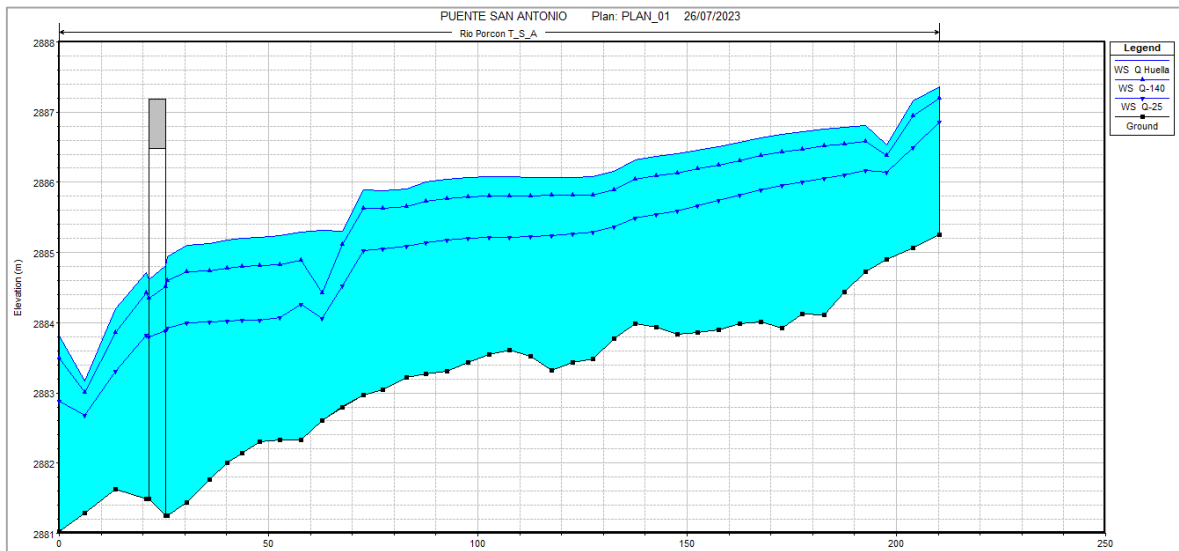
✓ Perfil longitudinal para el espejo de agua:

Figura 65. Perfil longitudinal para el espejo de aguas para los diferentes caudales del puente Plan Manzanas.



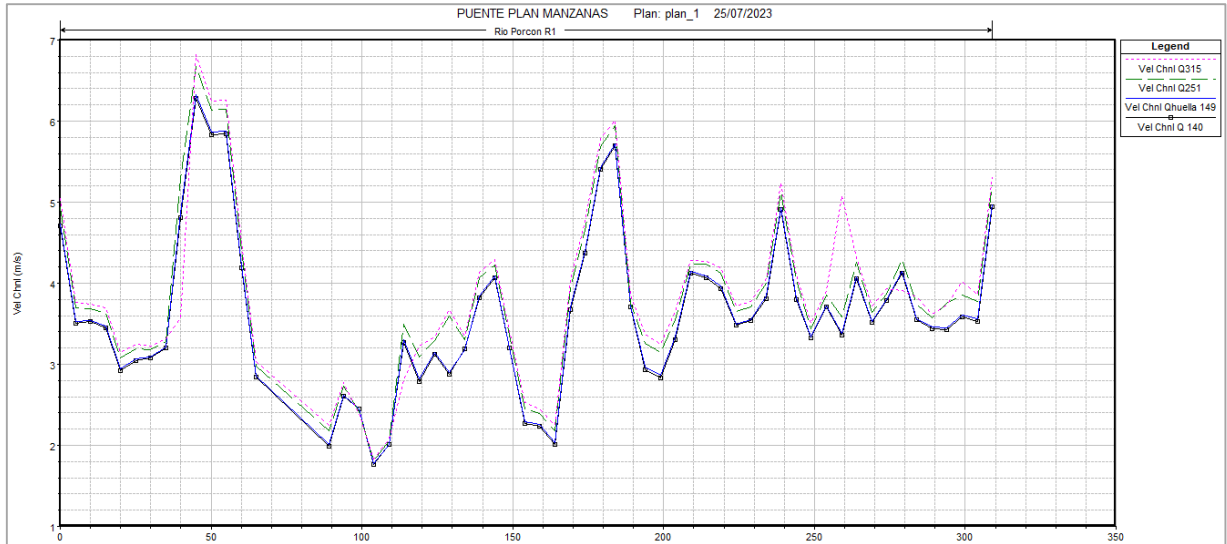
Fuente: Hec Ras.

Figura 66. Perfil longitudinal para el espejo de aguas para los diferentes caudales del puente San Antonio.



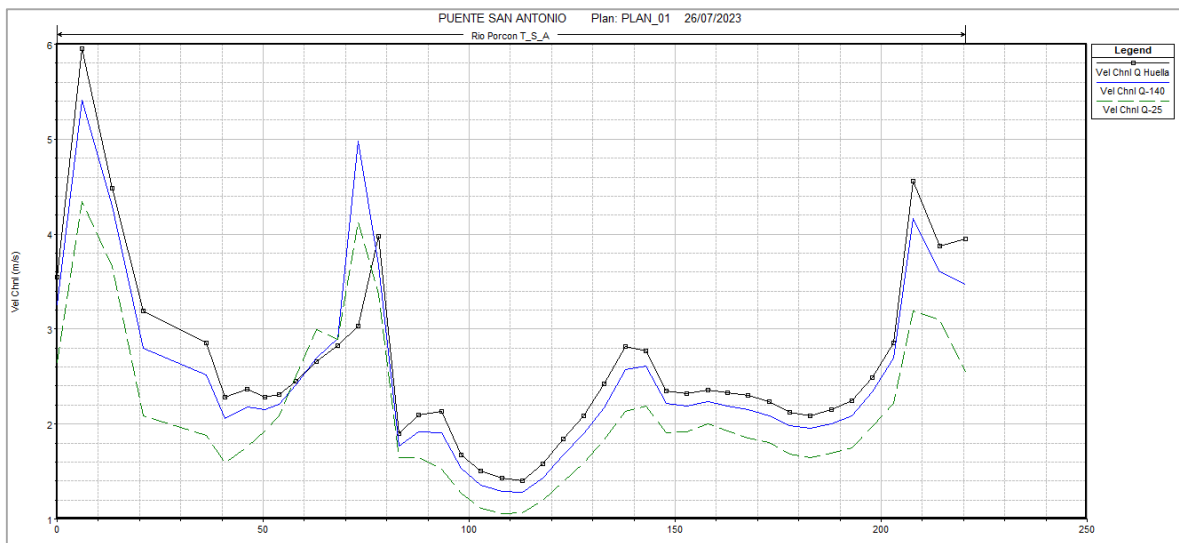
✓ Variación de la velocidad:

Figura 67. Variación de la velocidad a lo largo del canal para los diferentes caudales – puente Plan Manzanas.



Fuente: Hec Ras.

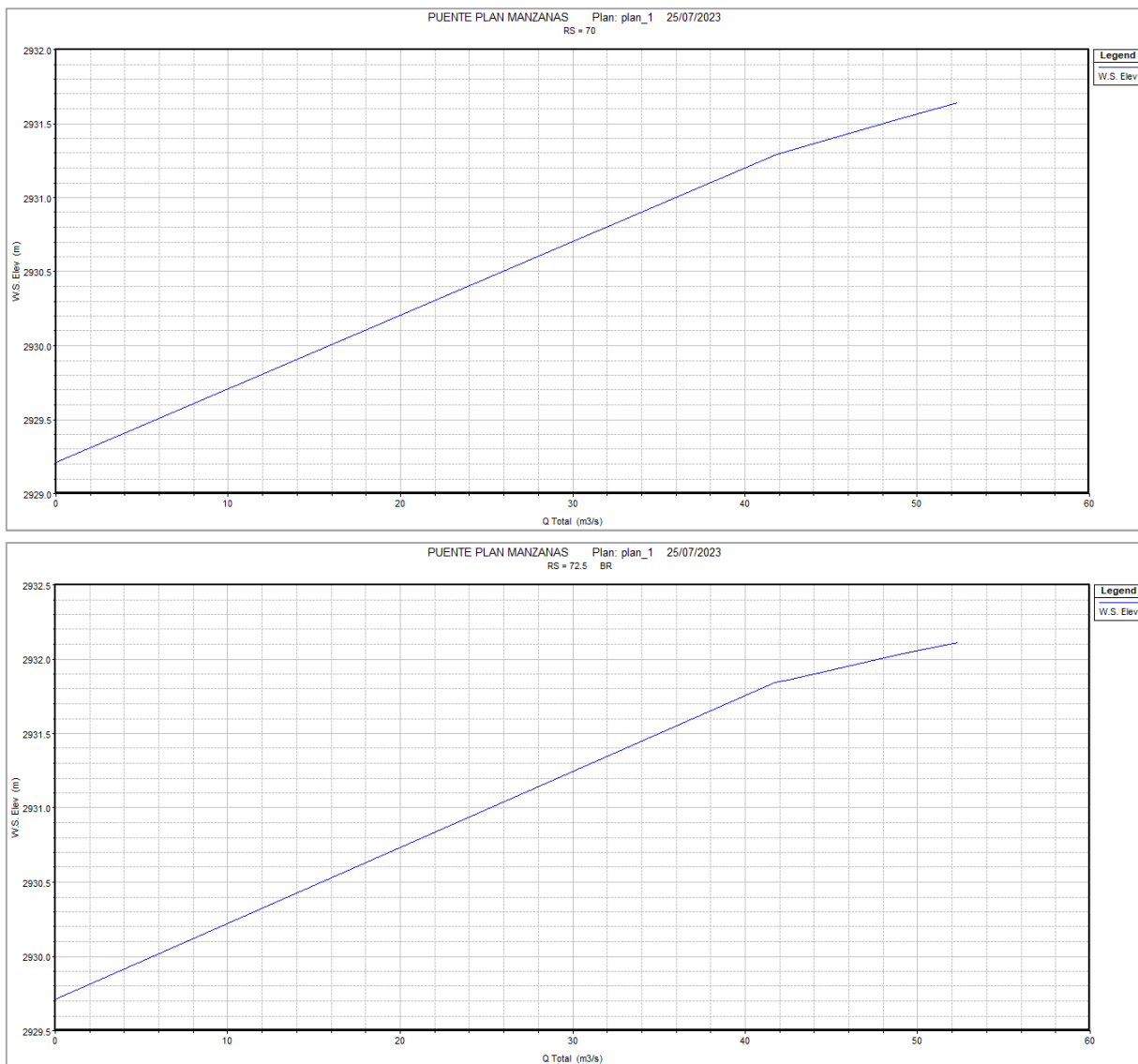
Figura 68. Variación de la velocidad a lo largo del canal para los diferentes caudales – puente San Antonio.



Fuente: Hec Ras.

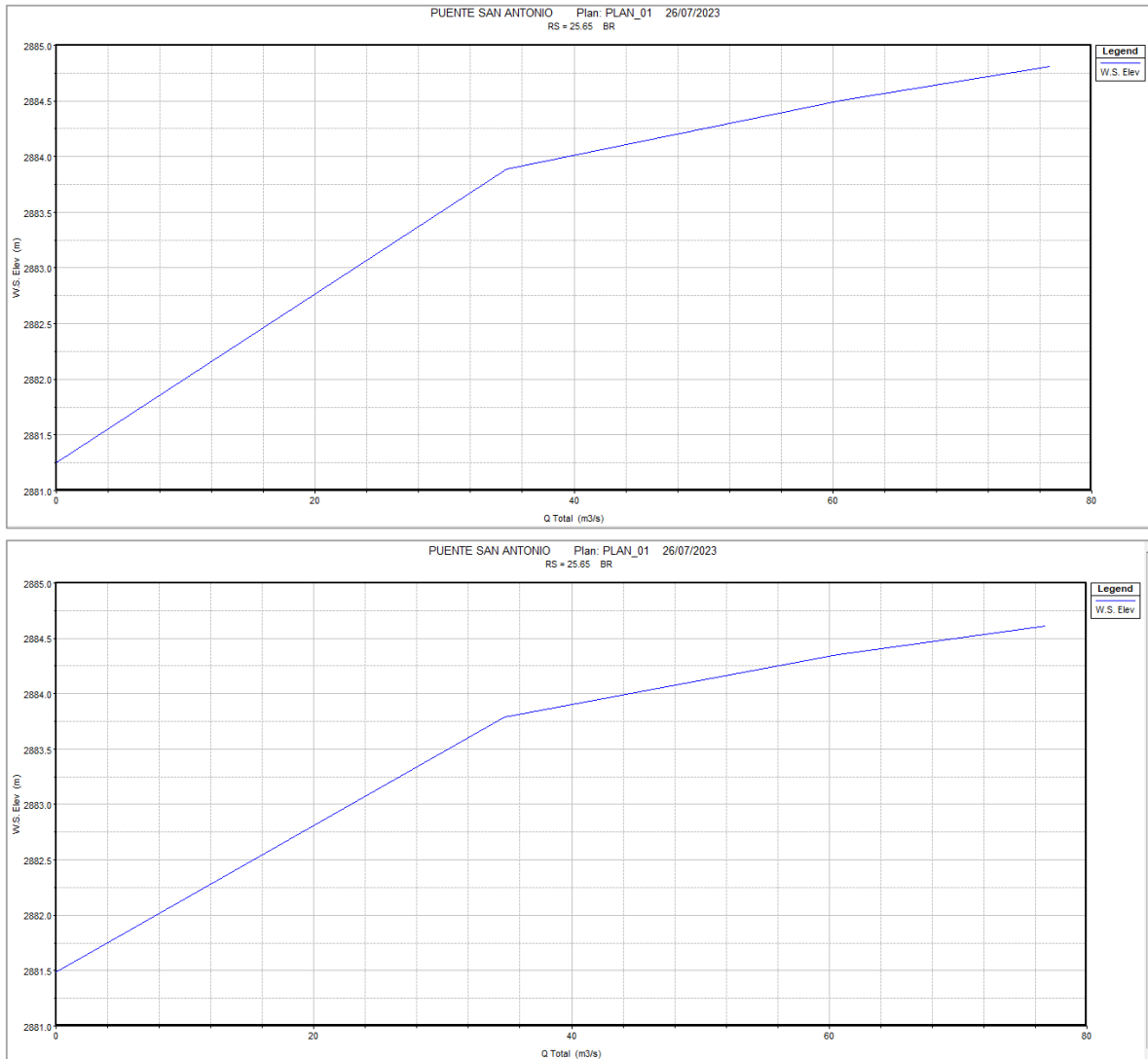
✓ Curva caudal vs el tirante máximo

Figura 69. Curva caudal vs el tirante máximo a la altura del puente Plan Manzanas. Según aguas arriba y aguas abajo del eje del puente.



Fuente: Hec Ras.

Figura 70. Curva caudal vs el tirante máximo a la altura del puente San Antonio. Según aguas arriba y aguas abajo del eje del puente.



vii. Cálculos de factores de socavación.

El río Porcón está dentro de la clasificación de ríos de alta montaña, porque transporta sedimentos, por ello se va a elegir una modelación de lecho móvil y en el caso de socavación general el tipo de suelo en la zona es granular, con ello se elige la respectiva formula, sin tener la consideración de corrección por contracción por que se representará en la modelación con Hec Ras.

Para el cálculo de socavación general:

- ✓ Para la socavación general por Lischtvan – Levediev, se elige una sección aguas

arriba de la sección de puente Plan Manzanos (River Sta =80) y el análisis se hará para los perfiles de los caudales escogidos, para lo cual se presentará un resumen del modelo matemático en Excel.

Figura 71. Detalle del cálculo hidráulico en cada sección del río Porcón, en la zona de emplazamiento del puente Plan Manzanos.

HEC-RAS Plan: p1 River: Rio Porcon Reach: R1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
R1	90	Q315	52.31	2930.54	2932.63	2931.97	2932.78	0.008987	1.83	30.95	20.50	0.49
R1	85	Q 140	41.70	2930.14	2932.15	2931.79	2932.38	0.014061	2.45	21.40	17.42	0.61
R1	85	Qhuella 149	42.50	2930.14	2932.18	2931.80	2932.41	0.013672	2.45	21.90	17.57	0.61
R1	85	Q251	49.13	2930.14	2932.41	2931.90	2932.63	0.011189	2.41	26.09	18.89	0.56
R1	85	Q315	52.31	2930.14	2932.51	2931.95	2932.73	0.010160	2.39	28.15	19.16	0.54
R1	80	Q 140	41.70	2929.74	2931.98	2931.43	2932.31	0.012345	2.61	17.50	10.73	0.60
R1	80	Qhuella 149	42.50	2929.74	2932.00	2931.44	2932.33	0.012284	2.62	17.76	10.80	0.60
R1	80	Q251	49.13	2929.74	2932.20	2931.59	2932.56	0.011755	2.73	19.95	11.42	0.59
R1	80	Q315	52.31	2929.74	2932.29	2931.65	2932.66	0.011507	2.78	21.01	11.71	0.59
R1	75	Q 140	41.70	2929.27	2932.05	2930.73	2932.22	0.004606	1.99	25.87	10.29	0.39
R1	75	Qhuella 149	42.50	2929.27	2932.08	2930.75	2932.25	0.004646	2.01	26.12	10.29	0.39
R1	75	Q251	49.13	2929.27	2932.27	2930.88	2932.47	0.004943	2.18	28.13	10.33	0.41
R1	75	Q315	52.31	2929.27	2932.36	2930.94	2932.58	0.005073	2.25	29.05	10.35	0.42
R1	72.5		Bridge									
R1	70	Q 140	41.70	2929.21	2931.29	2930.69	2931.63	0.013718	2.84	17.71	9.47	0.64
R1	70	Qhuella 149	42.50	2929.21	2931.31	2930.70	2931.66	0.013611	2.85	17.97	9.48	0.64
R1	70	Q251	49.13	2929.21	2931.54	2930.84	2931.91	0.012871	2.98	20.11	9.56	0.64
R1	70	Q315	52.31	2929.21	2931.64	2930.91	2932.03	0.012562	3.03	21.11	9.59	0.63
R1	65	Q 140	41.70	2928.08	2930.63	2930.63	2931.47	0.038853	4.19	11.09	7.14	0.98
R1	65	Qhuella 149	42.50	2928.08	2930.65	2930.65	2931.50	0.038682	4.22	11.25	7.16	0.98
R1	65	Q251	49.13	2928.08	2930.84	2930.84	2931.76	0.037354	4.41	12.57	7.29	0.98
R1	65	Q315	52.31	2928.08	2930.91	2930.91	2931.87	0.037262	4.51	13.14	7.35	0.98
R1	60	Q 140	41.70	2927.50	2929.43	2929.91	2931.08	0.115401	5.85	7.83	7.41	1.60
R1	60	Qhuella 149	42.50	2927.50	2929.44	2929.93	2931.11	0.115010	5.88	7.95	7.42	1.60
R1	60	Q251	49.13	2927.50	2929.57	2930.10	2931.37	0.111769	6.14	8.88	7.53	1.60
R1	60	Q315	52.31	2927.50	2929.63	2930.18	2931.48	0.109955	6.25	9.33	7.58	1.60

Fuente: Hec Ras.

- ✓ Para la socavación general por Lischtván – Levediev, se elige una sección aguas arriba de la sección de puente San Antonio (River Sta = 32.74) y el análisis será para los perfiles de los caudales escogidos, para lo cual se presentará un resumen del modelo matemático en Excel.

Figura 72. Detalle del cálculo hidráulico en cada sección del río Porcón, en la zona de emplazamiento del puente San Antonio.

HEC-RAS Plan: P_01 River: Río Porcon Reach: T_S_A												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
T_S_A	50.07	Q Huella	76.80	2882.30	2885.22	2884.44	2885.47	0.007838	2.45	37.50	18.38	0.48
T_S_A	50.07	Q-140	60.70	2882.30	2884.82	2884.25	2885.06	0.009425	2.41	30.16	17.93	0.51
T_S_A	50.07	Q-25	34.80	2882.30	2884.04	2883.87	2884.31	0.017905	2.51	16.56	17.06	0.66
T_S_A	45.92	Q Huella	76.80	2882.14	2885.20	2884.24	2885.43	0.006691	2.31	38.42	17.23	0.45
T_S_A	45.92	Q-140	60.70	2882.14	2884.80	2884.03	2885.01	0.007566	2.21	31.60	16.79	0.46
T_S_A	45.92	Q-25	34.80	2882.14	2884.04	2883.65	2884.23	0.011445	2.08	19.09	15.97	0.53
T_S_A	42.48	Q Huella	76.80	2882.00	2885.18	2884.11	2885.41	0.006204	2.28	38.88	16.58	0.43
T_S_A	42.48	Q-140	60.70	2882.00	2884.78	2883.90	2884.98	0.006730	2.15	32.36	16.15	0.44
T_S_A	42.48	Q-25	34.80	2882.00	2884.02	2883.51	2884.19	0.008878	1.92	20.39	15.31	0.47
T_S_A	38.15	Q Huella	76.80	2881.76	2885.13	2883.87	2885.38	0.005916	2.36	37.44	15.38	0.43
T_S_A	38.15	Q-140	60.70	2881.76	2884.74	2883.62	2884.96	0.005994	2.18	31.58	14.88	0.42
T_S_A	38.15	Q-25	34.80	2881.76	2884.01	2883.18	2884.15	0.005945	1.75	21.79	12.68	0.40
T_S_A	32.74	Q Huella	76.80	2881.44	2885.10	2883.62	2885.35	0.004970	2.28	37.72	13.57	0.40
T_S_A	32.74	Q-140	60.70	2881.44	2884.72	2883.35	2884.92	0.004740	2.06	32.68	12.99	0.38
T_S_A	32.74	Q-25	34.80	2881.44	2884.00	2882.88	2884.12	0.004124	1.59	23.66	11.91	0.34
T_S_A	28.15	Q Huella	76.80	2881.25	2884.94	2883.71	2885.31	0.007790	2.85	31.42	10.53	0.49
T_S_A	28.15	Q-140	60.70	2881.25	2884.60	2883.42	2884.89	0.006955	2.52	27.89	10.45	0.46
T_S_A	28.15	Q-25	34.80	2881.25	2883.93	2882.87	2884.09	0.005356	1.88	20.97	10.18	0.39
T_S_A	25.65		Bridge									
T_S_A	23.11	Q Huella	76.80	2881.49	2884.71	2883.83	2885.17	0.011450	3.19	27.91	10.44	0.59
T_S_A	23.11	Q-140	60.70	2881.49	2884.43	2883.54	2884.78	0.010043	2.80	24.96	10.35	0.54
T_S_A	23.11	Q-25	34.80	2881.49	2883.83	2882.99	2884.03	0.007836	2.09	18.80	10.17	0.46
T_S_A	15.64	Q Huella	76.80	2881.63	2884.20	2884.20	2885.01	0.031216	4.48	21.23	13.42	0.94
T_S_A	15.64	Q-140	60.70	2881.63	2883.86	2883.86	2884.62	0.035377	4.29	17.03	11.48	0.97
T_S_A	15.64	Q-25	34.80	2881.63	2883.31	2883.31	2883.88	0.039811	3.66	11.10	9.95	0.98

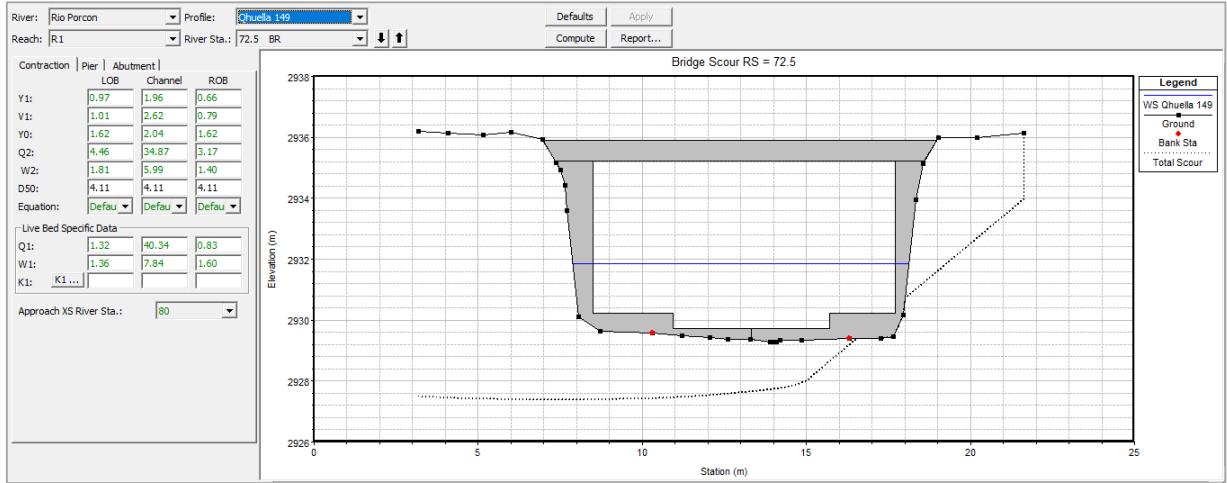
Para el cálculo de socavación por contracción:

Método de Laursen (Hec Ras)

El software permite determinar el cálculo de contracción, según las siguientes figuras:

Socavación por contracción para Q-TR-149= 42.50 m³/s

Figura 73. Parámetros que involucran la socavación por contracción puente Plan Manzanas. Q-TR-149=42.50 m³/s



Fuente: Hec Ras.

Figura 74. Resultados de socavación por contracción – Puente Plan Manzanas - Q-TR-149=42.50 m³/s

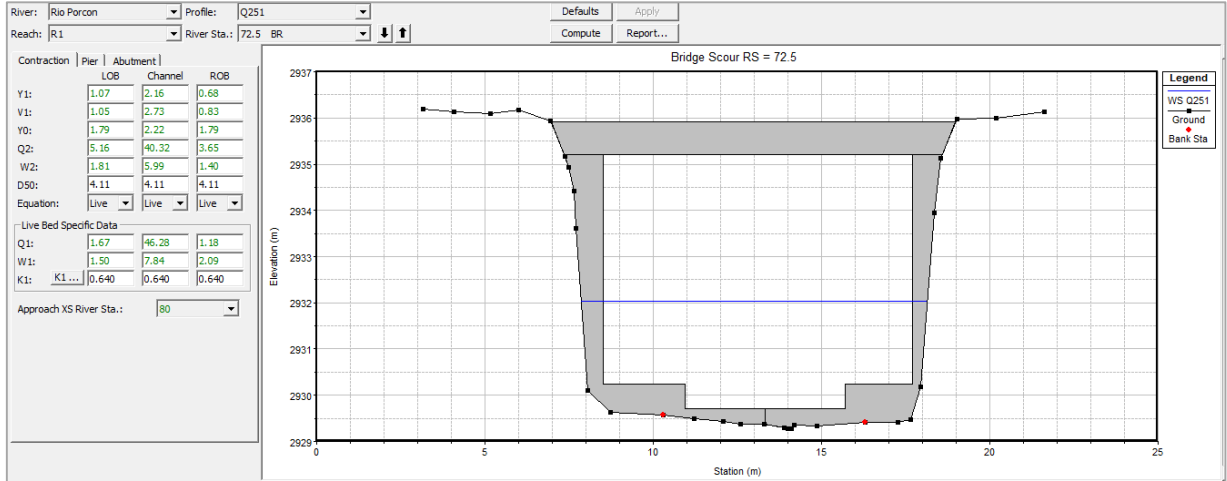
Contraction Scour			
	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m):	0.97	1.96	0.66
Approach Velocity (m/s):	1.01	2.62	0.79
Br Average Depth (m):	1.62	2.04	1.62
BR Opening Flow (m ³ /s):	4.46	34.87	3.17
BR Top WD (m):	1.81	5.99	1.40
Grain Size D50 (mm):	4.11	4.11	4.11
Approach Flow (m ³ /s):	1.32	40.34	0.83
Approach Top WD (m):	1.36	7.84	1.60
K1 Coefficient:	0.640	0.640	0.640
Results			
Scour Depth Ys (m):	0.67	0.02	0.26
Critical Velocity (m/s):	0.98	1.11	0.92
Equation:	Live	Live	Clear

Resultados de la profundidad de socavación por contracción.

Fuente: Hec Ras.

Socavación por contracción para Q-TR-251= 49.13 m3/s

Figura 75. Parámetros que involucran la socavación por contracción puente Plan Manzanas. Q-TR-251=49.13 m3/s.



Fuente: Hec Ras.

Figura 76. Resultados de socavación por contracción – Puente Plan Manzanas - Q-TR-251=49.13 m3/s.

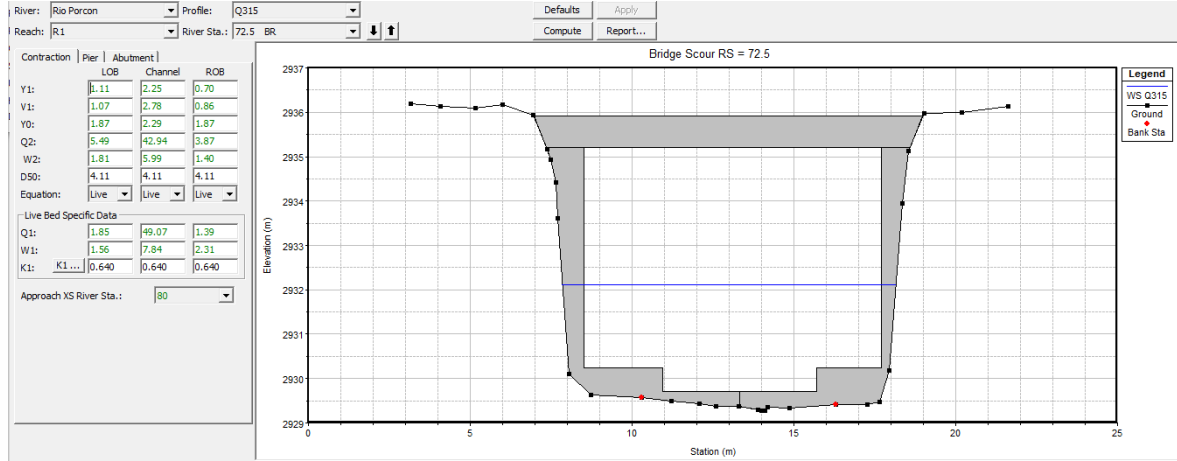
Contraction Scour			
	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m):	1.07	2.16	0.68
Approach Velocity (m/s):	1.05	2.73	0.83
Br Average Depth (m):	1.79	2.22	1.79
BR Opening Flow (m3/s):	5.16	40.32	3.65
BR Top WD (m):	1.81	5.99	1.40
Grain Size D50 (mm):	4.11	4.11	4.11
Approach Flow (m3/s):	1.67	46.28	1.18
Approach Top WD (m):	1.50	7.84	2.09
K1 Coefficient:	0.640	0.640	0.640
Results			
Scour Depth Ys (m):	0.70	0.06	0.52
Critical Velocity (m/s):			
Equation:	Live	Live	Live

Resultados de la profundidad de socavación por contracción.

Fuente: Hec Ras.

Socavación por contracción para Q-TR-315= 52.31 m3/s

Figura 77. Parámetros que involucran la socavación por contracción puente Plan Manzanas. Q-TR-315 = 52.31 m3/s.



Fuente: Hec Ras.

Figura 78. Resultados de socavación por contracción – Puente Plan Manzanas - Q-TR-315 = 52.31 m3/s.

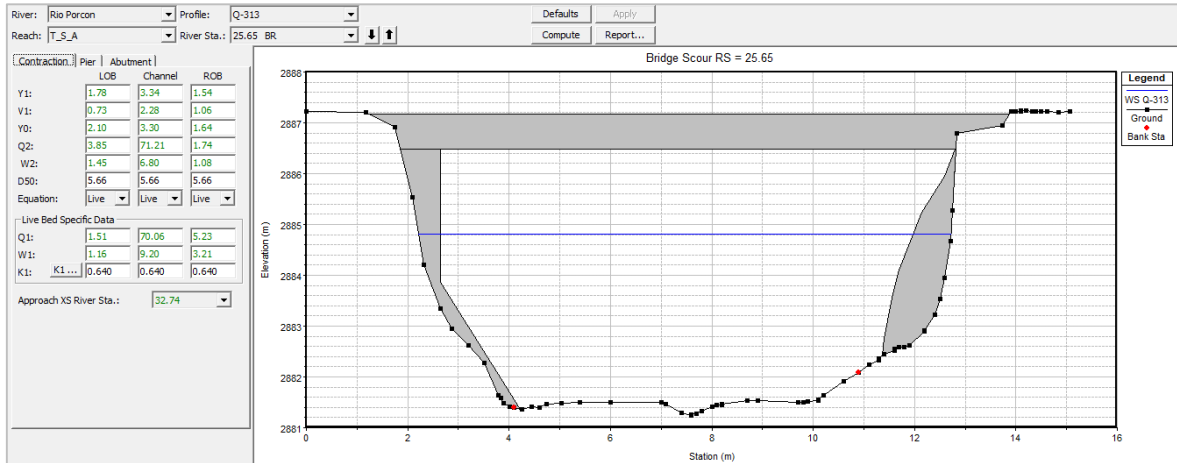
Contraction Scour			
	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m):	1.11	2.25	0.70
Approach Velocity (m/s):	1.07	2.78	0.86
Br Average Depth (m):	1.87	2.29	1.87
BR Opening Flow (m3/s):	5.49	42.94	3.87
BR Top WD (m):	1.81	5.99	1.40
Grain Size D50 (mm):	4.11	4.11	4.11
Approach Flow (m3/s):	1.85	49.07	1.39
Approach Top WD (m):	1.56	7.84	2.31
K1 Coefficient:	0.640	0.640	0.640
Results			
Scour Depth Ys (m):	0.69	0.09	0.36
Critical Velocity (m/s):	1.01	1.13	0.93
Equation:	Live	Live	Clear

Resultados de la profundidad de socavación por contracción.

Fuente: Hec Ras.

Socavación por contracción para Q-TR-313= 76.80 m3/s

Figura 79. Parámetros que involucran la socavación por contracción puente San Antonio. Q-TR-313=76.80 m3/s.



Fuente: Hec Ras.

Figura 80. Resultados de socavación por contracción – puente San Antonio. Q-TR-313=76.80 m3/s.

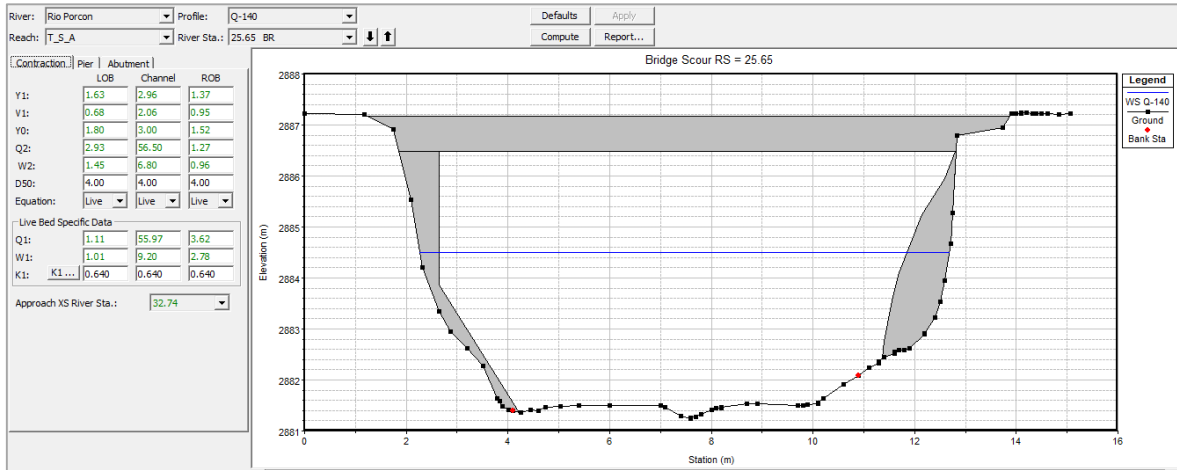
Contraction Scour			
	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m):	1.78	3.34	1.54
Approach Velocity (m/s):	0.73	2.28	1.06
Br Average Depth (m):	2.10	3.30	1.64
BR Opening Flow (m3/s):	3.85	71.21	1.74
BR Top WD (m):	1.45	6.80	1.08
Grain Size D50 (mm):	5.66	5.66	5.66
Approach Flow (m3/s):	1.51	70.06	5.23
Approach Top WD (m):	1.16	9.20	3.21
K1 Coefficient:	0.640	0.640	0.640
Results			
Scour Depth Ys (m):	1.34	0.81	0.00
Critical Velocity (m/s):			
Equation:	Live	Live	Live

Resultados de la profundidad de socavación por contracción.

Fuente: Hec Ras.

Socavación por contracción para $Q\text{-TR-140} = 60.70 \text{ m}^3/\text{s}$

Figura 81. Parámetros que involucran la socavación por contracción puente San Antonio. $Q\text{-TR-140} = 60.70 \text{ m}^3/\text{s}$



Fuente: Hec Ras.

Figura 82. Resultados de socavación por contracción – puente San Antonio. $Q\text{-TR-140} = 60.70 \text{ m}^3/\text{s}$

Contraction Scour			
Input Data	Left	Channel	Right
Average Depth (m):	1.63	2.96	1.37
Approach Velocity (m/s):	0.68	2.06	0.95
Br Average Depth (m):	1.80	3.00	1.52
BR Opening Flow (m ³ /s):	2.93	56.50	1.27
BR Top WD (m):	1.45	6.80	0.96
Grain Size D50 (mm):	4.00	4.00	4.00
Approach Flow (m ³ /s):	1.11	55.97	3.62
Approach Top WD (m):	1.01	9.20	2.78
K1 Coefficient:	0.640	0.640	0.640
Results	Left	Channel	Right
Scour Depth Ys (m):	1.17	0.62	0.00
Critical Velocity (m/s):			
Equation:	Live	Live	Live

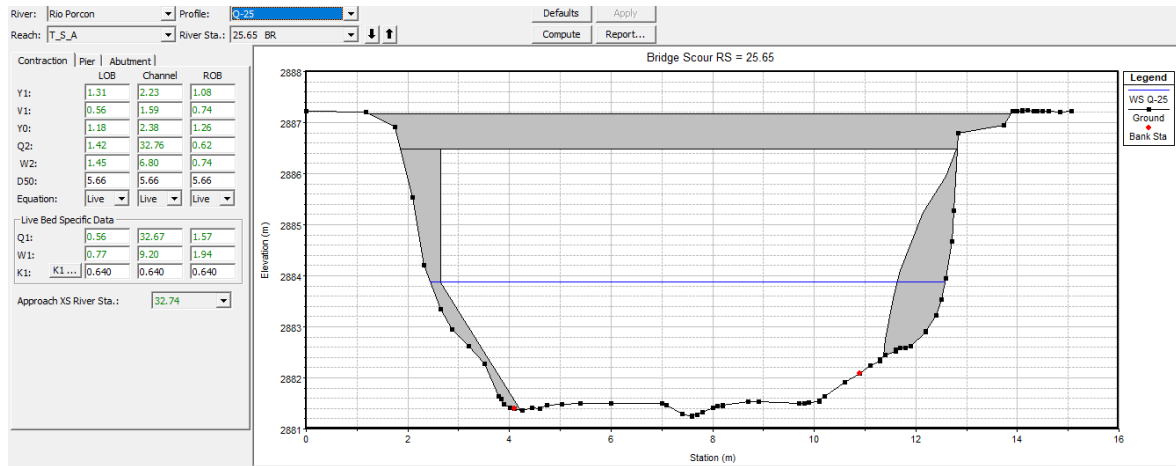
Resultados de la profundidad de socavación por contracción.

Fuente: Hec Ras.

Socavación por contracción para Q-TR-25= 34.80 m³/s

Figura 83. Parámetros que involucran la socavación por contracción puente San Antonio.

Q-TR-25=34.80 m³/s



Fuente: Hec Ras.

Figura 84. Resultados de socavación por contracción– puente San Antonio. Q-TR-25=34.80 m³/s.

Contraction Scour			
Input Data	Left	Channel	Right
Average Depth (m):	1.31	2.23	1.08
Approach Velocity (m/s):	0.56	1.59	0.74
Br Average Depth (m):	1.18	2.38	1.26
BR Opening Flow (m ³ /s):	1.42	32.76	0.62
BR Top WD (m):	1.45	6.80	0.74
Grain Size D50 (mm):	5.66	5.66	5.66
Approach Flow (m ³ /s):	0.56	32.67	1.57
Approach Top WD (m):	0.77	9.20	1.94
K1 Coefficient:	0.640	0.640	0.640
Results			
Scour Depth Ys (m):	0.76	0.33	0.00
Critical Velocity (m/s):			
Equation:	Live	Live	Live

Resultados de la profundidad de socavación por contracción.

Fuente: Hec Ras.

Para el calculo de socavacion local:

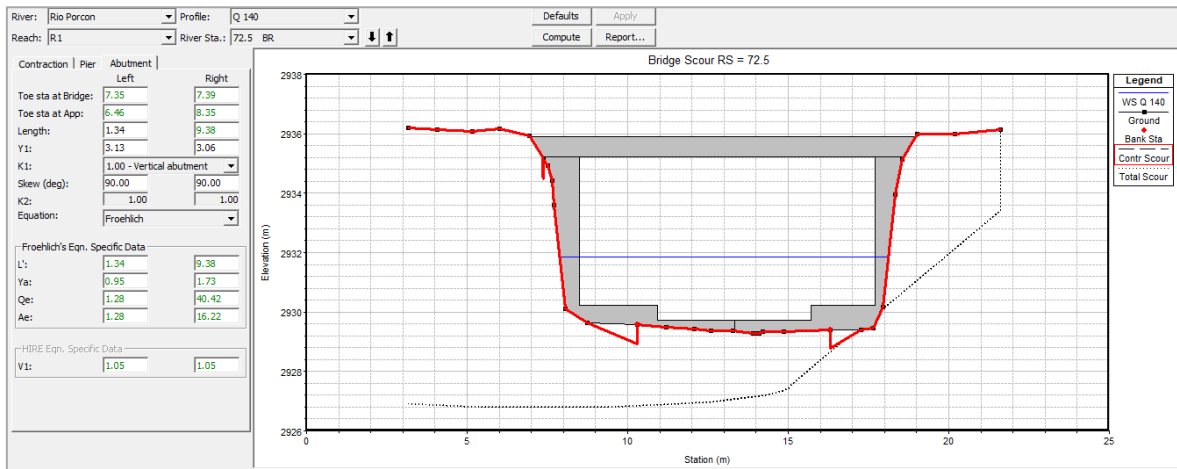
En este caso, se ha considerado estimar la socavación local en estribos del Puente San

Antonio con los métodos de que se encuentra en Hec Ras:

- ✓ Froehlich
- ✓ Hire

Y más adelante se presentará una hoja de Excel con el método de Artamonov.

Figura 85. Parámetros que involucran la socavación local en estribos – Puente Plan Manzanas - Q-TR-140=41.70 m³/s.



Fuente: Hec Ras.

Figura 86. Resultados de socavación local en estribos con los métodos Froehlich y Hire – Puente Plan Manzanas - Q-TR-140=41.70 m³/s.

Abutment Scour		
	Left	Right
Input Data		
Station at Toe (m):	7.35	7.39
Toe Sta at appr (m):	6.46	8.35
Abutment Length (m):	1.34	9.38
Depth at Toe (m):	3.13	3.06
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00
K2 Skew Coef:	1.00	
Projected Length L' (m):	1.34	9.38
Avg Depth Obstructed Ya (m):	0.95	1.73
Flow Obstructed Qe (m ³ /s):	1.28	40.42
Area Obstructed Ae (m ²):	1.28	16.22
Results		
Scour Depth Ys (m):	2.22	7.71
Qe/Ae = Ve:	1.00	2.49
Froude #:	0.33	0.60
Equation:	Froehlich	Froehlich
Combined Scour Depths		
Left abutment scour + contraction scour (m):	2.86	
Right abutment scour + contraction scour (m):	8.36	

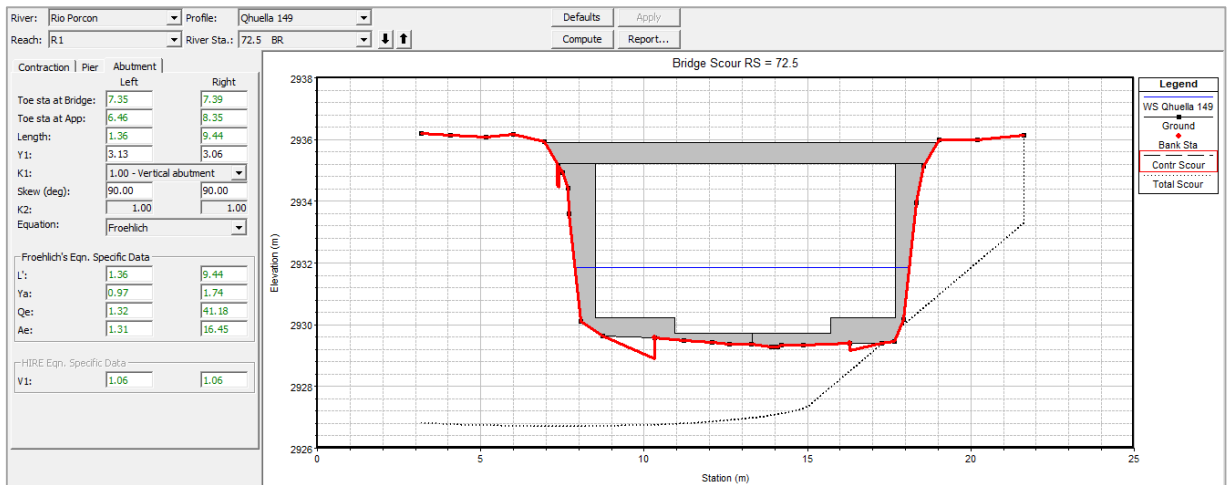
Abutment Scour		
	Left	Right
Input Data		
Station at Toe (m):	7.35	7.39
Toe Sta at appr (m):	6.46	8.35
Abutment Length (m):	1.34	9.38
Depth at Toe (m):	3.13	3.06
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00
K2 Skew Coef:	1.00	
Projected Length L' (m):	1.34	9.38
Avg Depth Obstructed Ya (m):	0.95	1.73
Flow Obstructed Qe (m ³ /s):	1.28	40.42
Area Obstructed Ae (m ²):	1.28	16.22
Results		
Scour Depth Ys (m):	13.15	12.90
Froude #:	0.19	0.19
Equation:	HIRE	HIRE
Combined Scour Depths		
Left abutment scour + contraction scour (m):	13.80	
Right abutment scour + contraction scour (m):	13.55	

Resultados de la profundidad de socavación en estribo izquierdo y derecho.

Socavación total en los estribos izquierdo y derecho.

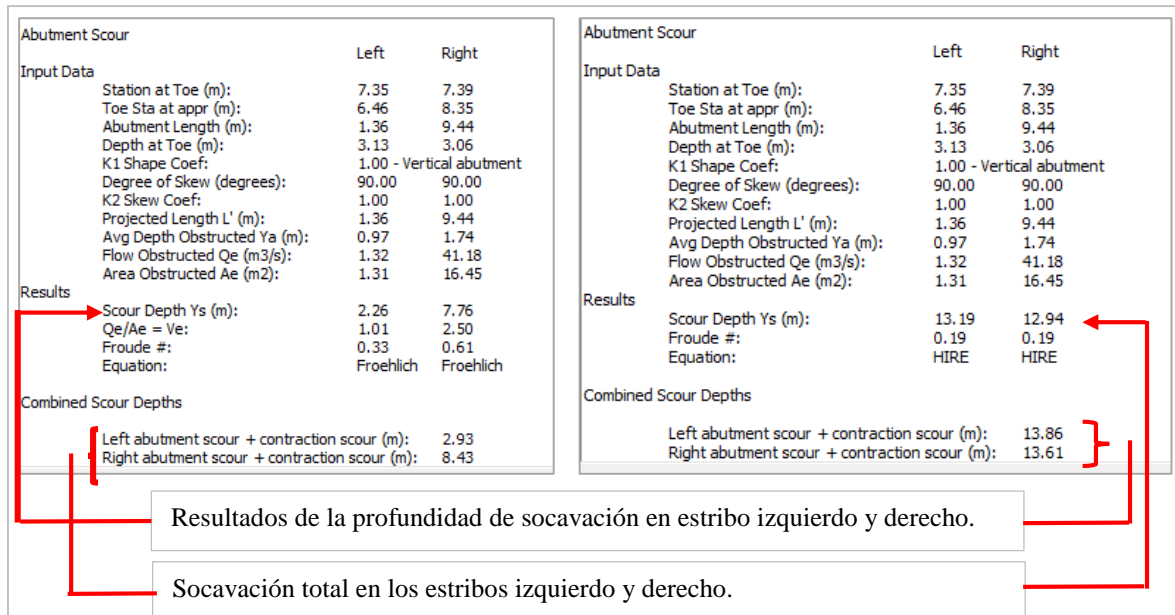
Fuente: Hec Ras.

Figura 87. Parámetros que involucran la socavación local en estribos – Puente Plan Manzanas - $Q\text{-TR-149}=42.50\text{ m}^3/\text{s}$.



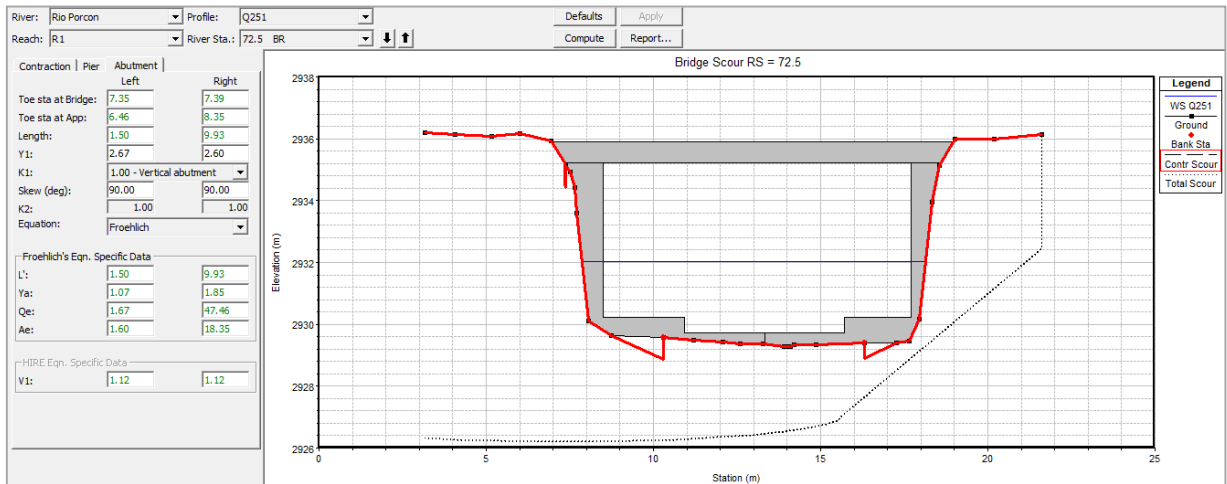
Fuente: Hec Ras.

Figura 88. Resultados de socavación local en estribos con los métodos Froehlich y Hire – Puente Plan Manzanas - $Q\text{-TR-149}=42.50\text{ m}^3/\text{s}$.



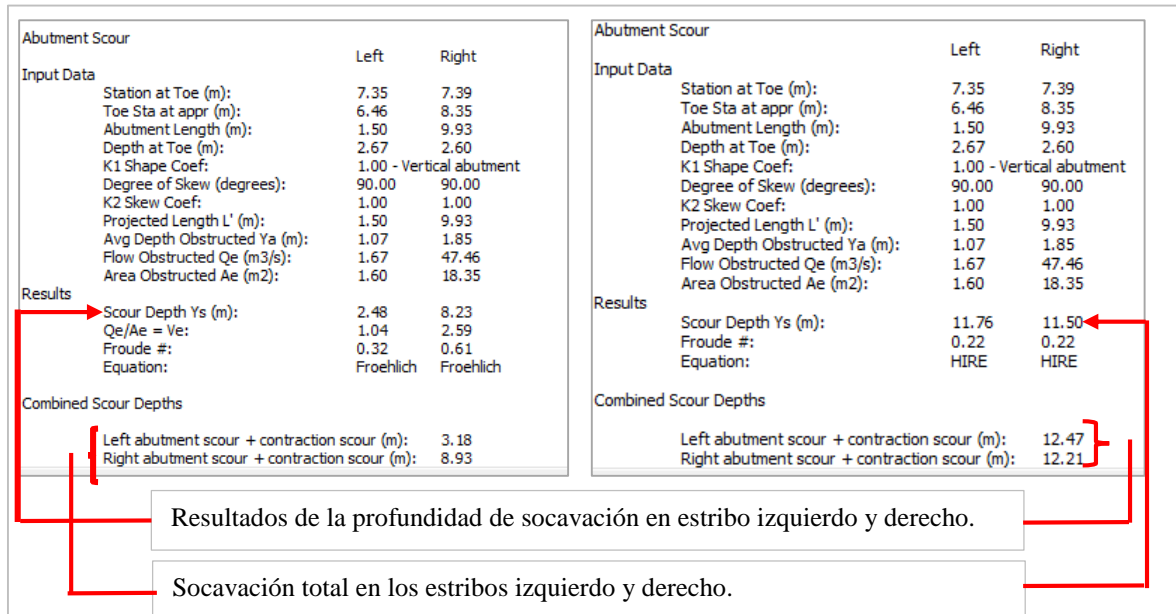
Fuente: Hec Ras.

Figura 89. Parámetros que involucran la socavación local en estribos – Puente Plan Manzanas - $Q\text{-TR-251}=49.13 \text{ m}^3/\text{s}$.



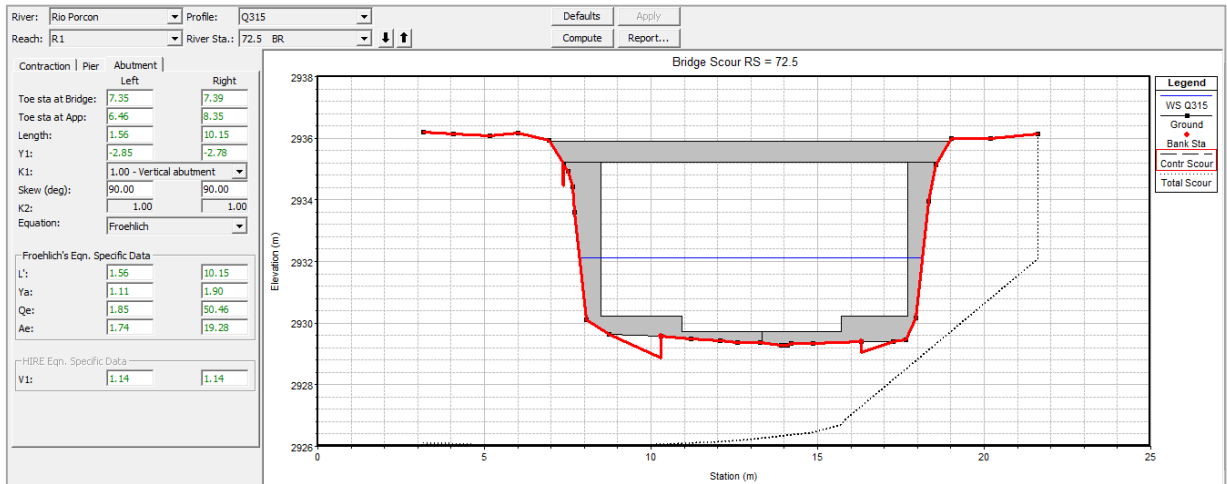
Fuente: Hec Ras.

Figura 90. Resultados de socavación local en estribos con los métodos Froehlich y Hire – Puente Plan Manzanas - $Q\text{-TR-251}=49.13 \text{ m}^3/\text{s}$.



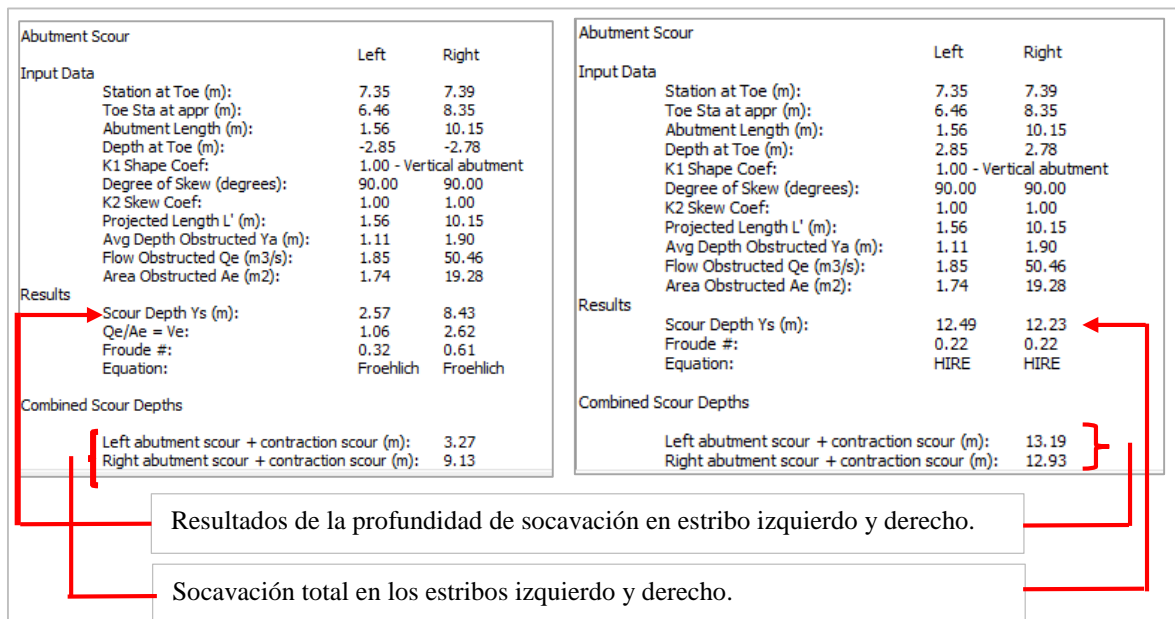
Fuente: Hec Ras.

Figura 91. Parámetros que involucran la socavación local en estribos – Puente Plan Manzanas - Q-TR-315=52.31 m³/s.



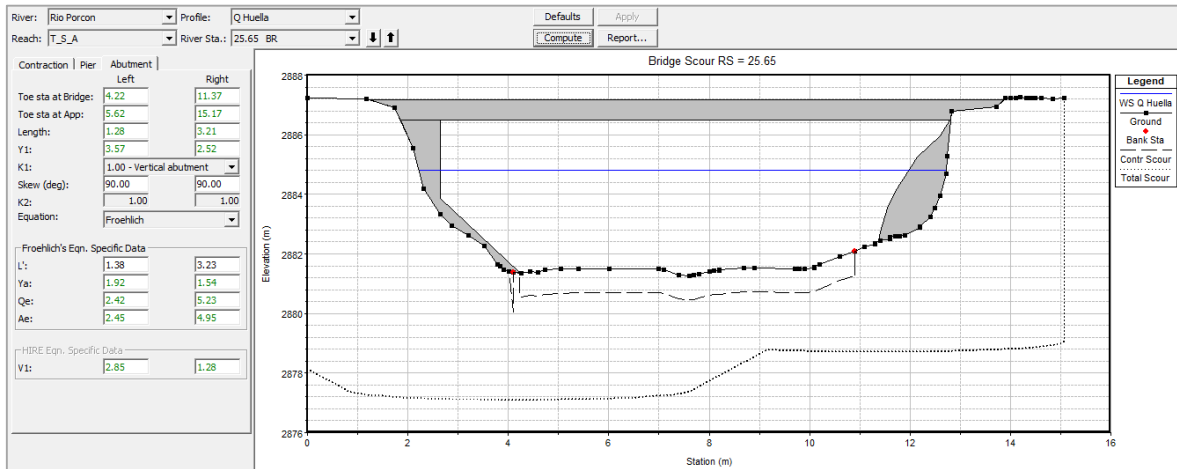
Fuente: Hec Ras.

Figura 92. Resultados de socavación local en estribos con los métodos Froehlich y Hire – Puente Plan Manzanas - Q-TR-315=52.31 m³/s.



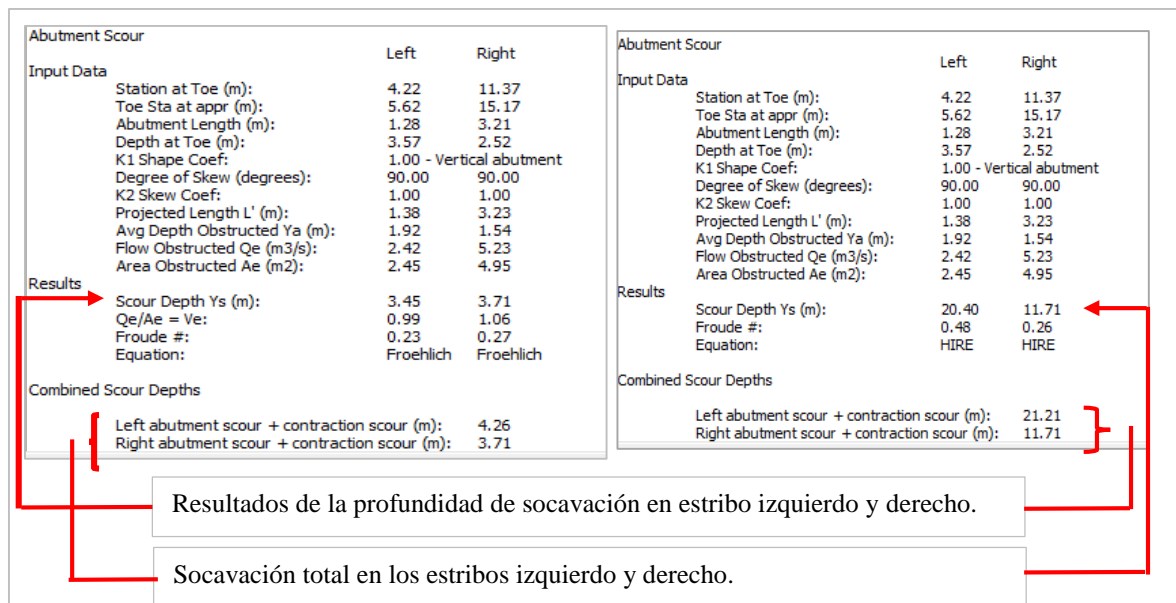
Fuente: Hec Ras.

Figura 93. Parámetros que involucran la socavación local en estribos del puente San Antonio. $Q\text{-TR-313}=76.80\text{ m}^3/\text{s}$.



Fuente: Hec Ras.

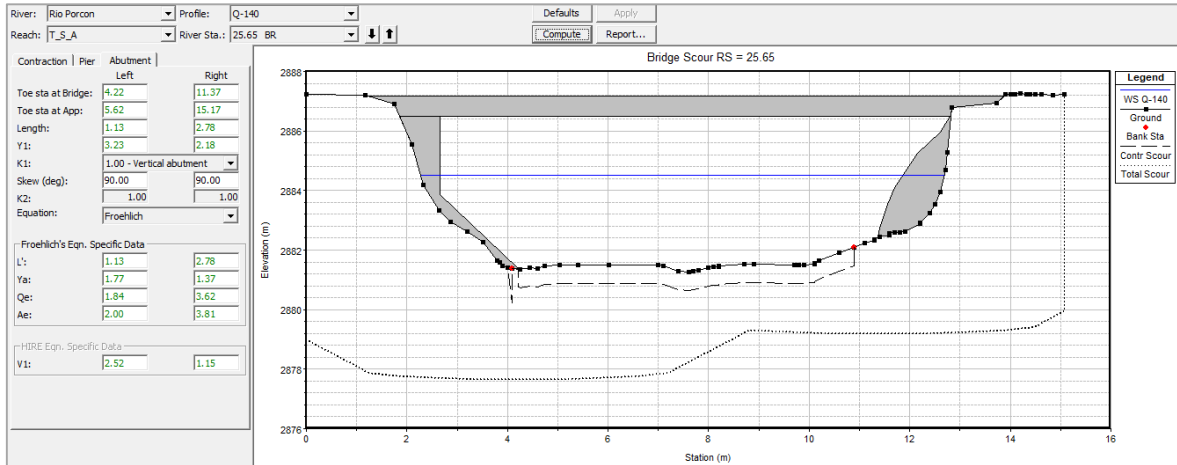
Figura 94. Resultados de socavación local en estribos – puente San Antonio. $Q\text{-TR-313}=76.80\text{ m}^3/\text{s}$.



Fuente: Hec Ras.

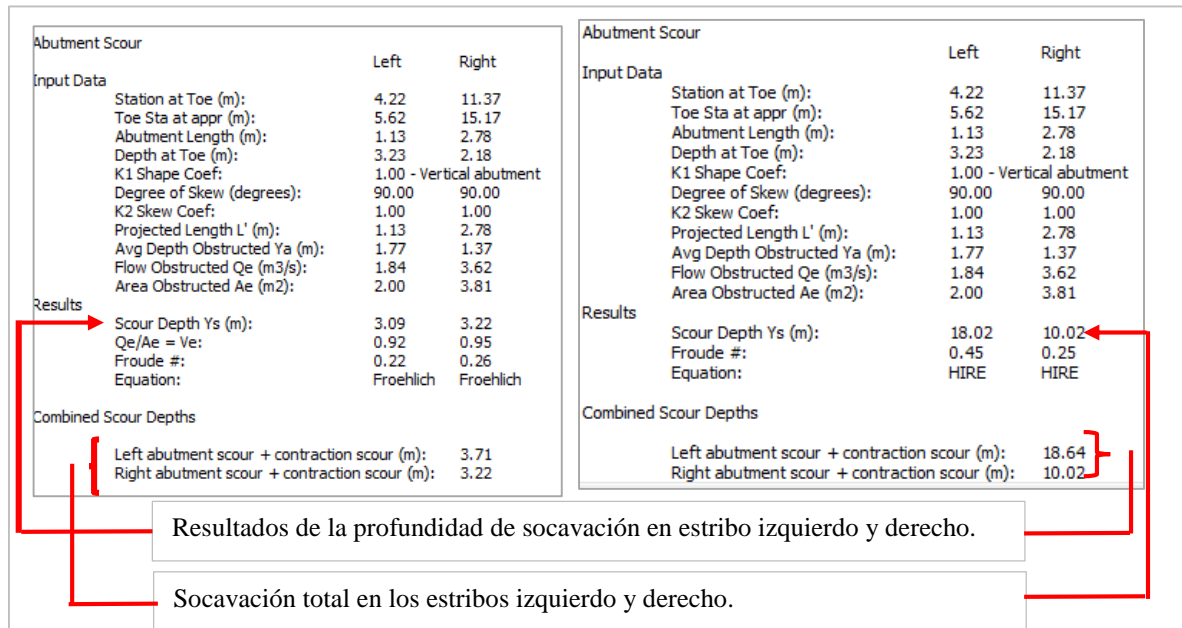
Socavación por contracción para Q-TR-140= 60.70 m³/s

Figura 95. Parámetros que involucran la socavación local de estribos del puente San Antonio. Q-TR-140=60.70 m³/s



Fuente: Hec Ras.

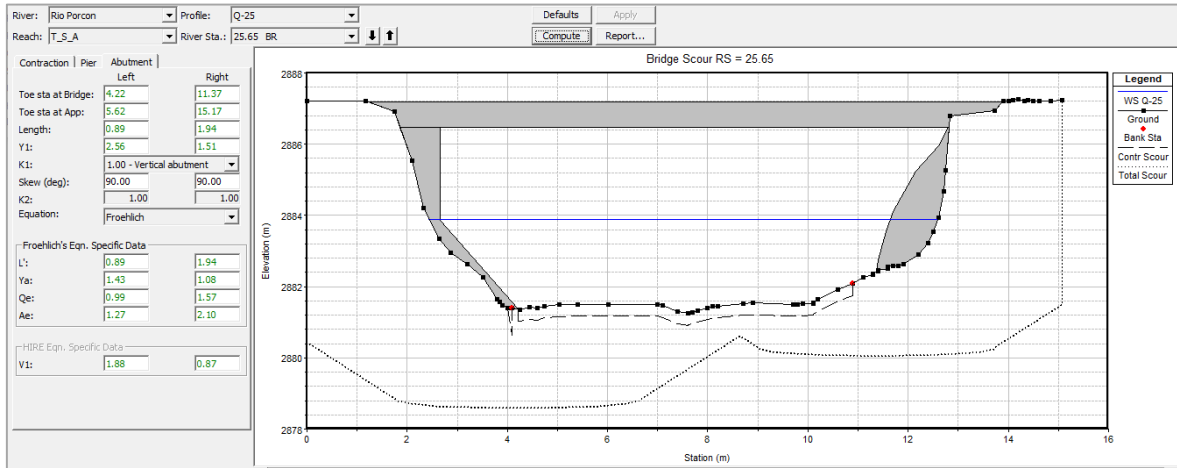
Figura 96. Resultados de socavación local por estribos– puente San Antonio. Q-TR-140=60.70 m³/s.



Fuente: Hec Ras.

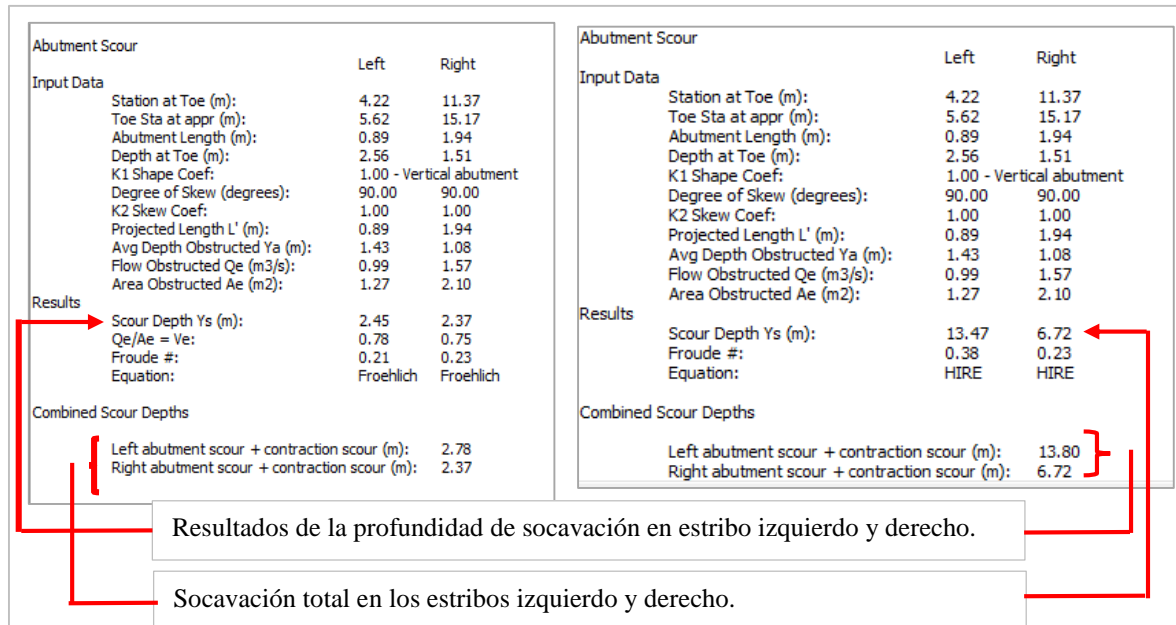
Socavación por contracción para $Q\text{-TR-25} = 34.80 \text{ m}^3/\text{s}$

Figura 97. Parámetros que involucran la socavación local en estribos del puente San Antonio. $Q\text{-TR-25} = 34.80 \text{ m}^3/\text{s}$



Fuente: Hec Ras.

Figura 98. Resultados de socavación local por estribos— puente San Antonio. $Q\text{-TR-25} = 34.80 \text{ m}^3/\text{s}$.



Fuente: Hec Ras.

3.3.7. Modelamiento matemático de socavación y erosión

Cálculo de Socavación general, por contracción, local en estribos con protección y sin protección - Puente Plan Manzanas

Se realizó el cálculo, haciendo uso de los datos de hec ras que facilita estimar la socavación en una hoja de datos, tanto para los estribos (ver tabla en anexos) como para la socavación local en la descarga de la protección de estos mismos estribos.

De la misma forma que figura en la hoja de Excel se elaboró a los demás caudales en estudios que se encuentran en los anexos.

Tabla 35. Detalle de la socavación general, contracción y local en estribos derecho e izquierdo del Puente Plan Manzanas –Q-TR140 = 41.70 m³/s.

Parámetros involucrado	Símbolo	Unidad	N° Ecuación	General	Contraction			Local						
				Lischtvan – Levediev	Laursen	Straub	Laursen lecho movil (hecras)	Froehlich (Hec ras)		Hire (Hec ras)		Artamonov		
								Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	
Caudal	Q	m ³ /s	dato	41.70	-	-	-	-	-	-	-	-	41.7	-
Tirante (Hec ras)	h	m	dato	1.83	1.83	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Acho efectivo	B	m	dato	9.59	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Área hidráulica	A	m ²	dato	13.44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Vmedia(HecRas)	V	m/s	dato	2.81	2.81	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Díametro medio de lecho	Dm	mm	dato	14.13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Luz (mínima para μ)	L	m	dato	10.24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Tiempo de Retorno	TR	-	dato	140.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Peso específico muestra de agua	γ	Tn/m ³	dato	1.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Factor de corrección por contacción del cauce	μ	-	dato	0.86	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Parámetro generado	α	-	ec.	1.85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Coeficiente de frecuencia	β	-	ec.	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos	ϕ	-	ec.	1.43	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Exponente variable en función del día metro medio de la partícula	z	-	ec.	0.34	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor	D50	mm	dato	-	4.11	-	-	-	-	-	-	-	-
Velocidad Crítica para D50	Vc	m/s	ec.	-	1.1	-	-	-	-	-	-	-	-
Caudal en la sección aguas arriba del cauce principal y laderas que transportan sedimentos	Q1	m3/s	dato	-	41.7	-	-	-	-	-	-	-	-
Caudal en la sección contraída del puente y laderas que transportan sedimentos	Q2	m3/s	dato	-	41.7	-	-	-	-	-	-	-	-
Ancho del cauce principal y laderas en la sección aguas arriba que transportan sedimentos (hec ras)	B1	m	dato	-	9.59	9.59	-	-	-	-	-	-	-
Ancho neto del cauce principal y laderas que transportan sedimentos en la sección contraída sustrayendo el ancho de las pilas (hec ras)	B2	m	dato	-	10.24	10.24	-	-	-	-	-	-	-
Profundidad media del flujo en el cauce principal y laderas que transportan sedimentos (Hec ras)	h1	m	dato hec ras	-	1.83	1.83	-	-	-	-	-	-	-
Caudal en la sección contraída del puente y laderas que transportan (Hec ras)	h2	m	dato hec ras	-	2.54	-	-	-	-	-	-	-	-
Exponente en función del modo de transporte de sedimento, de la velocidad de corte aguas arriba del puente y de la velocidad de caída del material del lecho.	k1	-	coef	-	0.64	-	-	-	-	-	-	-	-
Caudal (hec ras)	Q1, Q2	m3/s	dato hec ras	-	-	-	-	1.28	40.42	-	-	-	-
Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo	L	m	dato hec ras	-	-	-	-	1.34	9.38	-	-	-	-

Ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal del puente	θ °	-	dato	-	-	-	-	90	90	90	90	-	-
Longitud proyectada a la seccion de interés	L'	m	dato generado	-	-	-	-	1.34	9.38	-	-	-	-
Profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de obstruida por el estribo aguas arriba del puente (inundación) (hec ras)	Ha	m	dato hec ras	-	-	-	-	0.95	1.73	-	-	-	-
Profundidad Media de Agua en Estribos (hec ras)	H1	m	dato hec ras	-	-	-	-	3.13	3.06	3.13	3.06	-	-
Coefficiente que depende de la forma del estribo	Kf	-	coef	-	-	-	-	1	1	1	1	-	-
Coefficiente que depende del ángulo de ataque del flujo	K θ	-	ec.	-	-	-	-	1	1	1.00	1.00	-	-
Área obstruida en la llanura Aluvia	Ae	m ²	dato generado	-	-	-	-	1.30	16.20			-	-
Velocidad en la llanura Aluvial	Ve	m/s	ec.	-	-	-	-	0.98	2.50	1.06	1.06	-	-
Número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo	Fr	-	ec.	-	-	-	-	0.32	0.61	0.19	0.19	-	-
Caudal (hec ras)	Qi, Qd	m ³ /s	dato	-	-	-	-	-	-	-	-	1.28	40.42
Talud	-	m	dato	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0
Coefficiente de caudales	Qi/Q	-	dato generado	-	-	-	-	-	-	-	-	0.031	0.969
Ángulo	Θ	-	coef	-	-	-	-	-	-	-	-	90	90
Coefficiente que depende del ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal del puente (Ver Tabla)	K Θ	-	coef	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1
Coefficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo 1Q o 2Q y el caudal total dQ que escurre por la sección transversal. (Ver Tabla)	KQ	-	coef	-	-	-	-	-	-	-	-	2.25	4.2
Coefficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo (Ver Tabla)	Km	-	coef	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1

Tirante de agua en la zona cercana al estribo o al espigón antes de la socavación.	h	m	dato generado	-	-	-	-	-	-	-	-	0.95	1.73
Aplicación del método	Hs	m	ecuaciones	1.97	1.75	1.75	-	-	-	-	-	2.14	7.27
Prof. Max.Socavación	Hs-h	m	ecuaciones	0.14	0.00	0.00	0.00	2.20	7.71	13.19	12.94	1.19	5.54
Socavación seleccionada	-	m		0.14		0.00		2.20	7.71				5.54
Sovación Total en cada estribo	-	m						2.35					5.68

Tabla 36. Detalle de la erosión local en la descarga de la protección de los estribos derecho e izquierdo del Puente Plan Manzanas –Q-TR140 = 41.70 m³/s.

Parámetros involucrado	Símbolo	Unidad	N° Ecuación	Socavación en la descarga							
				Schoklitsch	Veronose	Damle et al. Y Martin	Breusers y Raudkivi Alcantarilla	Método de Mikhalev	Método de Fahlbusch	Laursen y Flick	
Caudal de diseño	Q	m ³ /s	dato	41.70	41.70	41.70	41.70	41.70	41.70	41.70	41.70
Altura de alcantarilla	h	m	dato generado	-	-	-	5.5	-	-	-	
Diámetro de 95%	D95	m	dato	-	-	-	-	0.16413	-	-	
Diámetro de 90%	D90	m	dato	0.049	0.05	0.05	-	-	48.99mm	48.99mm	
Diámetro de 75%	D75	m	dato	-	-	-	0.0215	-	-	-	
Diámetro de 50%	D50	m	dato	-	-	-	0.00411	-	-	-	
Peso específico del suelo	ys	Kg/m ³	dato	-	-	-	2284	-	-	-	
Peso específico del agua	yw	Kg/m ³	dato	-	-	-	1000	-	-	-	
Densidad del agua	p	Kg/m ³	dato	-	-	-	1000	-	-	-	
Ancho de la salida de la descarga	b ₁	m	dato hec ras	8.5	8.50	8.50	8.5	-	-	-	
Pendiente en la plataforma	s ₁	m/m	dato	0.06	0.06	0.06	0.06	-	-	-	
Ancho del río (aprox)	b ₂	m	dato hec ras	9.46	9.46	9.46	-	-	-	-	
Pendiente del lecho	s ₂	m/m	dato	0.04	0.04	0.04	-	-	-	-	
Rugosidad del material (plataforma)	n ₁	adimensional	dato	0.017	0.02	0.02	0.017	-	-	-	
Calado aguas arriba	hd ₁	m	dato hec ras	2.05	2.05	2.05	-	-	-	2.05	
Calado en el Puente	y	m	dato hec ras	-	-	-	1.61	-	-	-	
Radio hidráulico	R	m	dato generado	-	-	-	1.17	-	-	-	

Area hidraulica	A	m ²	dato generado	-	-	-	13.69	-	-	-
Velocidad en la plataforma	v ₁	m/s	dato hec ras	2.36	2.36	2.36	2.36	2.36	-	2.36
Qn/s ^{1/2}	ec.28	-	dato generado	-	-	-	2.89	-	-	-
Profundidad crítica en plataforma	yc	m	dato generado	-	-	-	2.36	2.36	-	-
Velocidad Crítica en la plataforma	vc	m/s	dato generado	-	-	-	4.81	4.81	-	-
Energia cinética critica	E ₁	m	dato generado	0.28	0.28	0.28	-	-	-	-
Rugosidad del material (lecho)	n ₂	adimensional	dato	0.068	0.07	0.07	-	-	-	-
Calado aguas abajo	hd	m	dato hec ras	1.13	1.13	1.13	-	1.13	1.13	1.13
Velocidad aguas abajo	v ₂	m/s	dato generado	3.90	3.90	3.90	-	3.90	-	-
Energia cinética aguas abajo	E ₂	m	dato generado	0.78	0.78	0.78	1.91	-	-	-
Caudal unitario por unidad de ancho	q	m ² /s	dato generado	4.91	4.91	4.91	-	4.91	4.91	-
Diferencia de energía	H	m	dato generado	0.43	0.43	0.43	-	0.43	0.43	0.43
Número de Froude	Fr	-	ec.	-	-	-	0.49	4.22	-	-
Esfuerzo cortante	t	Kg/m ²	dato generado	-	-	-	140.12	-	-	-
Esfuerzo cortante crítico	tc	Kg/m ²	dato generado	-	-	-	1.55	-	-	-
Velocidad de corte crítico	V*c	m/s	dato generado	-	-	-	1.073	-	-	-
Diámetro Eq. De una alcantarilla	Deq	m	dato generado	-	-	-	4.174	-	-	-
Ángulo de caída del chorro	β ₁	-	ec.	-	-	-	-	7.93	7.93	-
Velocidad del chorro	U _{ij}	m/s	ec.	-	-	-	-	-	12.84	-
Espesor del chorro	b ₁	m	ec.	-	-	-	-	0.50	-	-
Para coeficiente de k	Hd/D95	-	dato generado	-	-	-	-	6.88	-	-
Coeficiente k	k	adimensional	coef.	-	-	-	-	1.21	6.85	-
Velocidad de sedimentación equivalente (la de una esfera de material tipo cuarzo, de diámetro el del material erosionado)	W ₀	m/s	dato generado	-	-	-	-	-	-	1.413
Profundidad desde la superficie del agua hasta la zona erosionada	ds	m	ecuaciones	1.86	3.71	0.78	-	-	-	-
Profundidad max. socav.(Erosión localizada)	S	m	ecuaciones	0.73	2.58		0.73	2.26	2.75	10.89

Tabla 37. Detalle de la socavación general, contracción y local en estribos derecho e izquierdo del San Antonio –Q-TR-313= 76.80 m3/s.

Parámetros involucrado	Símbolo	Unidad	N° Ecuación	General	Contracción			Local					
				Lischtvan – Levediev	Laursen	Straub	Laursen lecho movil (hecras)	Froehlich (Hec ras)		Hire (Hec ras)		Artamonov	
								Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha
Caudal	Q	m3/s	dato	76.80	-	-	-	-	-	-	-	76.8	-
Tirante (Hec ras)	h	m	dato	3.67	3.67	-	-	-	-	-	-	-	-
Acho efectivo	B	m	dato	13.57	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Área hidráulica	A	m2	dato	37.72	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Vmedia(HecRas)	V	m/s	dato	2.28	2.28	-	-	-	-	-	-	-	-
Díámetro medio de lecho	Dm	mm	dato	19.53	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Luz (mínima para μ)	L	m	dato	10.53	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Tiempo de Retorno	TR	-	dato	177.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Peso específico muestra de agua		Tn/m3	dato	0.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Factor de corrección por contacción del cauce	μ	-	dato	0.88	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Parámetro generado	α	-	ec.	0.74	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Coeficiente de frecuencia	β	-	ec.	1.01	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos	ϕ	-	ec.	0.67	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Exponente variable en función del día metro medio de la partícula	z	-	ec.	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Díámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor	D50	mm	dato	-	5.66304617	-	-	-	-	-	-	-	-
Velocidad Crítica	Vc	m/s	ec	-	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-
Caudal en la sección aguas arriba del cauce principal y laderas que transportan sedimentos	Q1	m3/s	dato	-	76.8	-	-	-	-	-	-	-	-
Caudal en la sección contraída del puente y laderas que transportan sedimentos	Q2	m3/s	dato	-	76.8	-	-	-	-	-	-	-	-
Ancho del cauce principal y laderas en la sección aguas arriba que transportan sedimentos (hec ras)	B1	m	dato	-	13.58	13.58	-	-	-	-	-	-	-

Ancho neto del cauce principal y laderas que transportan sedimentos en la sección contraída sustrayendo el ancho de las pilas (hec ras)	B2	m	dato	-	10.53	10.53	-	-	-	-	-	-
Profundidad media del flujo en el cauce principal y laderas que transportan sedimentos (Hec ras)	h1	m	dato hec ras	-	3.67	3.67	-	-	-	-	-	-
Caudal en la sección contraída del puente y laderas que transportan (Hec ras)	h2	m	dato hec ras	-	3.71	-	-	-	-	-	-	-
Exponente en función del modo de transporte de sedimento, de la velocidad de corte aguas arriba del puente y de la velocidad de caída del material del lecho.	k1	-	coef	-	0.64	-	-	-	-	-	-	-
Caudal (hec ras)	Q1, Q2	m3/s	dato hec ras	-	-	-	-	2.42	5.23	-	-	-
Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo	L	m	dato hec ras	-	-	-	-	1.28	3.21	-	-	-
Ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal del puente	θ °	-	dato	-	-	-	-	90	90	90	90	-
Longitud proyectada a la sección de interés	L'	m	dato generado	-	-	-	-	1.28	3.21	-	-	-
Profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de obstruida por el estribo aguas arriba del puente (inundación) (hec ras)	Ha	m	dato hec ras	-	-	-	-	1.92	1.54	-	-	-
Profundidad Media de Agua en Estribos (hec ras)	H1	m	dato hec ras	-	-	-	-	3.57	2.52	3.57	2.52	-
Coefficiente que depende de la forma del estribo	Kf	-	coef	-	-	-	-	1	1	1	1	-
Coefficiente que depende del ángulo de ataque del flujo	K θ	-	ec	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	-
Área obstruida en la llanura Aluvia	Ae	m2	dato generado	-	-	-	-	2.50	4.90	-	-	-
Velocidad en la llanura Aluvial	Ve	m/s	ec	-	-	-	-	0.97	1.07	2.85	1.28	-
Número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el	Fr	-	ec	-	-	-	-	0.22	0.27	0.48	0.26	-

estribo

Caudal (hec ras)	Qi, Qd	m3/s	dato	-	-	-	-	-	-	-	-	2.42	5.23
Talud	-	m	dato	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0
Coficiente de caudales	Qi/Q	-	dato generado	-	-	-	-	-	-	-	-	0.032	0.068
Ángulo	Θ	-	coef	-	-	-	-	-	-	-	-	85	85
Coficiente que depende del ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal del puente (Ver Tabla)	K Θ	-	coef	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1
Coficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo 1Q o 2Q y el caudal total dQ que escurre por la sección transversal. (Ver Tabla)	KQ	-	coef	-	-	-	-	-	-	-	-	2.00	1.00
Coficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo (Ver Tabla)	Km	-	coef	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	1.00
Tirante de agua en la zona cercana al estribo o al espigón antes de la socavación.	h	m	dato generado	-	-	-	-	-	-	-	-	3.57	1.00
Aplicación del método	Hs	m	ec	3.89	4.32	4.32	-	-	-	-	-	7.14	1.00
Prof. Max.Socavación	Hs-h	m	ec	0.22	0.61	0.65	1.00	3.39	3.72	20.40	11.71	3.57	0.00
Socavación seleccionada	-	m		0.22		0.65			3.72			3.57	
Socavación Total en cada estribo	-	m							4.59			4.44	

- ✓ De la misma forma que la tabla 35, se calcula la socavación para los demás caudales escogidos, obteniendo la siguiente tabla resumen:

Tabla 38. Resumen de la socavación general, contracción y local en estribos derecho e izquierdo del Puente Plan Manzanas.

Condiciones	Resumen de tipos de socavación según los períodos de retorno				
	UND	TR 140	TR 149	TR 251	TR 315
Caudales	m3/s	41.70	42.50	49.13	52.31
Socavación general	m	0.14	0.17	0.36	0.37
Socavación por contracción	m	0.22	0.22	0.70	0.69
Socavación en estribo izquierdo	m	2.56	2.93	3.54	3.63
Socavación en estribo derecho	m	5.89	5.86	7.30	8.43

- ✓ De la misma forma que la tabla 36, se calcula la socavación para los demás caudales escogidos, obteniendo la siguiente tabla resumen:

Tabla 39. Resumen de la erosión local en la descarga de la protección de los estribos derecho e izquierdo del Puente Plan Manzanas.

Socavación en la descarga de la protección de Estribos del Puente Plan Manzanas								
Caudal	Schoklitsch		Veronose		Breusers y Raudkivi		Método de Mikhalev	
	m	m	m	m	m	m	m	Promedio
TR 149	42.50	0.67	2.55	0.73	5.56	2.68		2.44
TR 251	49.13	1.00	2.99	0.79	5.28	4.05		2.82
TR 315	52.31	1.08	3.13	0.80	6.63	3.18		3.00

- ✓ De la misma forma que la tabla 37, se calcula la socavación para los demás caudales escogidos, obteniendo la siguiente tabla resumen

Tabla 40. Resumen de socavación local en los estribos derecho e izquierdo del Puente San Antonio.

Condiciones	Resumen de tipos de socavación según los períodos de retorno			
	UND	TR 313	TR 140	TR 25
Caudales	m3/s	76.80	60.70	34.80
Socavación general	m	0.22	0.21	0.16
Socavación por contracción	m	0.64	0.62	0.33
Socavación en estribo izquierdo	m	4.31	3.92	2.85
Socavación en estribo derecho	m	4.58	4.05	2.86

3.3.8. Socavación local en campo:

- ✓ **Puente Plan Manzanas:** en campo se midió la socavación local en la salida de la descarga de la estructura de protección, obtenido una socavación máxima de 2.82m, teniendo como referencia inicial la estructura de protección.

Figura 99. Perfil de socavación local en campo– Puente Plan Manzanas.



Figura 100. Socavación local en campo – descarga de la zona protegida- Puente Plan Manzanas.



- ✓ **Puente San Antonio:** en este caso se midió la socavación local en el eje del puente, en donde se observó la socavación local avanzada en el estribo izquierdo, optando por hacer dos mediciones, tanto en el eje del puente y aguas abajo del eje del puente, obteniendo 2.00m de profundidad máxima en el eje del puente y 2.50m de profundidad máxima aguas abajo del eje del puente. El nivel de referencia cero se consideró en el inicio de la zapata del estribo izquierdo.

Figura 101. Perfil de socavación local en campo– Eje del Puente San Antonio.

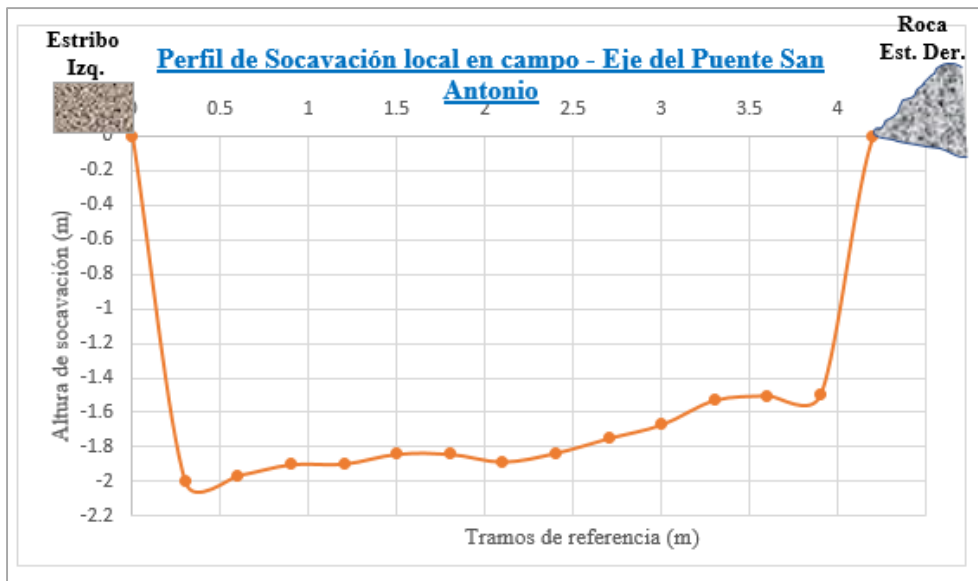


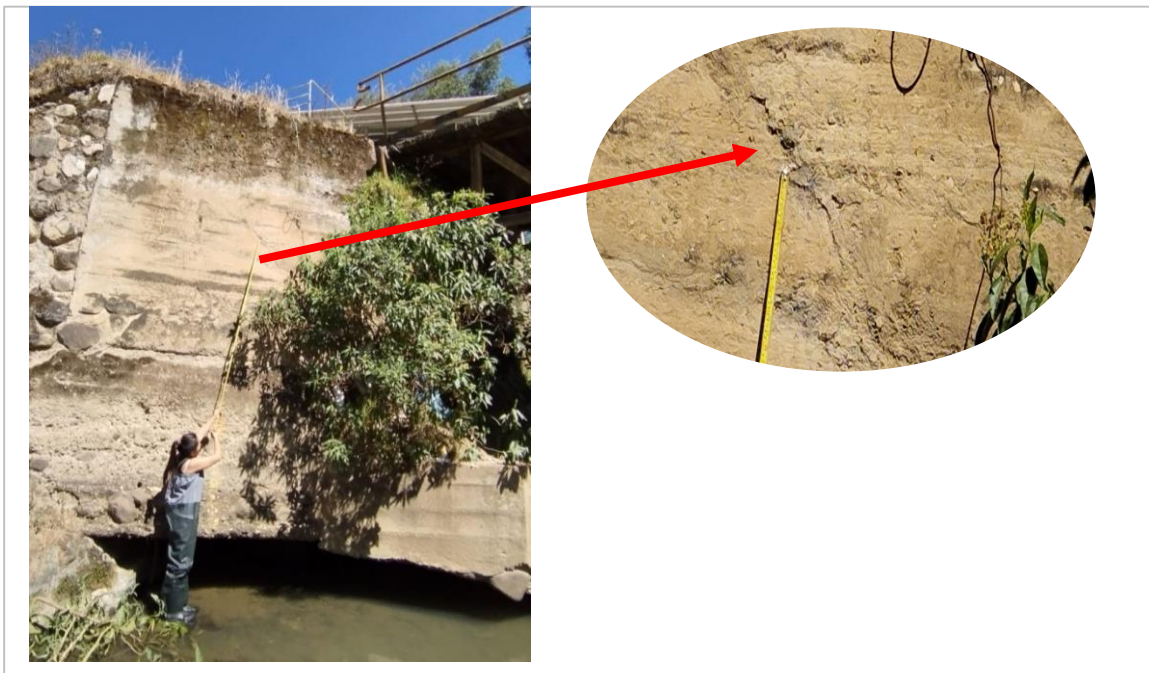
Figura 102. Perfil de socavación local en campo– Aguas abajo del eje del Puente San Antonio.



Figura 103. Socavación local en campo – estribo izquierdo del puente San Antonio.



Figura 104. Registro de fisuras en la pantalla del estribo derecho del puente San Antonio.



CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Los resultados de la socavación se obtuvieron de los modelamientos, teniendo la curva ascendente según el crecimiento de los caudales teóricos.

Caso del puente Plan Manzanas.

Para dicho puente se analizó la socavación local con estructura de protección y sin estructura de protección.

Con estructura de protección:

Se realizó el modelamiento para los periodos de retorno de:

- ✓ TR-149, con un caudal de 42.50 m³/s, el cual es el caudal de huella, que genera una socavación local en la descarga de 2.44m.
- ✓ TR-251, con un caudal de 49.13 m³/s, el cual es el caudal que genera la socavación local actual a la fecha, con una profundidad máxima de socavación de 2.82 m.
- ✓ TR-315, con un caudal de 52.31 m³/s, el cual es el caudal que generaría problemas desfavorables en los propios estribos del puente, puesto que la profundidad máxima local de 3.00m profundidad que llega a la base de cimentación de la estructura.

Tabla 41. Cuadro comparativo de socavación local en la descarga medida en campo con las socavaciones teóricas- Puente Plan Manzanas.

	Caudal m ³ /s	Socavación en la descarga de la protección de Estribos del Puente Plan Manzanas					Socavación local en campo m	
		Schoklitsch m	Veronose m	Breusers y Raudkivi m	Método de Mikhalev m	Método de Fahlbusch m		Promedio m
TR 149	42.50	0.67	2.55	0.73	5.56	2.68	2.44	
TR 251	49.13	1.00	2.99	0.79	5.28	4.05	2.82	2.82
TR 315	52.31	1.08	3.13	0.80	6.63	3.18	3.00	

Sin estructura de protección:

Partiendo de la información de profundidad de socavación de 3.00m, el cual es la base de

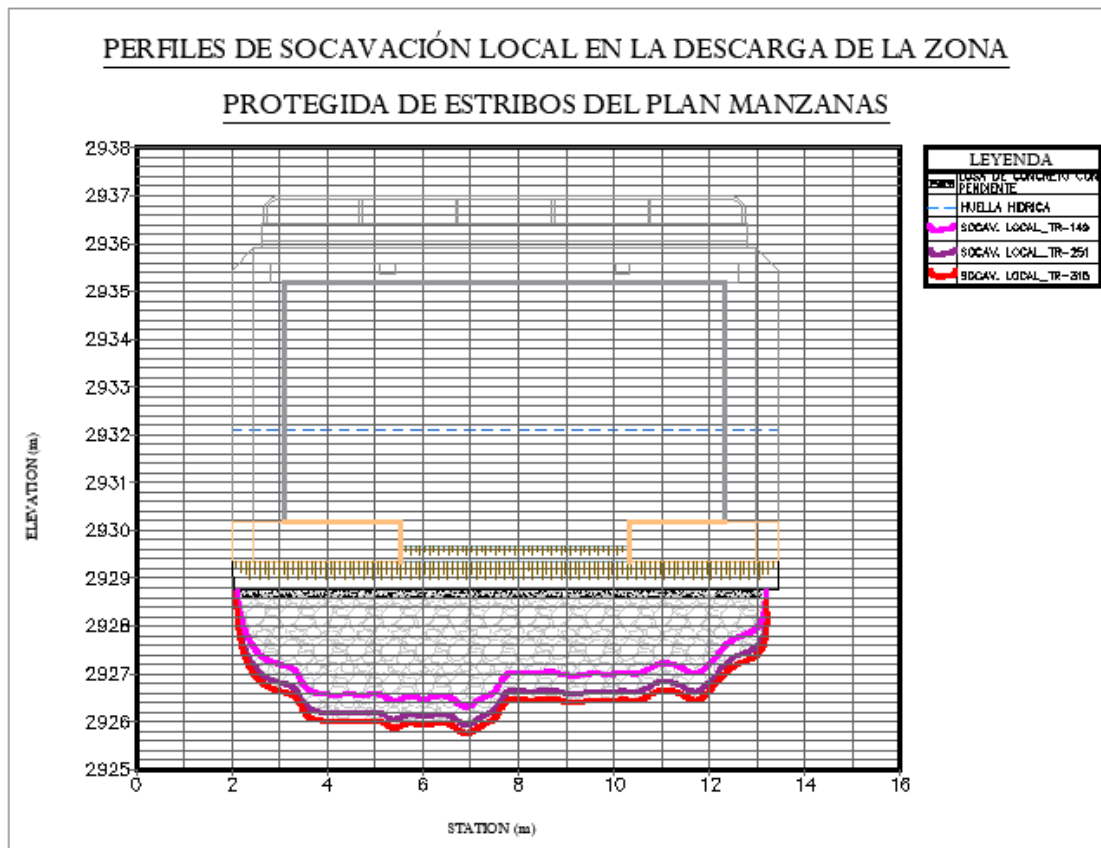
la cimentación del puente y puede generar el colapso de la estructura, es que se obtiene el siguiente cuadro:

Tabla 42. Cuadro comparativo de socavación local en estribos del puente Plan Manzananas.

Socavación en los estribos del puente Plan Manzananas según los períodos de retorno				
Condiciones	UND	TR 149	TR 251	TR 315
Caudales	m³/s	42.50	49.13	52.31
Socavación en estribo izquierdo	m	2.93	3.54	3.63
Socavación en estribo derecho	m	5.86	7.30	8.43

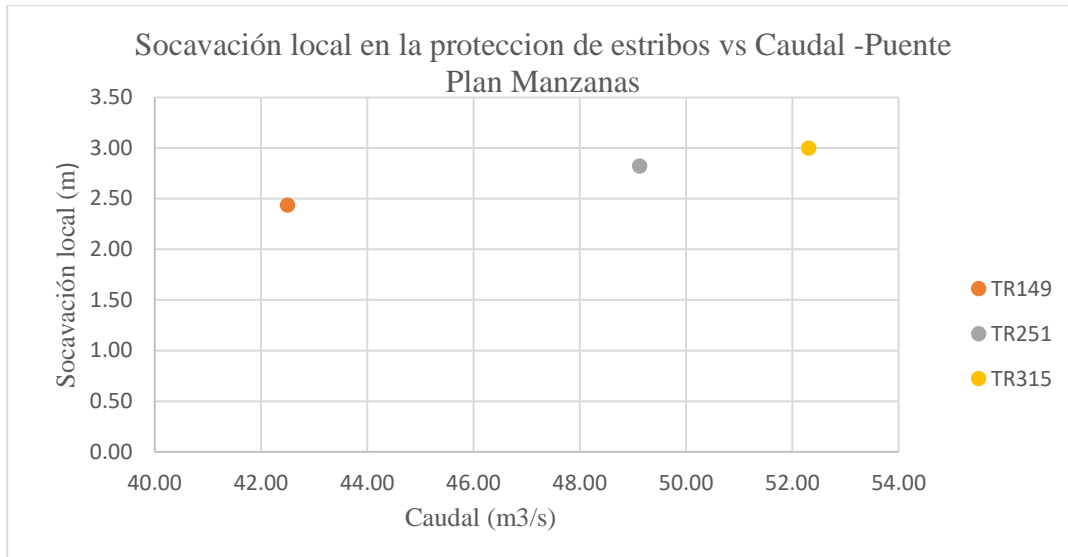
Si no hubiese estructura de protección el periodo de vida útil del puente solo llegaría a un TR-251 para el estribo izquierdo, puesto que la socavación local sobrepasa en 0.54m de la base de cimentación y un TR menor al de TR-149, porque sobre pasan los 3.00m de profundidad de socavación en el estribo derecho.

Figura 105. Perfiles de socavación local según los periodos de retorno – Puente Plan Manzananas.



Socavación local vs caudal: la curva es ascendente, es decir la socavación es directamente proporcional al caudal y por ende según el periodo de retorno.

Figura 106. Socavación local vs caudales –Puente Plan Manzanas.



Caso del puente San Antonio.

Para dicho puente se analizó la socavación local en estribos, siendo el más afectado según la inspección visual el estribo derecho, y también se ve reflejado en el cálculo.

Tabla 43. Cuadro comparativo de socavación de estribo derecho del puente San Antonio.

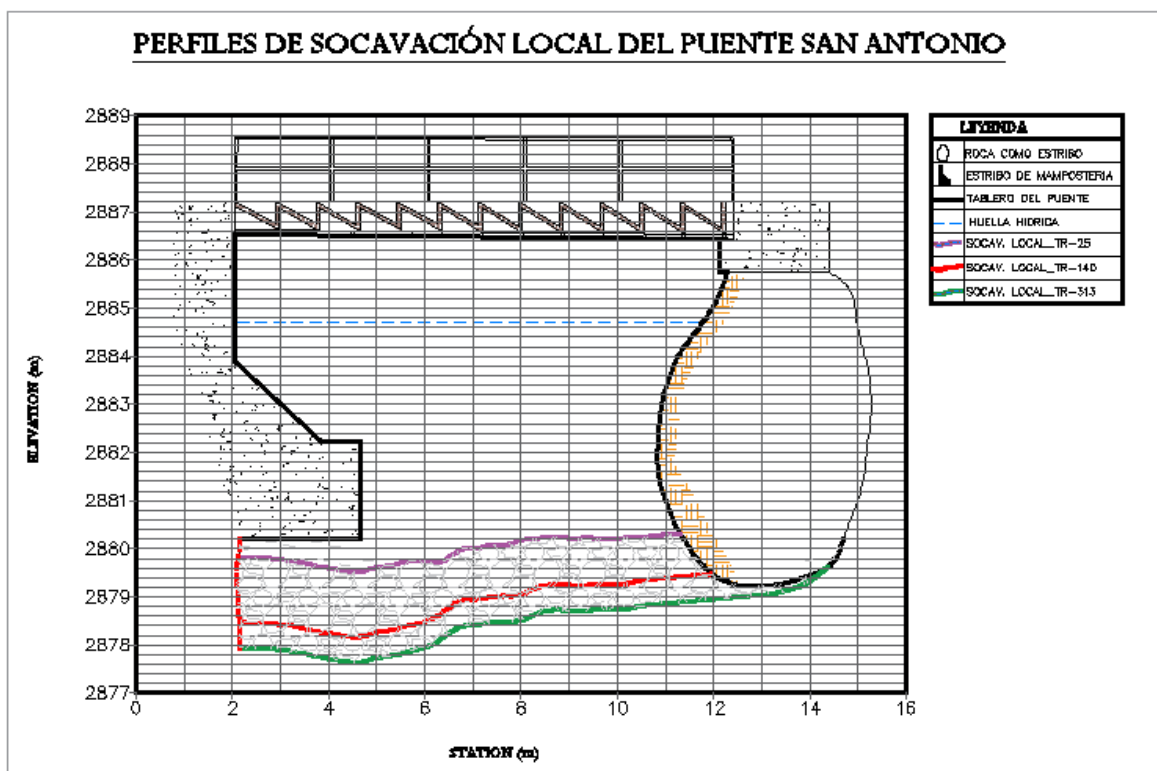
Condiciones	Resumen socavación local en estribos según los períodos de retorno			
	UND	TR 313	TR 140	TR 25
Caudales	m3/s	76.80	60.70	34.80
Socavación en estribo izquierdo	m	4.31	3.92	2.85
Socavación en estribo derecho	m	4.58	4.05	2.86

- ✓ TR-313, con un caudal de 76.80 m³/s, genera una socavación en el estribo derecho de 4.58m, este caudal huella se registró por la presencia de huella de avenidas en la pantalla del estribo, que en teoría sería un dato desfavorable para la vida útil del puente, pero al registrarse indicios de acorazamiento, este puente aún mantiene su resistencia, registrando una socavación horizontal, es decir el material de lecho al

pie del estribo derecho se está lavando, también la pantalla de dicho estribo ya está presentando fisuras, puesto que más de la mitad del total del estribo ya ha sobrepasado la cota de cimentación.

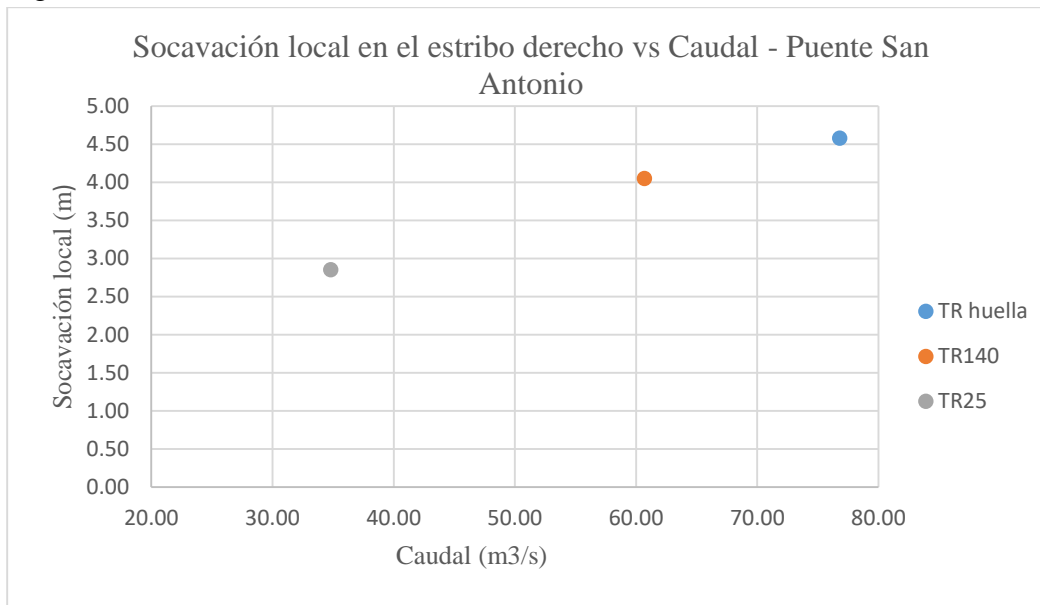
- ✓ El TR-140, con un caudal de 60.70 m³/s, genera una socavación en el estribo derecho de 4.05m, también es un dato desfavorable para la vida útil del puente.
- ✓ El TR-25, con un caudal de 34.80 m³/s, genera una 2.86m en el estribo derecho, el cual es la socavación actual en campo y a la vez sobrepasa la cota de cimentación aguas abajo del eje del puente.

Figura 107. Perfiles de socavación local según los periodos de retorno – Puente San Antonio.



Socavación local vs caudal: la curva es ascendente, es decir la socavación es directamente proporcional al caudal y por ende según el periodo de retorno.

Figura 108. Socavación local vs caudales –Puente San Antonio.



Socavación en los dos puentes de estudio.

Los puentes registran socavación local diferente por los parámetros iniciales de geomorfología, hidrología, de mecánica de suelos, hidráulicos y geométricos diferentes.

Por lo cual se presenta el siguiente cuadro resumen de la socavación.

Tabla 44. Cuadro comparativo de socavación local en los dos puentes.

Resumen de Socavación local en los dos puentes según los períodos de retorno						
Tiempo de retorno	Und.	Plan Manzanillas			San Antonio	
		Socavación en descarga Losa de C°	Socavación en estribo		Socavación en estribo	
			Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho
TR 149	m	2.44	2.93	5.86	-	-
TR 251	m	2.82	3.54	7.30	-	-
TR 315	m	3.00	3.64	8.43	-	-
TR 25	m	-	-	-	2.85	2.86
TR 140	m	-	-	-	3.92	4.05
TR 313	m	-	-	-	4.31	4.58

Analizando los resultados, en el caso Plan Manzanillas, se encontró que el dato de campo de huella hídrica de caudal de 42.50 m³/s con un TR-149, el cual estima una socavación local en la descarga de la zona protegida de 2.44 m, y proyectando a los estribos sobrepasa los 3.00 m de cimentación de los estribos y desde ya hubiese provocado una falla, Y partiendo

de la socavación actual de 2.82 m que pertenece al periodo de retorno de TR-251 y proyectando a los estribos la socavación estimada sería de 3.54m el cual también es un dato desfavorable para la vida útil del puente, puesto que podría fallar porque sobrepasaría los 3.00 m de cimentación (dato obtenido por la población del lugar).

En el puente San Antonio, la socavación actual es mayor que la profundidad de socavación, el cual es de 2.00 m (según la información de la población), el estribo más afectado es el estribo derecho el cual tiene una profundidad de socavación actual de 2.86 m, con tu TR-25 el cual debió haber fallado, pero como se registra un acorazamiento y este registra una resistencia a la huella hídrica de TR-313 con una profundidad de socavación de 4.31 m que es más del doble de la cimentación, pero actualmente la socavación está avanzando horizontalmente hacia la pantalla del estribo derecho probando actualmente fisuras en la pantalla con una alta probabilidad de falla.

Según los resultados estimados de socavación local de los puentes, es que el parámetro más relevante es el de mecánica de suelos y la geomorfología del lugar puesto que la hidrología nos puede estimar un periodo de retorno menor con una socavación casi desfavorable a la vida útil del puente, pero no necesariamente se cumple. Y la geomorfología del lugar tiene mucho que ver, puesto que el Puente Plan Manzanillas se encuentra en la parte alta de cuenca y son tramos de río en formación, ósea un río joven y la pendiente es mayor del puente Plan Manzanillas que el de San Antonio, por ello es más susceptible a la socavación y por ende si o si se tienen que construir puentes con su protección en los estribos en esta zona y la ventaja del Puente San Antonio es que cuenta con una zona con acorazamiento que ha venido favoreciendo a la vida útil del puente, por ello la justificación de resistencia a la fecha, pero este puente tiene más de 25 años y está registrando fisuras de deterioro en la pantalla del estribo derecho y debe quedar en desuso.

Las verificaciones de los resultados se han realizado con el tirante de la huella hídrica:

Para el Puente Plan Manzanas:

Existe una variación de los resultados, según la generación de caudales y periodos de retorno, que modifican la socavación local en un 13.5%.

Tabla 45. Variación de la socavación local en la descarga – Puente Plan Manzanas.

Socavación en la descarga de la protección de Estribos del Puente Plan Manzanas			
Períodos de retorno	Caudal	Socavación estimada (Promedio)	Socavación local en campo
	m3/s	m	m
TR 149	42.5	2.44	
TR 251	49.13	2.82	2.82
TR 315	52.31	3.00	
Var		0.38 m	
%var		13.5%	

Para el Puente San Antonio:

Existe una variación de los resultados, según la generación de caudales y periodos de retorno, que sobrepasa el 100%, esto se debe al fenómeno de acorazamiento que presenta en el estribo derecho y hace que este sea más resistente a la socavación local.

Tabla 46. Variación de la socavación local en la descarga – Puente San Antonio.

Períodos de retorno	Caudales	Socavación en estribo izquierdo	Socavación en estribo derecho
	m3/s	m	m
TR 25	34.8	2.85	2.86
TR 140	60.7	3.92	4.05
TR 313	76.8	4.31	4.58
Var.		-	1.72 m
%var.		-	166.3%

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- ✓ La determinación de la profundidad máxima de socavación local en la descarga de protección de estribos del Puente Plan Manzanas es de forma ascendente según el crecimiento de los caudales y según los periodos de retorno, tal como para Q-TR=149 es 2.44 m de socavación total, siendo esta el caudal de huella y el cual nos sirve para calibrar el modelo, Q- TR-251 es 2.82 m profundidad que actualmente se encuentra en campo y Q- TR-315 genera una socavación de 3.00 m, profundidad que da indicios de falla del puente.
- ✓ La determinación de la profundidad máxima de socavación en el puente San Antonio en el estribo derecho, la socavación es ascendente según los caudales de los periodos de retorno, pero esta socavación se frena en la socavación vertical, puesto que la socavación en forma horizontal se aprecia su ascenso siendo esta un dato desfavorable para la vida útil del puente. Los periodos de retornos son: TR-313 genera una profundidad de socavación de 4.58m sobrepasando el doble de la profundidad de la cimentación aguas abajo de la del eje del puente, TR-140 genera una socavación de 4.05 m sobrepasando en 1.55 m la resistencia a la socavación, puesto que el efecto de indicios de acorazamiento favorece a la resistencia de socavación, TR-25 genera una profundidad de socavación de 2.86 m, socavación que actualmente se encuentra puente en más de la mitad del total del estribo.
- ✓ Los dos puentes, tanto Plan Manzanas como San Antonio se encuentran emplazados en el río Porcón a una distancia aproximada de 2 km, que si bien es

cierto se encuentran en el mismo río, pero cada lugar de emplazamiento de los puentes difiere según los parámetros geomorfológicos, hidráulicos, hidrológicos, geométricos y de mecánica de suelos. Siendo el más susceptible a la socavación el puente Plan Manzanas por el lugar de emplazamiento en que encuentra, por tal razón este cuenta con una protección en el lecho del río como protección de los estribos, pero este fenómeno de socavación se desplaza en la descarga de esta protección.

- ✓ El puente San Antonio se encuentra en riesgo de falla puesto que ya ha sobrepasado la cota de cimentación y la actualidad ya está presentando fisuras en la pantalla del estribo derecho.
- ✓ Los caudales máximos estimados según las microcuencas del río Porcón y cada puente es: Puente Plan Manzanas TR-140 con un caudal de 41.70 m³/s, TR-149 con un caudal de 42.50 m³/s, TR-251 con un caudal de 49.13 m³/s y TR-315 con un caudal de 52.32 m³/s. Para el puente San Antonio TR-313 con un caudal de 76.80 m³/s, TR-140 con un caudal de 60.70 m³/s TR-25 con un caudal de 34.80 m³/s.
- ✓ Los resultados estimados de socavación local de los puentes, es que el parámetro más relevante es el de mecánica de suelos y la geomorfología del lugar puesto que la hidrología nos puede estimar un periodo de retorno menor con una socavación casi desfavorable a la vida útil del puente, pero no necesariamente se cumple. Y la geomorfología del lugar tiene mucho que ver, puesto que el Puente Plan Manzanas se encuentra en la parte alta de cuenca y son tramos de río en formación, ósea un río joven y la pendiente es mayor en esta zona y el Puente San Antonio cuenta con una zona de acorazamiento que ha venido favoreciendo a la vida útil del puente,

pero este puente tiene más de 25 años y está registrando fisuras de deterioro en la pantalla del estribo derecho y debe quedar en desuso.

5.2 Recomendaciones

- ✓ En el Puente Plan Manzanas se recomienda diseñar una calzadura debajo del puente en el cauce del río como protección de los estribos, puesto que la protección actual que tiene el puente esta presentado fisuras y erosión en la descarga y en la mitad la mitad de dicha protección.
- ✓ El puente San Antonio se encuentra en gran riesgo de falla, por cual es recomendable cerrarlo en su totalidad y no poner en riesgo la vida humana de los ciudadanos.
- ✓ Se recomienda usar el caudal de huella, que son señales y rastros que se quedan en la pantalla del estribo y este dato se puede modelar en el hec ras y tener un caudal más acorde a la realidad y lograr tener una socavación más real al de campo, así como en el caso del Puente Plan Manzanas.
- ✓ En zonas de ríos de formación o ríos jóvenes se debe construir puentes en conjunto con su protección de estribos.
- ✓ Para los parámetros hidráulicos es recomendable usar el software de Hec Ras, porque es el modelamiento permite asemejarse a las secciones del río y se puede generar un resumen del cálculo hidráulico, siendo una guía para el cálculo.
- ✓ Para la granulometría del lecho del río es recomendable realizar el método de combinación flexible entre la curva granulométrica de laboratorio y superficial, puesto que en los ríos de alta montaña están aún en formación y se registra gran cantidad de material granular mayor a 2.5 pulgadas y para tener un dato más ajustado, puesto que en temas de socavación los diámetros más usados son D75,

D90 y D95, y en el caso de socavación general y por contracción se usa el D50.

- ✓ Este tipo de estudios se recomienda mantener como un precedente para un proyecto próximo a la zona o mejoramiento parcial o total de los puentes Plan Manzanas y San Antonio.

VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALCANTARA, BOÑÓN Germán H. 2011. *Geomorfología Departamento de Cajamarca*. Cajamarca : Gobierno Regional, 2011.

ALFARO LAYZA, Edwin Luis y WHITE ÁLVAREZ, Martín Patrizio. 2019. *Evolución De La Morfología Del Cauce Del Río Virú Por Efectos De Avenidas Y Caudal Dominante, Tramo Puente Virú Y Bocatoma Mochán, Provincia Virú - Departamento La Libertad*. La Libertad : s.n., 2019.

APACLLA, NALVARTE Ricardo. 2014. *Hidráulica fluvial*. Lima : Fondo editorial - UNALM, 2014. 978-612-4147-28-9.

BARBOSA, GIL Sebastian. 2013. *Metodología para calcular la profundidad de socavación general en ríos de montaña (lecho de gravas)*. Colombia : Univerisad Nacional de Colombia, 2013.

BASILE, Pedro A. 2018. *Transporte de sedimentos y morfodinámica de ríos aluviales*. Argentina : Univeridad Nacional de Rosario, 2018. 978-987-702-257-5.

CABALLERO TALLEDO, Rubén Dario. 2019. *Evaluación por desempeño hidráulico y estructural del puente Pasamayito ante máximas avenidas*. Piura : Univeridad Señor de Sipán, 2019.

CRUZ VARGAS, José Giovanni. 2022. *Metodología para el análisis de socavación de*

puentes. Mexico : Universidad Autónoma Metropolitana, 2022.

DÍAZ SAUCEDO, Tania Guadalupe. 2021. *Metodología de evaluación para el riesgo de socavación de puentes patrimoniales de arco mampostería*. Mexico : Universidad Autónoma de Aguas Calientes, 2021.

Efectos de la contracción del cauce, lecho no cohesivo y pendiente de ríos, en la profundidad de socavación en estructuras de captación. **VASQUEZ RAMIREZ, Luis y LLIQUE MONDRAGON, Rosa Haydee. 2019.** 2, Cajamarca : Caxamarca, 2019, Vol. Vol. 16.

Ensayo granulométrico de los suelos mediante el método del tamizado. **GUTIÉRREZ, RODRÍGUEZ Wilson Ángel. 2023.** 2, Bolivia : Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinar, 2023, Vol. 7.

FELIPE MATÍAS, Elbio Fernando. 2016. *Socavación producida por el río Huallaga al puente Colpa Alta en la provincia de Huánuco, utilizando los Métodos de Artamanov, Straub y Maza, en el HEC-RAS*. Piura : Univeridad de Piura, 2016.

FLORES PAUCAR, David. 2019. *Influencia de la morfología fluvial en la socavación de estribos del puente las balsas Región Junín en el 2017*. Huncayo : Universidad Nacional del Centro del Perú, 2019.

G. Ramseyer, Yanina. 2015. *Modelación Hidráulica del puente situado sobre el Riacho Cortapick en la traza de la Ruta Nacional N° 11 de la Provincia de Formosa*. Córdoba, Argentina : s.n., 2015. pág. 77.

GUEVARA, ÁLVAREZ María Elvira. 2016. *Socavación en puentes*. Bogota, colombia : Lemoine Editores, Universidad del Cauca, 2016. 978-958-59035-4-8.

IDVIA . 2020. IDVIA Ingenieria. *Puentes Resilientes al Cambio Climático*. [En línea] IDVIA 2020 HORIZONTE 2020, 15 de junio de 2020. [Citado el: 20 de junio de 2022.]

<https://www.idvia.es/puentes-resilientes-cambio-climatico>.

INDECI. 2017. *Compendio estadístico del INDECI 2017 - Gestión reactiva*. Lima : ASVI BIENES & SERVICIOS E.I.R.L., 2017. 2017-14971.

INDECI, Instituto Nacional de Defensa Civil. 2017. *Compendio estadístico del INDECI 2017 - Gestión Reactiva*. Lima : Dirección de Políticas, Planes y evaluación, 2017. 2017-14971 .

Influencia del método de estimación en el coeficiente de estimación en el coeficiente de Manning para cauces naturales. **FERNÁNDEZ DE CÓRDOVA WEBSTER, Carlos Javier, y otros. 2018.** 1, Ecuador : Ingeniería Hidráulica y Ambiental, 2018, Vol. 39, págs. 17-31. 1680-0338.

Influencia del proceso de acorazamiento en la socavación de los pilares del puente Reque. **ARRIOLA CARRASCO, Guillermo Gustavo, y otros. 2017.** 2 (2017), Chiclayo : Universidad Señor de Sipan, 2017, Ingeniería: Ciencia Tecnología e Innovación, Vol. 4. **MARTÍNEZ MARIN, Eduardo. 2001.** *Hidráulica fluvial principios y práctica*. Madrid : Bellisco Ediciones Técnicas y Científicas, 2001. 84-95279-44-4.

Modelos predictivos de caudales máximos instantáneos para cuencas de drenaje de ambientes montañosos, sustentados en parámetros morfométricos. **MENDEZ, Williams, CORDOVA, José y BRAVO DE GUENNI, Lelys. 2015.** 3, Venezuela : Fobeca, 2015, Vol. 38, págs. pp. 229-238. 0254-0770.

MOYA, Vladimir. 2017. Colapso puente en Perú Importancia de socavación hidráulica. [En línea] IAGUA, 21 de marzo de 2017. [Citado el: 10 de diciembre de 2022.]

<https://www.iagua.es/blogs/vladimir-moya/colapso-puente-peru-importancia-socavacion-hidraulica>.

MTC. 2012. *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Lima : s.n., 2012.

MUELA, RODRÍGUEZ Jimena Paulina. 2012. *Evaluación de la profundidad máxima de socavación a la salida de una estructura de flujo inferior (Compuertas).* Ecuador : Quito: UCE, 2012.

NÁCHER, RODRÍGUEZ Beatriz. 2012. *Influencia de la contracción y de los cambios de rigidez del lecho en las condiciones críticas de unicio del movimiento aguas abajo de puentes sobre cauces.* Valencia : s.n., 2012.

OCHOA RUBIO, Tomás. 2013. *Hidrología hidráulica y socavación en puentes.* Colombia : Ecoe Ediciones, 2013. 9587714350, 9789587714357.

OCHOA, RUBIO Tomás. 2011. *Hidráulica de ríos y procesos morfológicos.* Colombia : Ecoe Ediciones, 2011. 978-958-648-681-1.

PAJARES CARDOZO, John Michael. 2017. *Análisis comparativo de la socavación en pilares cilíndricos cimentados en lechos arenosos determinada con las metodologías del cilindro de ingeniería hidráulica No 18 (HEC-18) y del departamento de Transporte de Florida (FDOT).* Cajamarca : Univeridad Nacional de Cajamarca, 2017.

ROCHA FELICES, Arturo. 2013. *Introducción a la Hidráulica de las obras viales.* Lima : ICG-Segunda Edición, 2013. 2013-08014.

VII. ANEXOS

La socavación depende de varios factores o parámetros, puesto que el río interactúa con el puente, por lo cual se ha considerado lo siguiente:

- ✓ Hojas de cálculo de la socavación local para los estribos y la erosión local en la descarga de la protección de los estribos
- ✓ Topografía del lugar de emplazamiento de cada puente.
- ✓ Panel fotográfico de Calicatas en cada lugar de emplazamiento del puente.
- ✓ Tamizados para la curva granulométrica.
- ✓ Medida de la huella hídrica en los estribos.
- ✓ Modelamiento en el Hec Ras – vista del puente y río.
- ✓ Socavación local medida en campo.
- ✓ Medición de la huella del caudal dominante.
- ✓ Plano topográficos de las zonas de emplazamiento de los puentes Plan Manzanasy San Antonio.

Hojas de cálculo para el Puente Plan Manzanas

Tabla 47. Resumen de la erosión local en la descarga de la protección de los estribos derecho e izquierdo del Puente Plan Manzanas. Q-TR-149.

Parámetros involucrado	Símbolo	Unidad	N° Ecuación	Socavación en la descarga						
				Schoklitsch	Veronose	Damle et al. Y Martin	Breusers y Raudkivi Alcantarilla	Método de Mikhalev	Método de Fahlbusch	Laursen y Flick
Caudal de diseño	Q	m ³ /s	Dato	42.50	42.50	42.50	42.50	42.50	42.50	42.50
Altura de alcantarilla	h	m	dato generado	-	-	-	5.5	-	-	-
Diámetro de 95%	D95	m	Dato	-	-	-	-	0.16413	-	-
Diámetro de 90%	D90	m	Dato	0.049	0.05	0.05	-	-	48.99mm	48.99mm
Diámetro de 75%	D75	m	Dato	-	-	-	0.0215	-	-	-
Diámetro de 50%	D50	m	Dato	-	-	-	0.00411	-	-	-
Peso específico del suelo	ys	Kg/m ³	Dato	-	-	-	2284	-	-	-
Peso específico del agua	yw	Kg/m ³	Dato	-	-	-	1000	-	-	-
Densidad del agua	p	Kg/m ³	Dato	-	-	-	1000	-	-	-
Ancho de la salida de la descarga	b ₁	m	dato hec ras	8.5	8.50	8.50	8.5	-	-	-
Pendiente en la plataforma	s ₁	m/m	Dato	0.06	0.06	0.06	0.06	-	-	-
Ancho del río (aprox)	b ₂	m	dato hec ras	9.46	9.46	9.46	-	-	-	-
Pendiente del lecho	s ₂	m/m	Dato	0.04	0.04	0.04	-	-	-	-
Rugosidad del material (plataforma)	n ₁	adimensional	Dato	0.017	0.02	0.02	0.017	-	-	-
Calado aguas arriba	hd ₁	m	dato hec ras	2.05	2.05	2.05	-	-	-	2.05
Calado en el puente	y	m	dato hec ras	-	-	-	1.61	-	-	-
Radio hidráulico	R	m	dato generado	-	-	-	1.17	-	-	-
Area hidraulica	A	m ²	dato generado	-	-	-	13.69	-	-	-
Velocidad en la plataforma	v ₁	m/s	dato hec ras	2.36	2.36	2.36	2.36	2.36	-	2.36
Qn/s ^{1/2}	ec.28	-	dato generado	-	-	-	2.95	-	-	-
Profundidad crítica en plataforma	yc	m	dato generado	-	-	-	2.36	2.36	-	-
Velocidad Crítica en la plataforma	vc	m/s	dato generado	-	-	-	4.81	4.81	-	-
Energia cinética critica	E ₁	m	dato generado	0.28	0.28	0.28	-	-	-	-
Rugosidad del material (lecho)	n ₂	adimensional	Dato	0.068	0.07	0.07	-	-	-	-
Calado aguas abajo	hd	m	dato hec ras	1.13	1.13	1.13	-	1.13	1.13	1.13

Velocidad aguas abajo	v ₂	m/s	dato generado	3.98	3.98	3.98	-	3.98	-	-
Energía cinética aguas abajo	E ₂	m	dato generado	0.81	0.81	0.81	1.94	-	-	-
Caudal unitario por unidad de ancho	q	m ² /s	dato generado	5.00	5.00	5.00	-	5.00	5.00	-
Diferencia de energía	H	m	dato generado	0.40	0.40	0.40	-	0.40	0.40	0.40
Número de Froude	Fr	-	ec.	-	-	-	0.49	4.22	-	-
Esfuerzo cortante	t	Kg/m ²	dato generado	-	-	-	140.12	-	-	-
Esfuerzo cortante crítico	t _c	Kg/m ²	dato generado	-	-	-	1.55	-	-	-
Velocidad de corte crítico	V*c	m/s	dato generado	-	-	-	1.073	-	-	-
Diámetro Eq. De una alcantarilla	Deq	m	dato generado	-	-	-	4.174	-	-	-
Ángulo de caída del chorro	β ₁	-	ec.	-	-	-	-	7.64	7.64	-
Velocidad del chorro	U _{ij}	m/s	ec.	-	-	-	-	-	12.38	-
Espesor del chorro	b ₁	m	ec.	-	-	-	-	0.51	-	-
Para coeficiente de k	Hd/D95	-	dato generado	-	-	-	-	6.88	-	-
Coeficiente k	k	adimensional	coef.	-	-	-	-	1.21	6.85	-
Velocidad de sedimentación equivalente (la de una esfera de material tipo cuarzo, de diámetro el del material erosionado)	W ₀	m/s	dato generado	-	-	-	-	-	-	1.413
Profundidad desde la superficie del agua hasta la zona erosionada	ds	m	Ecs.	1.80	3.68	0.76	-	-	-	-
Profundidad max. socav.(Erosión localizada)	S	m	Ecs	0.67	2.55		0.73	5.56	2.68	10.75

Tabla 48. Resumen de la erosión local en la descarga de la protección de los estribos derecho e izquierdo del Puente Plan Manzananas. Q-TR-251

Parámetros involucrado	Símbolo	Unidad	N° Ecuación	Socavación en la descarga						
				Schoklitsch	Veronose	Damle et al. Y Martin	Breusers y Raudkivi Alcantarilla	Método de Mikhalev	Método de Fahlbusch	Laursen y Flick
Caudal de diseño	Q	m ³ /s	dato	49.13	49.13	49.13	49.13	49.13	49.13	49.13
Altura de alcantarilla	h	m	dato generado	-	-	-	5.5	-	-	-
Diámetro de 95%	D95	m	dato	-	-	-	-	0.16413	-	-
Diámetro de 90%	D90	m	dato	0.049	0.05	0.05	-	-	48.99mm	48.99mm
Diámetro de 75%	D75	m	dato	-	-	-	0.0215	-	-	-
Diámetro de 50%	D50	m	dato	-	-	-	0.00411	-	-	-
Peso específico del suelo	ys	Kg/m ³	dato	-	-	-	2284	-	-	-
Peso específico del agua	yw	Kg/m ³	dato	-	-	-	1000	-	-	-
Densidad del agua	p	Kg/m ³	dato	-	-	-	1000	-	-	-
Ancho de la salida de la descarga	b ₁	m	dato hec ras	8.5	8.50	8.50	8.5	-	-	-
Pendiente en la plataforma	s ₁	m/m	dato	0.06	0.06	0.06	0.06	-	-	-
Ancho del río (aprox)	b ₂	m	dato hec ras	9.56	9.56	9.56	-	-	-	-
Pendiente del lecho	s ₂	m/m	dato	0.04	0.04	0.04	-	-	-	-
Rugosidad del material (plataforma)	n ₁	adimensional	dato	0.017	0.02	0.02	0.017	-	-	-
Calado aguas arriba	hd ₁	m	dato hec ras	2.33	2.33	2.33	-	-	-	2.33
Calado en el puente	y	m	dato hec ras	-	-	-	1.81	-	-	-
Radio hidráulico	R	m	dato generado	-	-	-	1.27	-	-	-
Area hidraulica	A	m ²	dato generado	-	-	-	15.38	-	-	-
Velocidad en la plataforma	v ₁	m/s	dato hec ras	2.44	2.44	2.44	2.44	2.44	-	2.44
Qn/s ^{1/2}	-	-	dato generado	-	-	-	3.41	-	-	-
Profundidad crítica en plataforma	yc	m	dato generado	-	-	-	2.68	2.68	-	-
Velocidad Crítica en la plataforma	vc	m/s	dato generado	-	-	-	5.13	5.13	-	-
Energia cinética crítica	E ₁	m	dato generado	0.30	0.30	0.30	-	-	-	-
Rugosidad del material (lecho)	n ₂	adimensional	dato	0.068	0.07	0.07	-	-	-	-
Calado aguas abajo	hd	m	dato hec ras	1.21	1.21	1.21	-	1.21	1.21	1.21
Velocidad aguas abajo	v ₂	m/s	dato generado	4.25	4.25	4.25	-	4.25	-	-
Energia cinética aguas abajo	E ₂	m	dato generado	0.92	0.92	0.92	2.13	-	-	-

Caudal unitario por unidad de ancho	q	m ² /s	dato generado	5.78	5.78	5.78	-	5.78	5.78	
Diferencia de energía	H	m	dato generado	0.50	0.50	0.50	-	0.50	0.50	0.50
Número de Froude	Fr	-	ec.	-	-	-	0.48	4.48	-	-
Esfuerzo cortante	t	Kg/m ²	dato generado	-	-	-	152.33	-	-	-
Esfuerzo cortante crítico	tc	Kg/m ²	dato generado	-	-	-	1.55	-	-	-
Velocidad de corte crítico	V*c	m/s	dato generado	-	-	-	1.095	-	-	-
Diámetro Eq. De una alcantarilla	Deq	m	dato generado	-	-	-	4.426	-	-	-
Ángulo de caída del chorro	β1	-	ec.	-	-	-	-	7.62	7.62	-
Velocidad del chorro	Uij	m/s	ec.	-	-	-	-	-	13.93	-
Espesor del chorro	b1	m	ec.	-	-	-	-	0.58	-	-
Para coeficiente de k	Hd/D95	-	dato generado	-	-	-	-	7.37	-	-
Coeficiente k	k	adimensional	coef.	-	-	-	-	0.9	6.85	-
Velocidad de sedimentación equivalente (la de una esfera de material tipo cuarzo, de diámetro el del material erosionado)										
	W0	m/s	dato generado	-	-	-	-	-	-	1.413
Profundidad desde la superficie del agua hasta la zona erosionada	ds	m	ecs	2.21	4.20	0.92		-	-	-
Profundidad max. socav.(Erosión localizada)	S	m	Ecs.	1.00	2.99		0.79	5.28	4.05	13.04

Tabla 49. Resumen de la erosión local en la descarga de la protección de los estribos derecho e izquierdo del Puente Plan Manzanas. Q-TR-315.

Parámetros involucrado	Símbolo	Unidad	N° Ecuación	Socavación en la descarga						
				Schoklitsch	Veronose	Damle et al. Y Martin	Breusers y Raudkivi	Método de Mikhalev	Método de Fahlbusch	Laursen y Flick
							Alcantarilla			
Caudal de diseño	Q	m ³ /s	dato	52.31	52.31	52.31	52.31	52.31	52.31	52.31
Altura de alcantarilla	h	m	dato generado	-	-	-	5.5	-	-	-
Diámetro de 95%	D95	m	dato	-	-	-	-	0.16413	-	-
Diámetro de 90%	D90	m	dato	0.049	0.05	0.05	-	-	48.99mm	48.99mm
Diámetro de 75%	D75	m	dato	-	-	-	0.0215	-	-	-
Diámetro de 50%	D50	m	dato	-	-	-	0.00411	-	-	-
Peso específico del suelo	ys	Kg/m ³	dato	-	-	-	2284	-	-	-
Peso específico del agua	yw	Kg/m ³	dato	-	-	-	1000	-	-	-
Densidad del agua	p	Kg/m ³	dato	-	-	-	1000	-	-	-
Ancho de la salida de la descarga	b ₁	m	dato hec ras	8.5	8.50	8.50	8.5	-	-	-
Pendiente en la plataforma	s ₁	m/m	dato	0.06	0.06	0.06	0.06	-	-	-
Ancho del río (aprox)	b ₂	m	dato hec ras	9.6	9.60	9.60	-	-	-	-
Pendiente del lecho	s ₂	m/m	dato	0.04	0.04	0.04	-	-	-	-
Rugosidad del material (plataforma)	n ₁	adimensional	dato	0.017	0.02	0.02	0.017	-	-	-
Calado aguas arriba	hd ₁	m	dato hec ras	2.43	2.43	2.43	-	-	-	2.43
Calado en el Puente	y	m	dato hec ras	-	-	-	1.82	-	-	-
Radio hidráulico	R	m	dato generado	-	-	-	1.27	-	-	-
Area hidraulica	A	m ²	dato generado	-	-	-	15.47	-	-	-
Velocidad en la plataforma	v ₁	m/s	dato hec ras	2.48	2.48	2.48	2.48	2.48	-	2.48
Qn/s ^{1/2}	-	-	dato generado	-	-	-	3.63	-	-	-
Profundidad crítica en plataforma	yc	m	dato generado	-	-	-	2.72	2.72	-	-
Velocidad Crítica en la plataforma	vc	m/s	dato generado	-	-	-	5.16	5.16	-	-

Energía cinética crítica	E_1	m	dato generado	0.31	0.31	0.31	-	-	-	-
Rugosidad del material (lecho)	n_2	adimensional	dato	0.068	0.07	0.07	-	-	-	-
Calado aguas abajo	hd	m	dato hec ras	1.25	1.25	1.25	-	1.25	1.25	1.25
Velocidad aguas abajo	v_2	m/s	dato generado	4.36	4.36	4.36	-	4.36	-	-
Energía cinética aguas abajo	E_2	m	dato generado	0.97	0.97	0.97	2.22	-	-	-
Caudal unitario por unidad de ancho	q	m ² /s	dato generado	6.15	6.15	6.15	-	6.15	6.15	
Diferencia de energía	H	m	dato generado	0.52	0.52	0.52	-	0.52	0.52	0.52
Número de Froude	Fr	-	ec. 65	-	-	-	0.48	4.52	-	-
Esfuerzo cortante	t	Kg/m ²	dato generado	-	-	-	152.92	-	-	-
Esfuerzo cortante crítico	t_c	Kg/m ²	dato generado	-	-	-	1.55	-	-	-
Velocidad de corte crítico	V^*c	m/s	dato generado	-	-	-	1.096	-	-	-
Diámetro Eq. De una alcantarilla	Deq	m	dato generado	-	-	-	4.438	-	-	-
Ángulo de caída del chorro	β_1	-	ecs	-	-	-	-	7.65	7.65	-
Velocidad del chorro	U_{ij}	m/s	ecs	-	-	-	-	-	14.22	-
Espesor del chorro	b1	m	ecs	-	-	-	-	0.61	-	-
Para coeficiente de k	Hd/D95	-	dato generado	-	-	-	-	7.62	-	-
Coeficiente k	k	adimensional	coef.	-	-	-	-	0.9	6.85	-
Velocidad de sedimentación equivalente (la de una esfera de material tipo cuarzo, de diámetro el del material erosionado)	W_0	m/s	dato generado	-	-	-	-	-	-	1.413
Profundidad desde la superficie del agua hasta la zona erosionada	ds	m	Ecs.	2.33	4.38	0.97	-	-	-	-
Profundidad max. socav.(Erosión localizada)	S	m	Ecs.	1.08	3.13		0.80	6.63	3.18	13.90

✓ **Topografía del lugar de emplazamiento de cada puente.**

Figura 109. Levantamiento topográfico aguas arriba y aguas abajo del puente Plan Manzanas.



Figura 110. Levantamiento topográfico aguas arriba y aguas abajo del puente San Antonio.



✓ **Calicatas del Puente Plan Manzanas:**

Figura 111. Calicata N°01 y Calicata N°02 - Aguas arriba del puente Plan Manzanas



Figura 112. Calicata N°03: Aguas abajo del puente Plan Manzanas.



Figura 113. Muestreo superficial mayores a 2 ½” del puente Plan Manzanas.



✓ **Calicatas del Puente San Antonio:**

Figura 114. Calicata N°01 y Calicata N°02 - Aguas arriba del puente San Antonio.



Figura 115. Calicata N°03 Aguas abajo del puente San Antonio.



Figura 116. Muestreo superficial mayores a 2 ½" del puente San Antonio.



✓ **Tamizado del sedimento – Puente Plan Manzanas:**

Figura 117. Realizando el tamizado de las muestras secas del puente Plan Manzanas.



✓ **Tamizado del sedimento – Puente San Antonio:**

Figura 118. Tamizando muestra seca del puente San Antonio.



Huella hídrica en el estribo del puente Plan Manzanas.

Figura 119. Huella hídrica - Estribo derecho del puente Plan Manzanas.

Se tomó la medida de la huella teniendo en consideración la limpieza de telas de araña por el caudal.



✓ Huella hídrica en el estribo del puente San Antonio.

Figura 120. Huella hídrica - Estribo derecho del puente San Antonio.

Se tomó la medida de la huella teniendo en consideración el color y las plantas del lugar.

Estribo derecho del puente San Antonio.



✓ **Modelamiento en el Hec Ras Vista 3D**

Figura 121. Vista en Planta del Puente San Antonio.

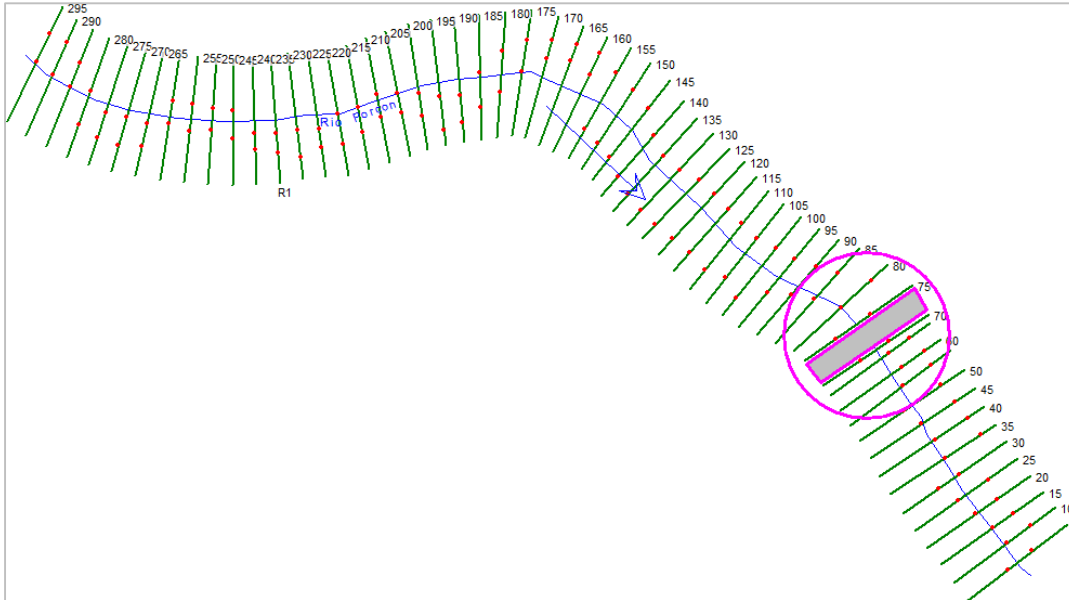


Figura 122. Puente Plan Manzanitas – vista 3D – secciones y caudales.

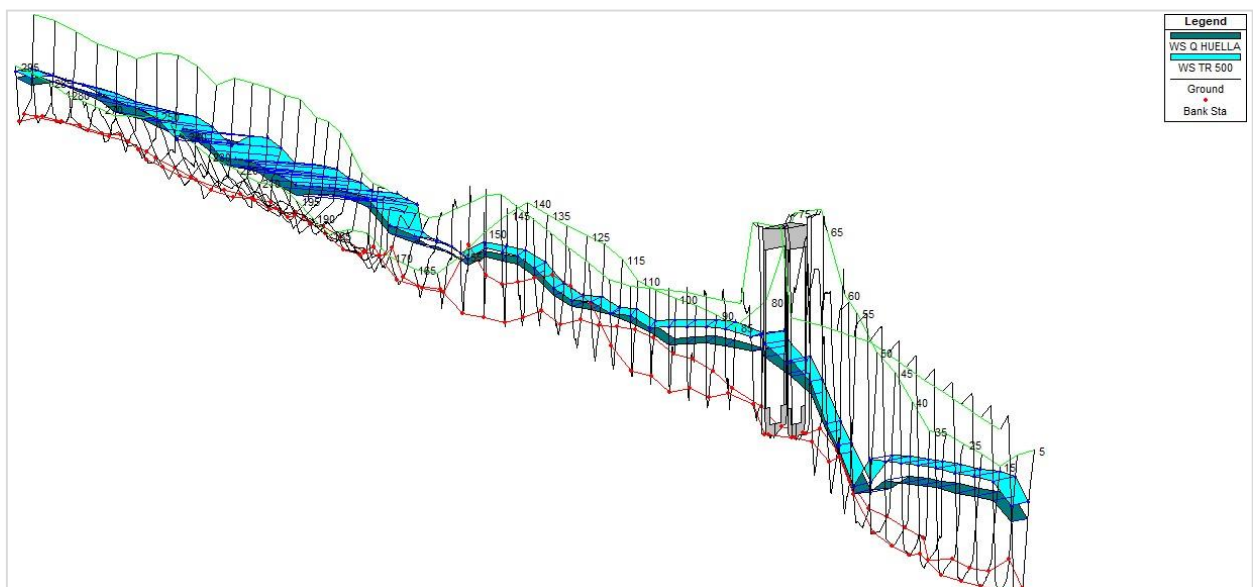


Figura 123. Vista en Planta del Puente San Antonio.

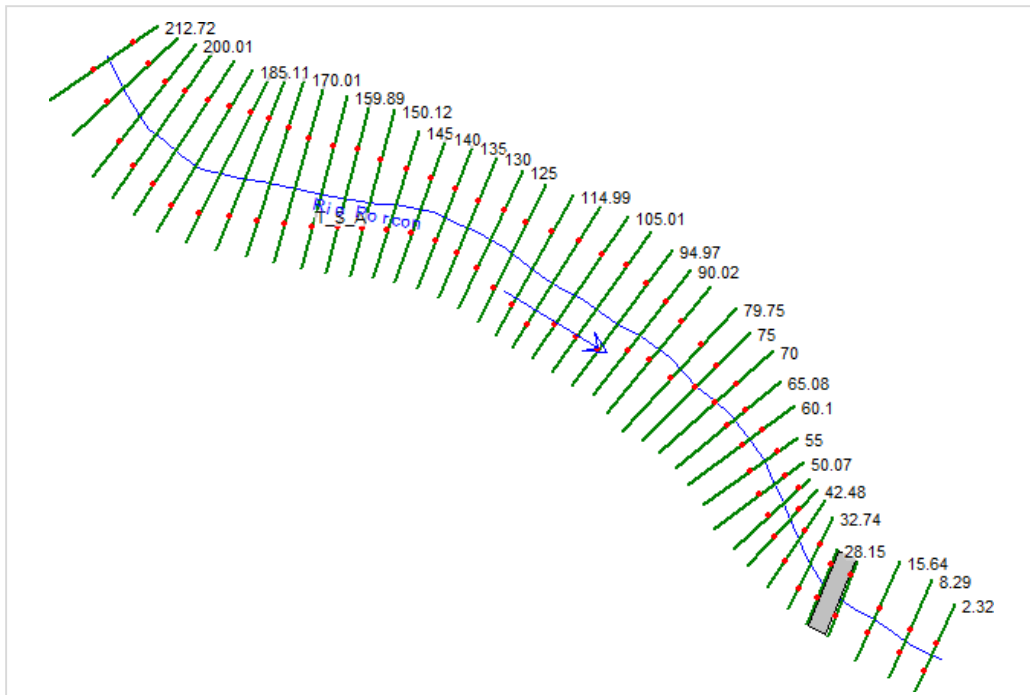
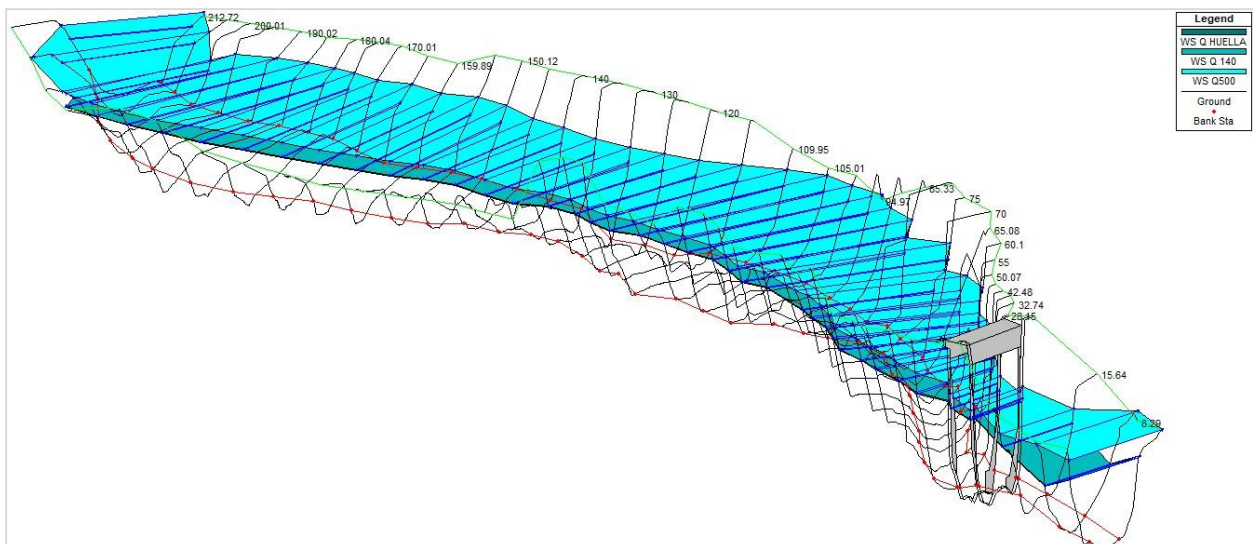


Figura 124. Puente Plan Manzanillas – vista 3D – secciones y caudales.



✓ Principales hidrogramas modelados en HEC- HMS

Figura 125. Hidrograma del puente San Antonio con un TR-315.

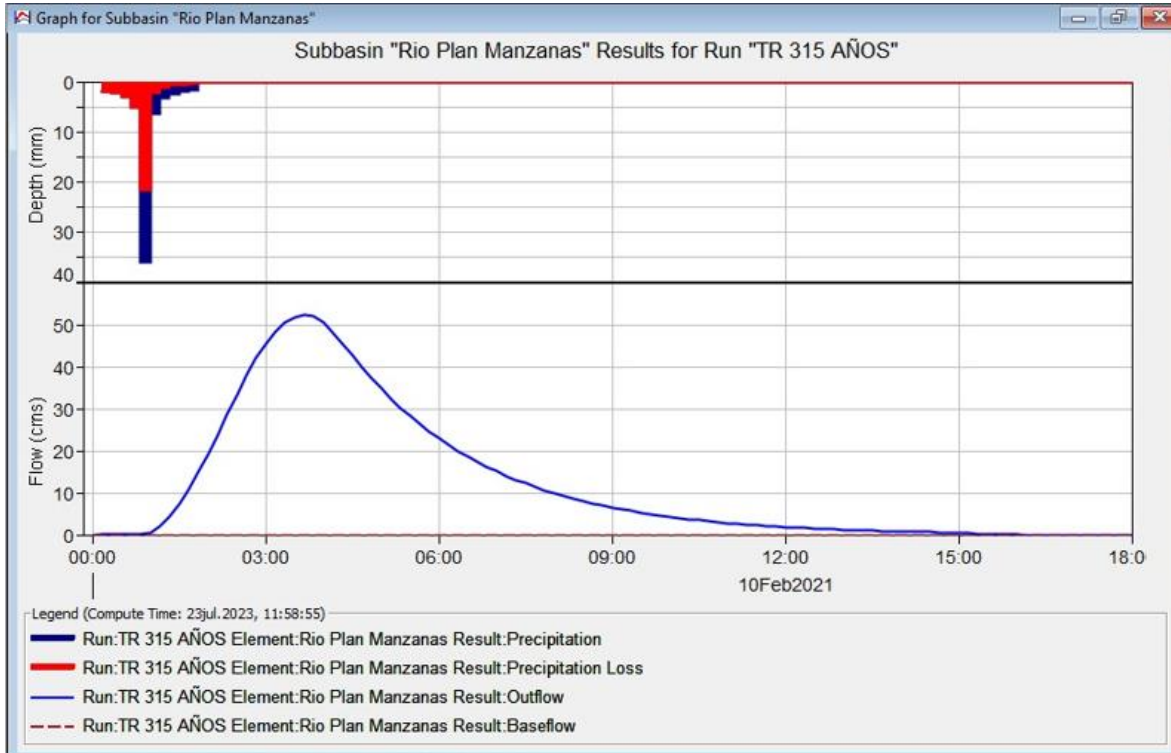
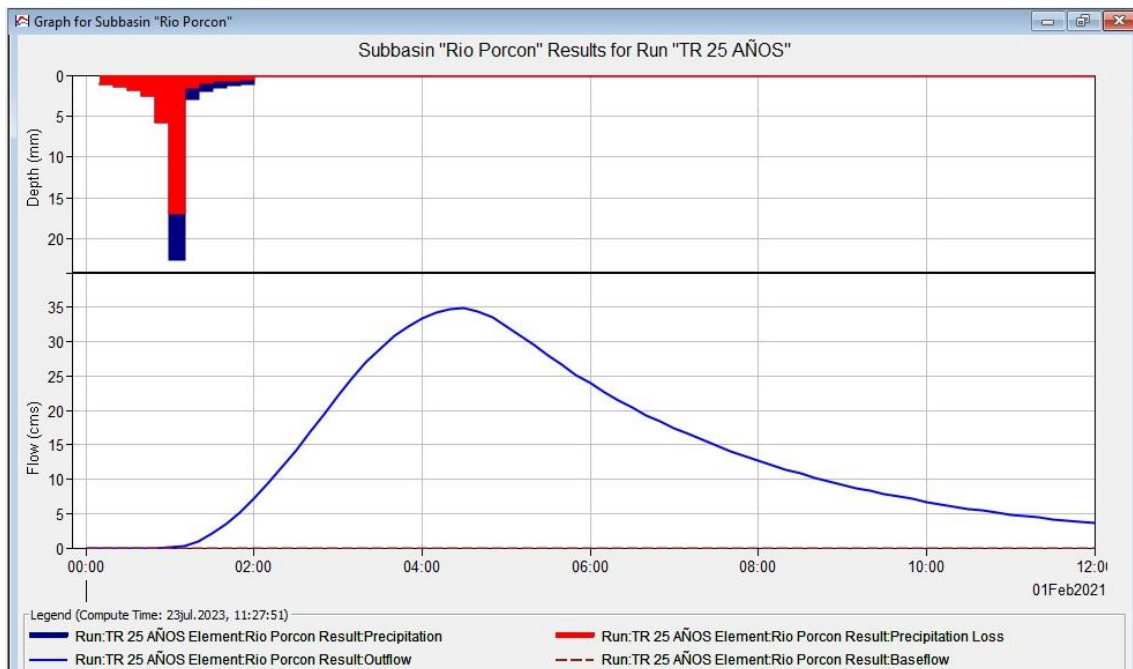


Figura 126. Hidrograma del puente San Antonio con un TR-25.



✓ **Socavación en campo**

Figura 127. Socavación local en la descarga de la protección de los estribos del puente Plan Manzanas.



Figura 128. Socavación local actual del puente Plan Manzanas

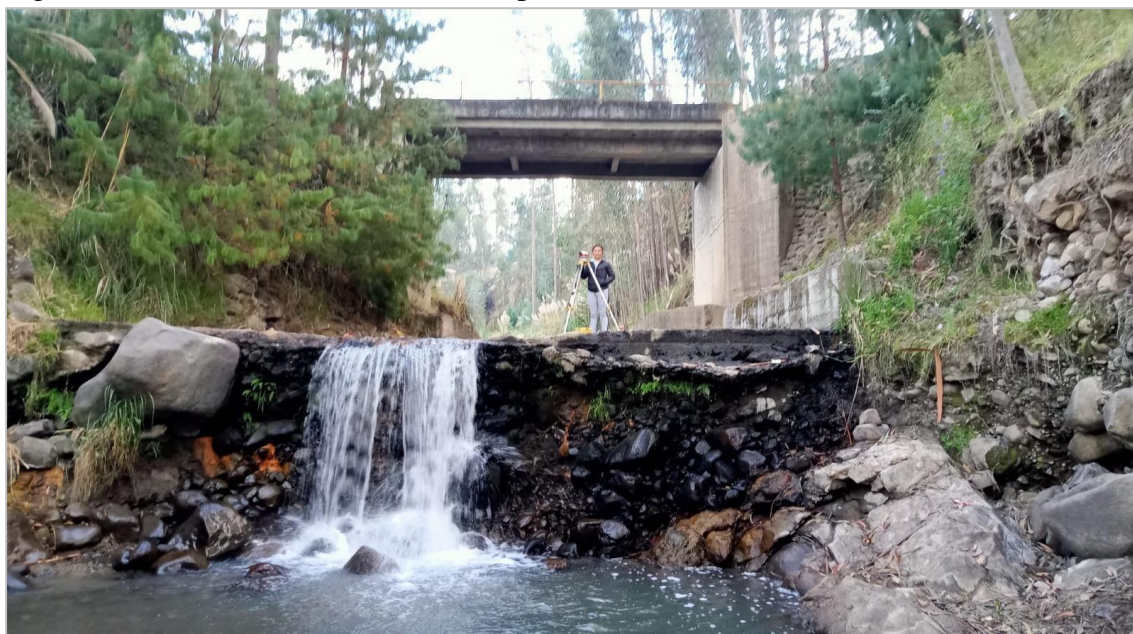


Figura 129. Socavación local moderada en el estribo izquierdo del Puente San Antonio



Figura 130. Socavación local actual del estribo izquierdo del Puente San Antonio.



Figura 131. Rocas semejantes al estribo derecho del Puente San Antonio.

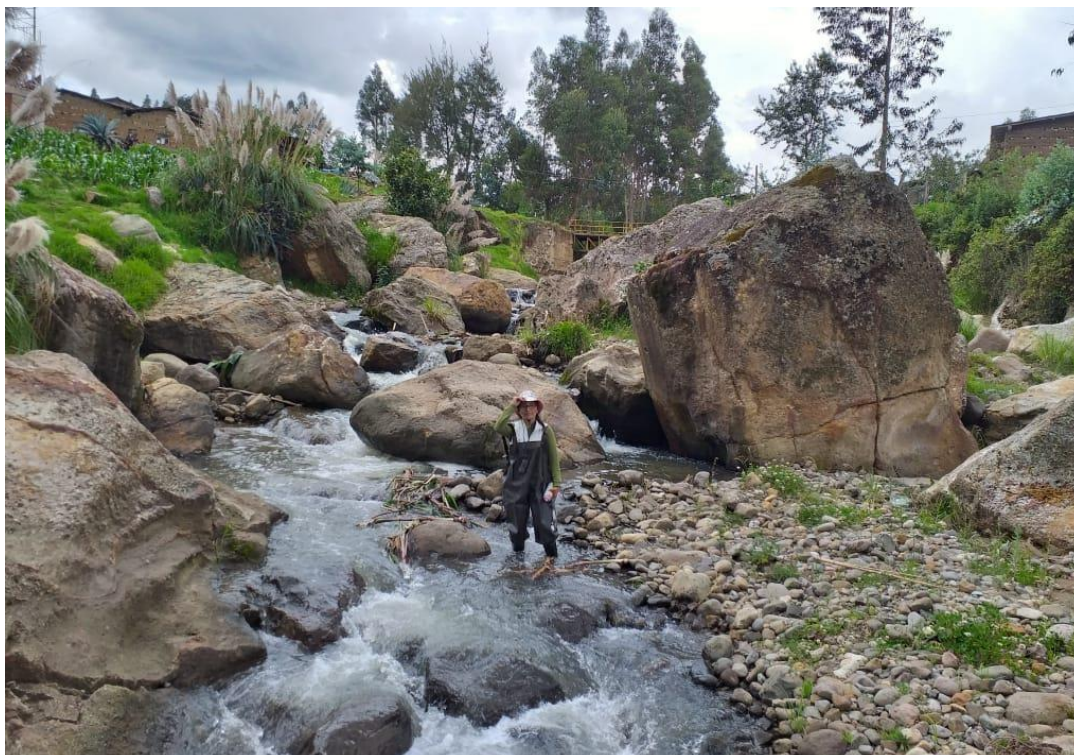


Figura 132. Medición de la huella del caudal dominante del Puente Plan Manzanos.



Figura 133. Socavación local en la descarga de la zona protegida de estribos del puente San Plan Manzanos.



Figura 134. Detalle de deterioro de la losa de descarga del puente Plan Manzanas.

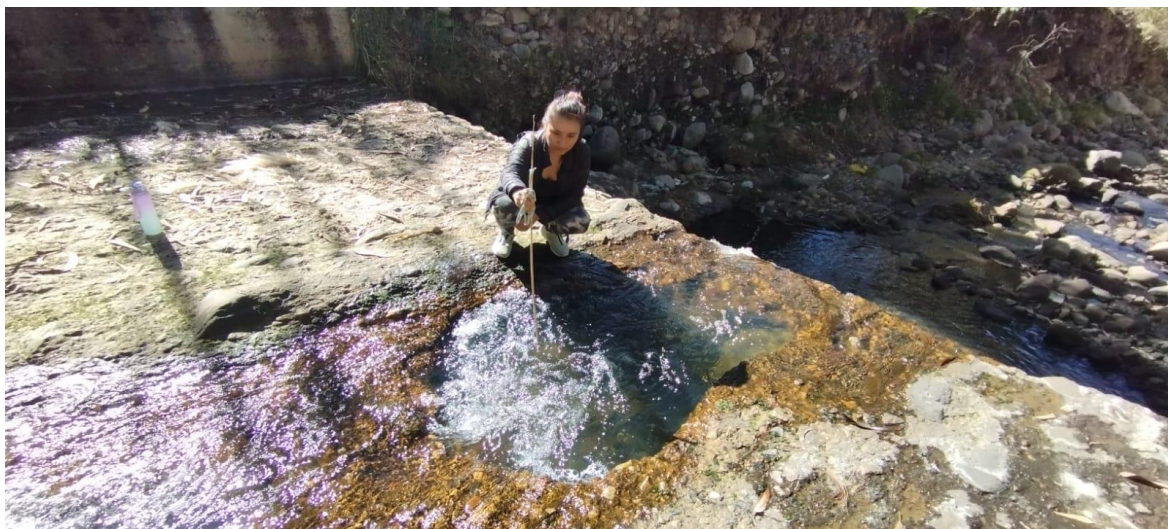


Figura 135. Socavación local actual de puente San Antonio – Pantalla del estribo derecho.



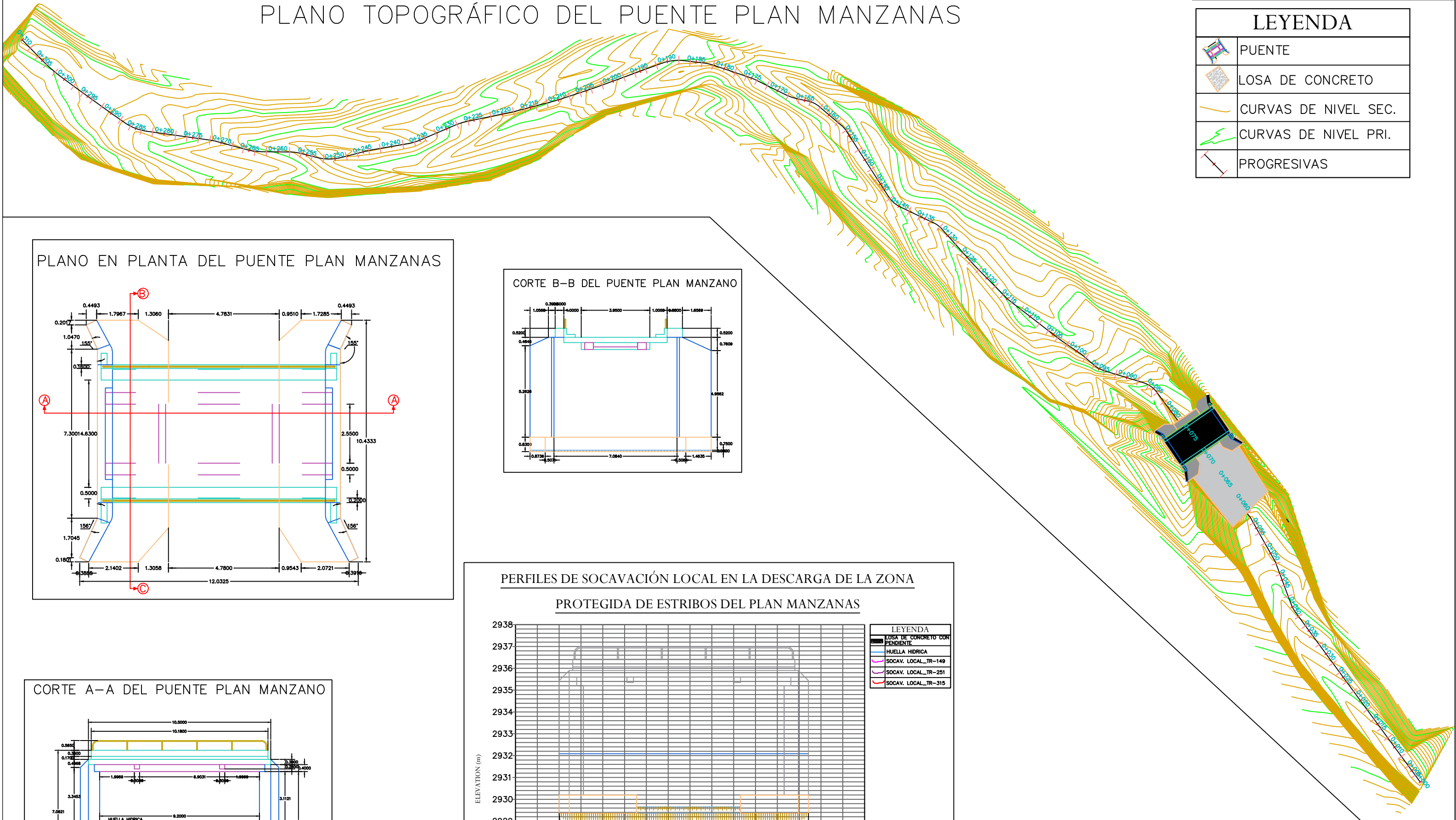
Figura 136. Detalle de la socavación local horizontal dentro de la pantalla del estribo derecho - Puente San Antonio.



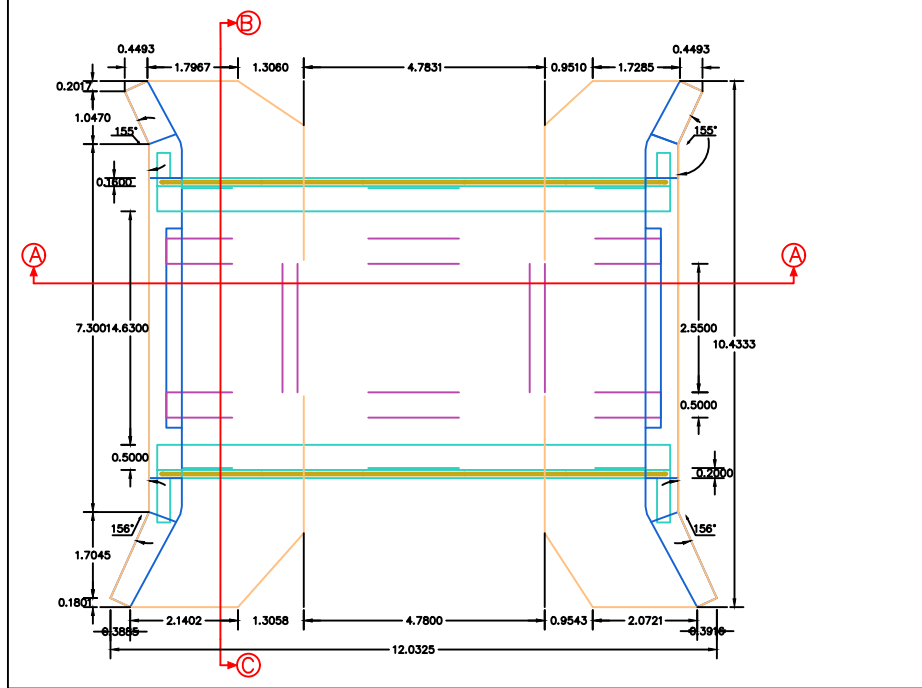
✓ Planos topográficos en A3

PLANO TOPOGRÁFICO DEL PUENTE PLAN MANZANAS

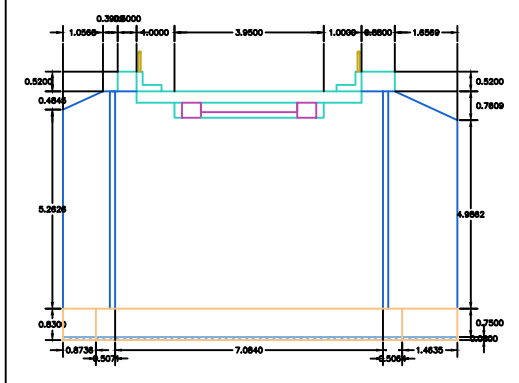
LEYENDA	
	PUENTE
	LOSA DE CONCRETO
	CURVAS DE NIVEL SEC.
	CURVAS DE NIVEL PRI.
	PROGRESIVAS



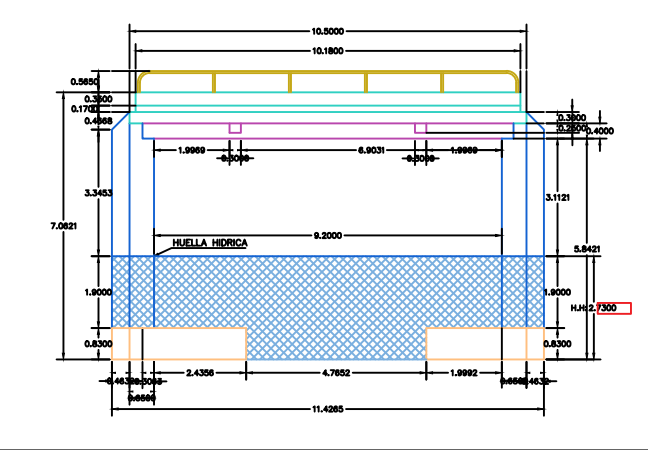
PLANO EN PLANTA DEL PUENTE PLAN MANZANAS



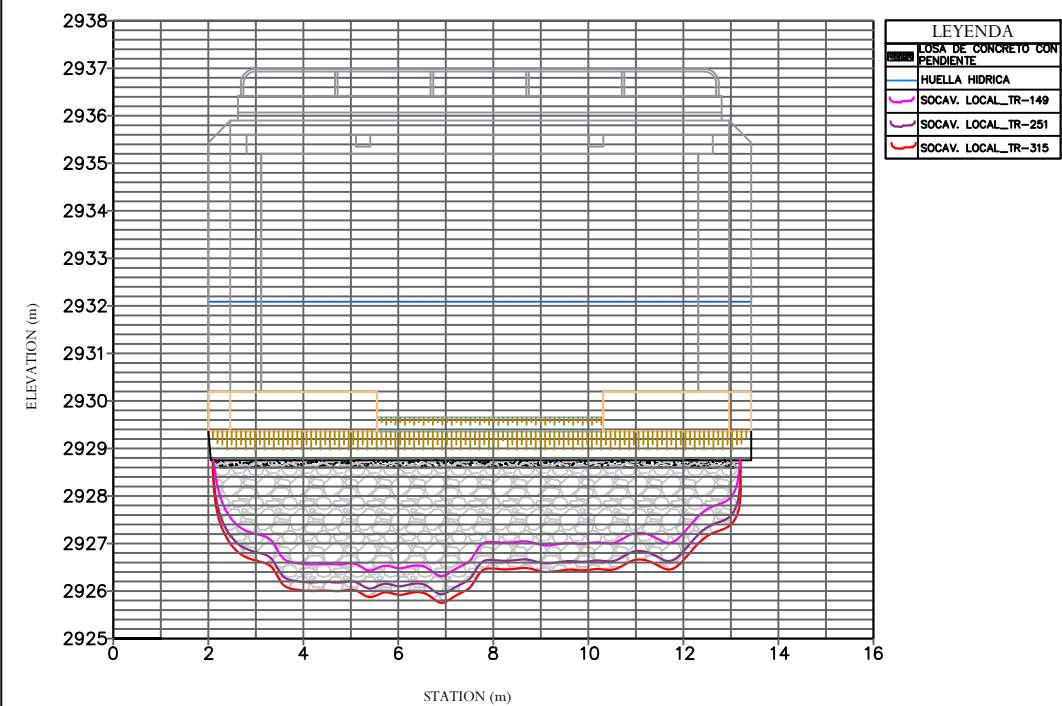
CORTE B-B DEL PUENTE PLAN MANZANO



CORTE A-A DEL PUENTE PLAN MANZANO

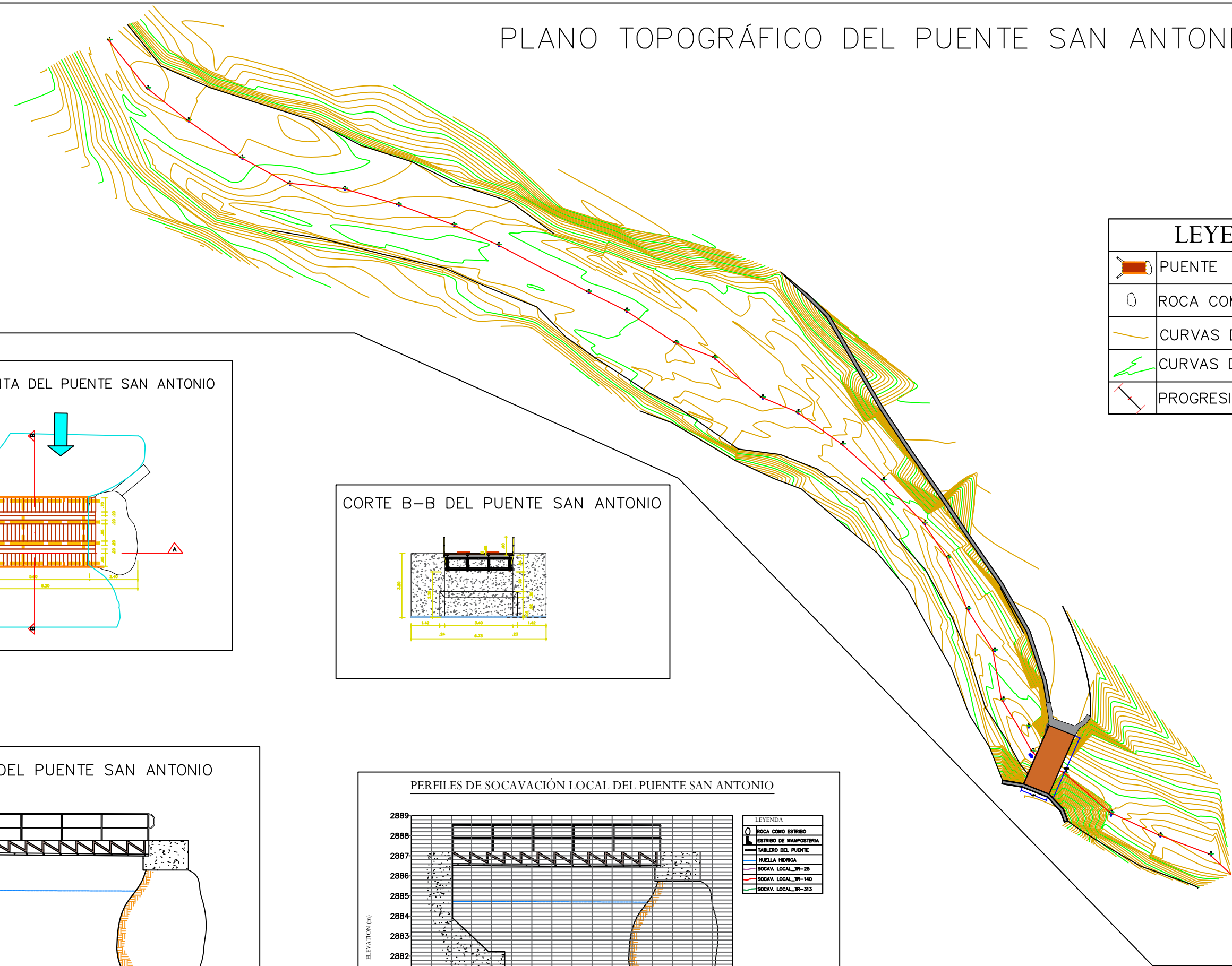


PERFILES DE SOCAVACIÓN LOCAL EN LA DESCARGA DE LA ZONA PROTEGIDA DE ESTRIBOS DEL PLAN MANZANAS



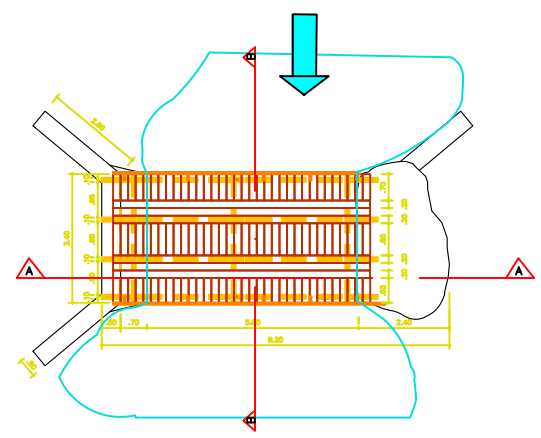
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA Facultad de Ingeniería Escuela Académico Profesional De Ingeniería Hidráulica		PLANO Nro. 01
	TESIS:	Socavación Local en los Puentes Plan Manzanas y San Antonio que cruzan el Río Porcón - Cajamarca	
	PLANO:	PLANO TOPOGRAFICO	
	TESISTA:	ERICKA MILAGRITOS YUPANQUI GUARNIZ	
ASESOR: DR. ING. JOSE FRANCISCO HUAMAN VIDAURRE			

PLANO TOPOGRÁFICO DEL PUENTE SAN ANTONIO

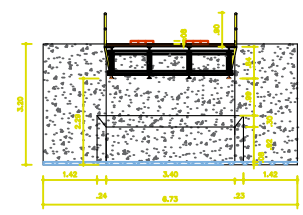


LEYENDA	
	PUENTE
	ROCA COMO ESTRIBO
	CURVAS DE NIVEL SEC.
	CURVAS DE NIVEL PRI.
	PROGRESIVAS

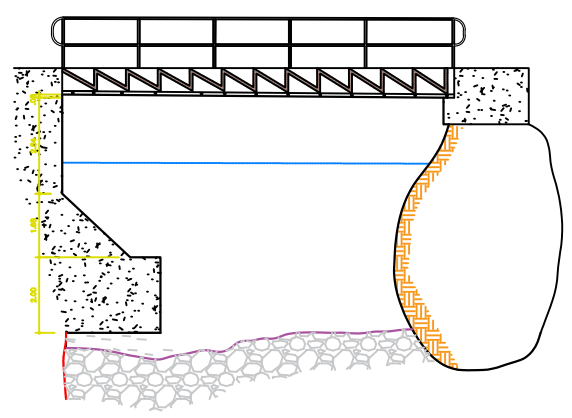
PLANO EN PLANTA DEL PUENTE SAN ANTONIO



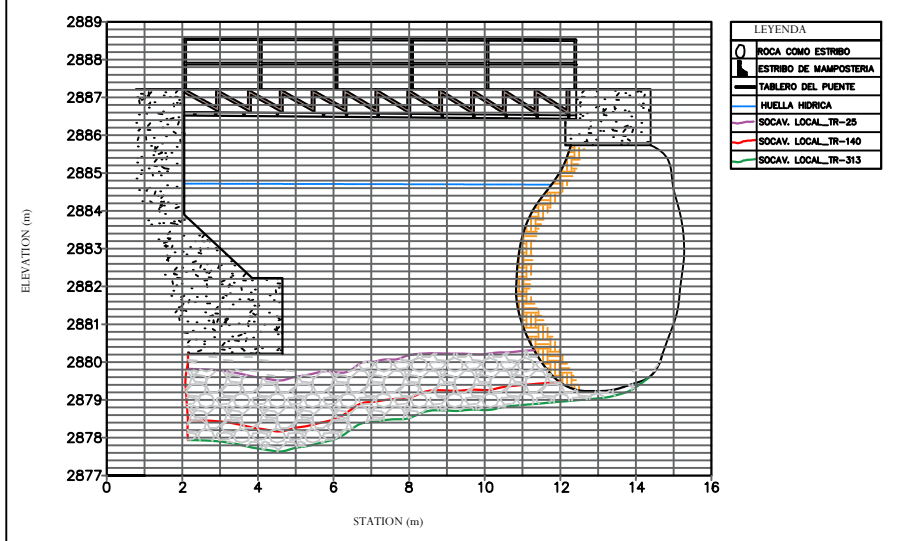
CORTE B-B DEL PUENTE SAN ANTONIO



CORTE A-A DEL PUENTE SAN ANTONIO



PERFILES DE SOCAVACIÓN LOCAL DEL PUENTE SAN ANTONIO



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA Facultad de Ingeniería Escuela Académico Profesional De Ingeniería Hidráulica		PLANO Nro. 02
	TESIS: Socavación Local en los Puentes Plan Manzanas y San Antonio que cruzan el Río Porcón - Cajamarca	PLANO: PLANO TOPOGRAFICO	
	TESIS: PUENTE SAN ANTONIO	TESISISTA: ERICKA MILAGRITOS YUPANQUI GUARNIZ	
	ASESOR: DR. ING. JOSE FRANCISCO HUAMAN VIDAURRE		