

**UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO APLICADO AL
CÁLCULO DE SOCAVACIÓN EN PUENTES POTRERO (Km 165 + 527.00)
Y MAYGASBAMBA (Km 197 + 688.15), UBICADOS EN CARRETERA
CHOTA – BAMBAMARCA – HUALGAYOC”**

TESIS

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

Área de Investigación: Hidráulica

**AUTORES : Br. YEILY CARINÉS BARDALES GUANILO
Br. LIZ MARITZA CONCEPCIÓN BUSTOS**

ASESOR : Ing. JOSÉ LUIS SERRANO HERNÁNDEZ

Nº de Registro: _____

TRUJILLO, JUNIO DEL 2014

JURADO DICTAMINADOR

Presidente:

Ing. GERMÁN SAGÁSTEGUI PLASENCIA

Secretario:

Ing. FÉLIX PÉRRIGO SARMIENTO

Vocal:

Ing. RICARDO NARVÁEZ ARANDA

Asesor:

Ing. Ms. JOSÉ LUIS SERRANO HERNÁNDEZ

DEDICATORIA

Al creador de todas las cosas, el que me ha dado fortaleza para continuar cuando estuve a punto de caer; por ello, con toda la humildad que de mi corazón puede emanar, dedico en primer lugar mi trabajo a Dios.

De igual forma, dedico esta tesis a mis madres Salomé y Lucila quienes han sabido formarme con buenos sentimientos, hábitos y valores, lo cual me ha ayudado a salir adelante en los momentos más difíciles.

A mi abuelita Consuelo que es el pilar fundamental de mi familia, a mis hermanitos que día a día me motivan y a mi familia en general porque me han brindado su apoyo incondicional y por compartir conmigo buenos y malos momentos.

Yeily Carinés Bardales Guanilo

DEDICATORIA

Dedico este proyecto a Dios por ser el inspirador para cada uno de mis pasos dados en mi convivir diario; a mis padres por ser los guía en el sendero de cada acto que realizo hoy, mañana y siempre; a mi familia, por ser el incentivo para seguir adelante con este objetivo, a mis maestros que me entregaron en estos 5 años sus conocimientos para realizar los propósitos que tengo en mente.

Liz Maritza Concepción Bustos

AGRADECIMIENTO

Los resultados de este proyecto, están dedicados a todas aquellas personas que, de alguna forma, son parte de su culminación.

Principalmente a Dios por día a día darme fortaleza y por fructificar mis dones, a mis madres, y a mi familia entera por su apoyo en el largo proceso de desarrollo de la tesis.

A mi asesor Ms. José Luis Serrano Hernández por tomarse el tiempo necesario en las correcciones para la viabilidad y éxito de la tesis.

A los ingenieros Nelson Arapa y Darwin Villegas por impartirme conocimientos y experiencias las cuales aproveché al máximo para la culminación de mi proyecto

AGRADECIMIENTO

Agradezco profundamente a Dios, por guiarme en el sendero correcto de la vida, cada día en el transcurso de mi camino e iluminándome en todo lo que realizo de mi convivir diario.

A mis padres, por ser mi ejemplo para seguir adelante en el convivir diario y por inculcarme valores que de una u otra forma me han servido en la vida, gracias por eso y por muchos más.

A mi Asesor de tesis el ingeniero Serrano Hernández, José Luis por tenerme paciencia y por guiarme en cada paso de este proyecto.

A mis maestros de la Universidad Privada Antenor Orrego que me impartieron sus conocimientos y experiencias en el transcurso de mi vida estudiantil y que me ayudaron de una u otra forma para hacer posible la realización de la tesis.

A la Escuela de Ingeniería Civil que me apoyó para realizar las prácticas e investigaciones cada día, en el tiempo que duró este plan y permitió realizar este proyecto en dicha institución.

A mis amigos y amigas y a todas las personas que me incentivaron y me motivaron para seguir adelante con los objetivos de este propósito.

ÍNDICE

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTO	iii
ÍNDICE	v
ÍNDICE DE TABLAS	vi
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
1. Realidad problemática.....	1
2. Enunciado del problema.....	3
3. Antecedentes	3
4. Hipótesis y variables	7
4.1 General	7
4.1.1 Operacionalización de las variables	7
5. Objetivos	7
5.1 Objetivo general	7
5.2 Objetivos específicos	7
6. Justificación.....	9
7. Marco teórico	10
CAPÍTULO II: MATERIAL Y MÉTODOS	92
CAPÍTULO III: RESULTADOS	99
CAPÍTULO IV: DISCUSIÓN DE RESULTADOS	173
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES.....	183
CAPÍTULO VI: RECOMENDACIONES	185
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	186
ANEXOS	187
FOTOGRAFÍAS	
PLANOS	

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
I-1. Operacionalización de las variables	7
I-2. Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n	20
I-3: Factor de corrección por contracción del cauce	32
I-4. Valores del coeficiente k_1	35
I-5: Factor de corrección K_f por forma del pilar. Métodos de Larras y Melville y Sutherland.	45
I-6. Factor de corrección k_ϕ por ángulo de ataque del flujo. Método de Larras.	46
I-7. Factor de corrección f_c	48
I-8. Valor de $D_{\text{máximo}}$.	58
I-9. Factor de corrección K_f .	60
I-10. Factor de corrección por la forma del pilar K_f . Método de CSU	62
I-11. Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo K_ϕ Método de CSU	62
I-12. Criterios para adoptar K_a	63
I-13. Coeficiente de corrección K_θ .	71
I-14. Coeficiente de corrección K_Q	71
I-15. Coeficiente de corrección K	71
I-16. Coeficiente por forma del estribo K_f . Método de Froehlich.	74
I-17. Valores del factor de corrección K_f .	79
I-18: Fórmulas para el cálculo de la socavación general, por contracción y local en estribos y pilares	82
I-19. Selección del factor de seguridad	84
II-1. Caudales de diseño según dimensiones de cuencia y tipo de estructura	96
III-1. Estaciones Pluviométricas de Precipitaciones Máximas en 24 horas (mm). Tomado del Estudio Bas	99
III-2. Estaciones Hidrométricas – Hidrográficas tomado del Estudio Base.	99
III-3. Información Cartográfica	100

III-4. Estaciones Pluviométricas de Precipitaciones Máximas en 24 horas (mm	100
III-5. Precipitaciones Máximas de 24 h de duración en mm.	100
III-6. Relación de cuencas	101
III-7. Resultados de la prueba de bondad de ajuste	101
III-8. Valores de PM24 probables expresados en mm para las estaciones en estudio	101
III-9. Valores de Intensidad de lluvia (mm/h) para diferentes duraciones de lluvia. Estación Bambamar	101
III-10. Valores de Intensidad de lluvia (mm/h) para diferentes duraciones de lluvia. Estación Chota	102
III-11. Relación de cuencas y tiempos de concentració	102
III-12. Caudales de diseño para cuencas medianas por el Método del SCS – HMS.	102
III-13. Caudales Máximos Promedios Diarios (m^3/s). Puente Maygasbamba	103
III-14. Caudales Instantáneos (m^3/s).	103
III-15. Caudal de diseño.	104
III-16. $Tr= 500$ años. Precipitación P_{max24} horas, $T = 500$ años 65.04	105
III-17. $Tr= 100$ años. Precipitación P_{max24} horas, $T = 100$ años 55.19.	105
III-18. $Tr= 50$ años. Precipitación P_{max24} horas, $T = 50$ años 50.93.	106
III-19. $Tr= 20$ años. Precipitación P_{max24} horas, $T = 20$ años 45.24.	106
III-20. $Tr= 10$ años. Precipitación P_{max24} horas, $T = 10$ años 40.84	107
III-21. $Tr= 2$ años. Precipitación P_{max24} horas, $T = 2$ años 29.34	107
III-22. $Tr= 500$ años. Precipitación P_{max24} horas, $T = 500$ años 139.77	108
III-23. $Tr= 100$ años. Precipitación P_{max24} horas, $T = 100$ años 100.83.	109
III-24. $Tr= 50$ años. Precipitación P_{max24} horas, $T = 50$ años 86.90.	109
III-25. $Tr= 20$ años. Precipitación P_{max24} horas, $T = 20$ años 70.71	110
III-26. $Tr= 10$ años. Precipitación P_{max24} horas, $T = 10$ años 59.87	110
III-27. $Tr= 2$ años. Precipitación P_{max24} horas, $T = 2$ años 37.52	111
III-28. Cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning - método de Cowan.	120
III-29. Coeficientes de rugosidad de Manning para las estructuras	122

planteadas	
III-30. Análisis hidráulico con el software HEC-RAS. Perfiles de flujo gradualmente variado. Puente Potrero. T 100 años	124
III- 31. Análisis hidráulico con el software HEC-RAS perfiles de flujo gradualmente variado. Puente Potrero T=500 Años	126
III-32. Análisis hidráulico con el software HEC-RAS. Perfiles de flujo gradualmente variado Puente Maygasbamba T=100 Años.	149
III-33. Análisis hidráulico con el software HEC-RAS. Perfiles de flujo gradualmente variado. Puente Maygasbamba T=500 Años	152
IV-1. Resultados de la prueba de bondad de ajuste	173
IV-2. Valores de PM24 probables expresados en mm para las estaciones en estudio.	174
IV-3. Valores de Intensidad de lluvia (mm/h) para diferentes duraciones de lluvia. Estación Bambamarca	175
IV-4. Valores de Intensidad de lluvia (mm/h) para diferentes duraciones de lluvia. Estación Chota	176
IV-5. Determinación de caudales de diseño para cuencas medinas 2.5 km ² . Software HEC-HMS.	177
IV-6. Hidráulica de canales abiertos.	179
IV-7. Modelamiento para hallar la socavación local	179
IV-8. Gradación recomendada Puente Potrero	180
IV-9. Gradación recomendada. Puente Masgaybamba	182

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Número de fallas de acuerdo a su origen	3
Figura 2. Falla típica de un pilar por erosión local (Martín Vide)	5
Figura 3. Sección transversal del cauce.	31
Figura 4. Velocidad de caída (w) para partículas de a	36
Figura 5. Comparación de ecuaciones para el cálculo de la socavación local con socavaciones medidas en campo según Jones.	39
Figura 6. Coeficiente K_f . Método de Laursen y	41
Figura 7. Coeficiente K_g . Método de Laursen y Toch.	41
Figura 8. Coeficiente K_ϕ . Métodos de Laursen y Toch, Breusers, Nicollet y Shen, y Melville y Sutherland	43
Figura 9. Formas usuales de pilares. Método de Larras	46
Figura 10. Cálculo de la socavación local en un pilar rectangular	50
Figura 11. Cálculo de la socavación local para un pilar circular	51
Figura 12. Cálculo de la socavación local para un pilar de sección elongada	52
Figura 13. Diagrama de flujo para determinar la profundidad de socavación	56
Figura 14. Diagrama de flujo para determinar la velocidad límite de acorazamiento	57
Figura 15. Formas típicas de pilares de puentes	61
Figura 16. Algunos casos de obstrucción de estribos	66
Figura 17. Estribos que se prolongan hasta el cauce principal y no existe flujo en la zona de inundación	68
Figura 18. Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov	70
Figura 19. Formas comunes de estribos. Método de Froehlich	75
Figura 20. Factor de corrección K_θ . Método de Froehlich	75
Figura 21. Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo K_θ	79
Figura 22. Gráficos de Lewis.	86

Figura 23. Relación entre los caudales instantáneos y los máximos promedios.	104
Figura 24. Curva IDF. Estación Bambamarca	108
Figura 25. Curva IDF. Estación Chota	111
Figura 26. Hidrograma de Salida para Tr=100 años	112
Figura 27. Caudal Máximo para Tr=100 años	113
Figura 28. Hidrograma de salida para Tr = 500 años	114
Figura 29. Caudal Máximo para Tr=500 años	115
Figura 30. Hidrograma de Salida para Tr=100 años	116
Figura 31. Caudal máximo para Tr = 100 años	117
Figura 32. Hidrograma de Salida para Tr=500 años	118
Figura 33. Caudal Máximo para Tr=500 años	119
Figura 34. Resultados obtenidos con el software Hec-Ras. Puente Potrero	123
Figura 35. Perfil de flujo gradualmente variado. Puente Potrero T=100 Años.	125
Figura 36. Gráfico pseudo 3d del río Potrero. T=100 Años	126
Figura 37. Perfil de flujo gradualmente variado. Puente Potrero. T = 500 años	128
Figura 38. Gráfico pseudo 3d del río Potrero. T=500 Años	129
Figura 39. Análisis hidráulico con el software HEC-RAS. Gráfico del cálculo de la socavación local. Puente Potrero T=100 Años	143
Figura 40. Análisis hidráulico con el software HEC-RAS Gráfico del cálculo de la socavación local Puente Potrero T=500 Año	145
Figura 41. Resultados obtenidos en el software HEC-RAS. Puente Maygasbamba	148
Figura 42. Perfil de flujo gradualmente variado Puente Maygasbamba T=100 Años	150
Figura 43. Gráfico pseudo 3D del río Masgaybamba. T = 100 años	151
Figura 44. Perfil de flujo gradualmente variado. Puente Maygasbamba T=500 años	153
Figura 45. Gráfico pseudo 3D del río Masgaybamba. T = 500 años	154

Figura 46. Análisis hidráulico con el software HEC-RAS. Gráfico del cálculo de la socavación local. Puente Maygasbamba T=100 Años	168
Figura 47. Análisis hidráulico con el software HEC-RAS. Gráfico del cálculo de la socavación local. Puente Maygasbamba. T=500 Años	170

RESUMEN

Este trabajo de investigación se realizó con la finalidad de determinar los criterios técnicos para realizar el Modelamiento hidrológico e hidráulico para calcular la profundidad socavación en los puentes Potrero (km 165 + 527.00) y Maygasbamba (km 197 + 688.15), ubicados en la carretera Chota – Bambamarca – Hualgayoc del departamento de Cajamarca, teniendo como objetivos realizar estudios de ingeniería básica (hidrología e hidráulica) para los puentes Potrero y Maygasbamba.

Se usa el método inductivo, con toma, registro y procesamiento de datos para realizar el modelado hidrológico e hidráulico, usando como instrumentos programas de informática

Los resultados para las precipitaciones máximas en 24 horas para períodos de 2, 10, 20, 50, 100 y 500 años son de 55.19 para la Estación Bambamarca y 100.83 para la Estación Chota en un período T-100 años; y 65.04 y 139.77 respectivamente para un período T-500 años; el modelo obtenido con el software HEC-HMS nos da como caudales máximos de diseño: 117.60 para T-100 años y 183.61 m³/s para T-500 años en el Puente Maygasbamba y 68.50 m³/s para T-100 años y 138.94 m³/s para T-500 años en el Puente Potrero; los coeficientes de rugosidad son 0.045 para el canal principal del río Maygasbamba y 0.040 para el canal principal del río Potrero; y las profundidades de socavación son de 1.85 (Ys Left) y de 0 (Ys Right) para T-100 años y 4.07 (Ys Left) y de 1.39 (Ys Right) para para T-500 años del Puente Maygasbamba y de 1.90 (Ys Left) y de 5.40 (Ys Right) para T-100 años y 3.74 (Ys Left) y de 7.89 (Ys Right) para para T-500 años del Puente Potrero.

Entre las principales conclusiones tenemos que las precipitaciones pluviales se registran durante todo el año; sin embargo, los meses de Junio a Agosto, se muestran los más favorables para trabajos de explotación de canteras, construcción del pavimento y que en cuanto a intensidades de precipitación es notoria una mayor magnitud de precipitaciones máximas de 24h de duración en la estación Chota.

ABSTRACT

This research work was carried out in order to determine the technical criteria for the hydrologic and hydraulic modeling to calculate the depth of scour at bridges Potrero (km 165 527.00) and Maygasbamba (197 km 688.15), located on the Chota road - Bambamarca - Hualgayoc in the Department of Cajamarca, having as objectives carry out studies of basic engineering (hydrology and hydraulics) to Potrero and Maygasbamba bridges.

We use the inductive method, with taking, registration and processing of data for hydrologic and hydraulic modeling software to be used as instruments

Results for the maximum rainfall in 24 hours for periods of 2, 10, 20, 50, 100 and 500 years are 55.19 to station Bambamarca and 100.83 to the Chota station in a period T-100 years; and 65.04 and 139.77 respectively for a period T-500 years; the model obtained with the HEC-HMS software gives maximum design flow: 117.60 for T-100 years and 183.61 m³/s for T-500 years in the bridge Maygasbamba and 68.50 m³/s to T-100 years and 138.94 m³/s to T-500 years in the Potrero bridge; roughness coefficients are 0.045 to the main river Maygasbamba channel and 0.040 for the main channel of the river Potrero; and scour depths are of 1.85 (Ys Left) and 0 (Ys Right) for T-100 years and 4.07 (Ys Left) and of 1.39 (Ys Right) for T-500 years of the Maygasbamba bridge and 1.90 (Ys Left) and 5.40 (Ys Right) for T-100 years and 3.74 (Ys Left) and 7.89 (Ys Right) for T-500 years of the Potrero bridge.

Among the main conclusions we have rain precipitations are recorded throughout the year; However, the months of June to August, are the most favorable for quarrying, construction of pavement works and that in terms of intensity of precipitation is a greater magnitude of maximum precipitations for 24 hour duration in Chota station.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1. REALIDAD PROBLEMÁTICA

Los puentes tienen una importancia social innegable, pues su esencia es la de unir lo que está separado. Precisamente, uno de los étimos de la palabra Pontífice es la de “constructor de puentes”, de puentes entre los hombres y Dios. La importancia y profundo significado de la palabra puente ha sido recogida por el Colegio de Ingenieros del Perú a través de la publicación de una revista dedicada a Ingeniería, Sociedad y Cultura, la que tiene el significativo nombre de PUENTE, pues con ella se busca establecer un “diálogo fluido entre la ingeniería y la sociedad.”

Cuando el puente forma parte de una carretera o de un ferrocarril tiene que diseñarse para que cumpla sus objetivos viales. Pero, cuando un puente cruza un río es inevitable considerarlo, además, como una estructura hidráulica. Entre el río y el puente hay una profunda interacción en la que cada uno trata de influir sobre el otro.

Para efectos del mejor conocimiento de los problemas antes señalados se entiende como Estudios Hidráulicos los relativos al conocimiento y manejo del río y su interacción con el puente. Corresponden a la Hidrología, Hidráulica Fluvial, Transporte de Sedimentos y al Diseño en los aspectos pertinentes. Precisamente, se llama Hidráulica de Puentes a los aspectos de la Hidráulica General aplicados al Diseño de Puentes. A fin de garantizar la estabilidad de los puentes el ingeniero tiene que participar en una labor multidisciplinaria. Un puente que interactúa con un río es una estructura hidráulica y debe ser concebido y diseñado como tal, de modo que produzca la menor perturbación posible en el escurrimiento fluvial y, a un costo razonable, cumpla adecuadamente con los fines buscados. Cuando el río y el puente se cruzan cada uno trata de influir sobre el otro. El puente, como toda estructura, necesita estabilidad y permanencia en el tiempo, frente a la agresividad fluvial. El río, en cambio, por su propia naturaleza es esencialmente dinámico y cambiante y, además, sufre la acción de la agresividad humana.

Para asegurar la estabilidad de los puentes que interactúan con ríos el ingeniero tiene una enorme tarea ante sí. Tanto la ubicación conveniente del puente, como el cálculo de las profundidades de socavación producidas por pilares y estribos en su interacción con el río, así como otros aspectos, son parte del diseño de estos puentes. Se trata de una labor en la que la Hidráulica Fluvial es fundamental. En realidad, es una tarea multidisciplinaria en la que intervienen aspectos de Vialidad, Transporte de Sedimentos, Hidrología, Geología, Geotecnia, Análisis Estructural, Modelos Hidráulicos, Costos, Procedimientos de Construcción y otras especialidades de la ingeniería.

En general, en un puente se distingue la superestructura, constituida por el tablero, y la infraestructura formada por los pilares, los estribos y la cimentación. Los pilares, conocidos en casi todas partes con el nombre de pilas, aunque no en el Perú, son los apoyos intermedios cuando el puente tiene más de un tramo. Los estribos se ubican en los extremos y empalman con los terraplenes de aproximación al puente. Los cimientos transmiten al lecho fluvial el peso de la estructura. Los pilares y estribos, al igual que los espigones tratados en el capítulo anterior, son elementos extraños dentro de la corriente. El choque del flujo contra ellos produce corrientes vorticosas que causan la erosión local, tal como se aprecia esquemáticamente en las Figuras N° 10.1 y 10.2. Más adelante se verá que las características de la perturbación local producida por un pilar dependen, entre numerosos factores, del transporte de sólidos de la corriente.

¿Por qué es tan importante el aspecto hidráulico en el diseño de puentes que cruzan ríos? La respuesta la encontramos en las numerosas fallas ocurridas. El estudio de las fallas que ocurren en las estructuras es una fuente importante de conocimiento. Para intentar responder a la pregunta de por qué fallan los puentes es conveniente presentar información estadística. Afortunadamente, se dispone de diversas investigaciones sobre las causas de las fallas más comunes ocurridas en puentes de diversos tipos en varios países. Las causas varían mucho según el tipo de puente y de río y nos sirven como un marco referencial para luego apreciar lo que ocurre en el Perú. Las causas que se menciona más adelante pueden ocurrir aislada o simultáneamente. Diversos

estudios señalan de un modo general que entre las causas más comunes de fallas de puentes están principalmente las siguientes:

- a) Choque de cuerpos extraños (palizadas, embarcaciones, bloques de hielo y otros cuerpos extraños).
- b) Comportamiento fluvial (Socavación y diversas manifestaciones de la dinámica fluvial).
- c) Acción del viento.
- d) Sismos.

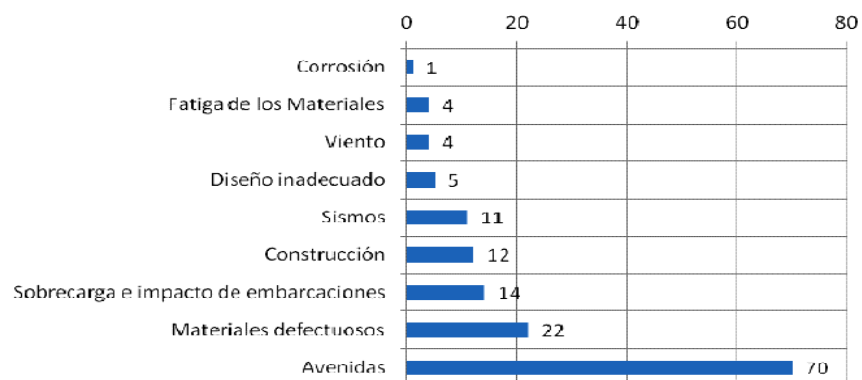
2. ENUNCIADO DEL PROBLEMA

¿Cuáles son los criterios técnicos para realizar el Modelamiento hidrológico e hidráulico para calcular la profundidad socavación en los puentes Potrero (km 165 + 527.00) y Maygasbamba (km 197 + 688.15), ubicados en la carretera Chota – Bambamarca – Hualgayoc del departamento de Cajamarca?

3. ANTECEDENTES

En un estudio muy detallado titulado “Bridge failures” que realizó D. W. Smith sobre el número de fallas, de acuerdo a su origen, ocurridas en 143 puentes de todo el mundo obtuvo los siguientes resultados:

Figura 1. Número de fallas de acuerdo a su origen



Fuente: AASHTO

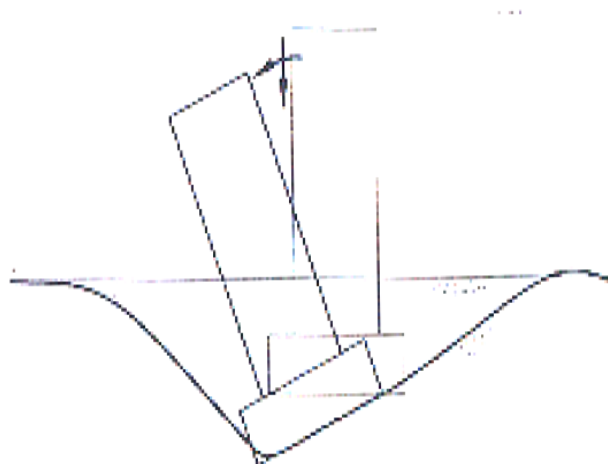
Se observa que según la investigación de Smith prácticamente el 50% de las fallas (70) tuvo su origen en las grandes descargas presentadas. Cuando los fenómenos externos actuantes son lo suficientemente grandes como para afectar la estabilidad de un puente se les llama “eventos extremos”. A ellos se refiere el National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) en su Reporte 489 del año 2003 en el que da importantes criterios para su consideración. Naturalmente, que la probabilidad de que ocurran dos o más eventos con su máxima intensidad y en forma simultánea es remota, aunque no imposible. Su probabilidad de ocurrencia, aislada o conjunta, debe examinarse cuidadosamente para no exagerar los costos de la estructura.

Según estudios de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) publicados en 1994 “La mayor parte de los puentes que han fallado, en USA y en todo el mundo, ha sido debido a la socavación.” Shirole y Holt en 1991 estudiaron 1000, de los 600 000 puentes existentes en Estados Unidos, que habían fallado a lo largo de un periodo de 30 años y encontraron que el 60% de las fallas se originó por problemas de socavación. Wardhana y Hadipriono estudiaron 500 fallas ocurridas entre 1989 y el 2000 en 500 puentes de los Estados Unidos y encontraron que el 53% se debió a las avenidas y a la socavación.

En Colombia realizaron estudios sobre fallas de puentes para los periodos 1996-1997 y 2001-2002 y encontraron que alrededor del 73% de las fallas se debió a erosión fluvial.

Desde Argentina, Lopardo y Seoane señalan que “Debe tenerse presente la habitual minimización de las tareas hidráulicas por parte de los responsables de la ingeniería vial, al menos en nuestra región. En general las autoridades viales nacionales y provinciales siempre han menospreciado los aspectos hidráulicos por lo que puede ser interesante hacer notar la importancia de los problemas que causa el agua sobre las estructuras viales.” En la Figura se observa una falla típica de un pilar.

Figura 2. Falla típica de un pilar por erosión local (Martín Vide)



En lo que respecta al Perú la situación es aún más grave. Los dos últimos Meganiños (1982-83 y 1997-98) causaron daños considerables a la infraestructura vial, especialmente a los puentes. Se podría mencionar, por ejemplo, que durante el Meganiño 1982-83, caracterizado por fuertes crecidas fluviales especialmente en la costa norte, resultaron afectados o destruidos 55 puentes. Con ocasión del Meganiño 1997-98, de similares características al antes mencionado, los daños en la infraestructura vial fueron también considerables. En el Informe que preparó el Colegio de Ingenieros del Perú sobre el tema, que aparece como Anexo 7-A del Capítulo 7, se señaló que en 1998 hubo 58 puentes destruidos y 28 afectados. Prácticamente, la totalidad de las fallas ocurridas en ambos Meganiños tuvo su origen en problemas de Hidráulica Fluvial.

Es, pues, indudable que la experiencia nacional y mundial indica que la acción del agua es la causa principal de las fallas que ocurren en los puentes que interactúan con ríos. Esto es evidente, puesto que las grandes avenidas intensifican los conflictos entre las funciones naturales de un río y las acciones humanas. Cuando se trata de puentes importantes, o con problemas especiales, en áreas sujetas al Fenómeno de El Niño debe considerarse sus efectos mediante un adecuado Hidrograma de Crecidas (Avenidas). En consecuencia,

los Estudios Hidráulicos resultan sumamente importantes para la prevención de fallas de puentes en el Perú y en todo el mundo.

Los daños en las vías de transporte tienen un significado muy importante. 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.

Como se ha expuesto, los daños que sufren los puentes tienen diversos orígenes, pero fundamentalmente provienen del comportamiento hidráulico de ríos y quebradas, de la mala ubicación de las obras y, en general, de su inadecuada concepción para las condiciones presentadas. Prácticamente, la totalidad de las fallas ocurridas en las últimas décadas en los puentes del Perú se ha producido por problemas de Hidráulica Fluvial y no por los llamados “problemas estructurales”. Es, pues, indispensable mirar el problema desde esta perspectiva y hacer algunas reflexiones sobre el comportamiento de los ríos y su interacción con los puentes.

Delimitación

Por lo mencionado en el problema, el estudio de la tesis se centra en realizar el modelamiento hidrológico e hidráulico; determinando los criterios técnicos de para el cálculo de socavación en los puentes Potrero (km 165 + 527.00) y Maygasbamba (km 197 + 688.15),

Aporte del Trabajo

Con este trabajo se calcula la profundidad de socavación en los puentes Potrero (km 165 + 527.00) y Maygasbamba (km 197 + 688.15), ubicados en la carretera Chota – Bambamarca – Hualgayoc del departamento de Cajamarca para lo cual se realiza un modelamiento hidrológico e hidráulico con la finalidad de representar lo más acertadamente la realidad que origina el fenómeno de socavación en puentes, garantizando su estabilidad.

4. HIPÓTESIS Y VARIABLES

4.1. GENERAL

Con los criterios técnicos determinados se desarrollara el Modelamiento Hidrológico e Hidráulico que arroje socavación en los puentes Potrero (km 165 + 527.00) y Maygasbamba (km 197 + 688.15) en 2.5 m de profundidad.

Variables:

Variable Independiente (V1) : Precipitación máxima.

Variable Dependiente (V2) : Profundidad de socavación

4.1.1. OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES

I-1. Operacionalización de las variables. 7

VARIABLE	Indicador	Medición
(V1)	Precipitación máxima.	mm .
		m ³ /s .
(V2)	Profundidad de socavación.	m .

5. OBJETIVOS

5.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar estudios de ingeniería básica (hidrología e hidráulica) para los puentes Potrero (km 165 + 527.00) y Maygasbamba (km 197 688.15) ubicados en la carretera Chota – Bambamarca – Hualgayoc del departamento de Cajamarca.

5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para el modelamiento hidrológico:

- Recopilar información Cartográfica (Cartas Nacionales)
- Delimitar las cuencas de las quebradas Potrero y Maygasbamba.
- Calcular parámetros geomorfológicos de las quebradas Potrero y Maygasbamba.

- Ubicar estaciones hidrometeorológica que tienen influencia sobre la zona de estudio.
- Determinar área de influencia de estaciones mediante el método de polígono de Thiessen.
- Recopilar información hidrometeorológica
- Análisis de consistencia de la información hidrometeorológica.
- Evaluar las distribuciones de frecuencia más usadas en la hidrología para definir la distribución de mejor ajuste a los registros históricos para las estaciones hidrometeorológicas de mayor influencia en la zona de estudio.
- Analizar estadísticamente precipitaciones máximas en 24 horas para periodos de retornos de 100 y 500 años, mediante la distribución de mejor ajuste.
- Modelar con HEC- HMS el proceso lluvia escurrimiento para la obtención de las descargas máximas para periodos de retorno de 100 y 500 años en las cuencas de las quebradas Potrero y Maygasbamba.

Para el modelamiento hidráulico:

- Representar el modelo digital de la topografía del cauce de las quebradas Potrero, Maygasbamba y Hualgayoc en el tramo donde se encuentra emplazados los puentes respectivos. Aproximadamente 300 m aguas arriba y 500 aguas abajo.
- Determinar el coeficiente de rugosidad de Manning para el cauce de las quebradas Potrero y Maygasbamba en el tramo donde se encuentra emplazados los puentes respectivos.
- Modelar con HEC RAS el nivel de superficie de agua producida por descargas máximas (periodos de retorno 100 y 500 años) en tramos de cauce de las quebradas Potrero y Maygasbamba donde se encuentra emplazados los puentes respectivos.
- Determinar las características hidráulicas del flujo para descargas máximas (correspondientes a periodos de retorno de 100 y 500 años) a su paso a través de la sección de cruce de los puentes Potrero y

Maygasbamba; y de secciones aguas arriba (aprox. 300 m) y aguas abajo (aprox. 500 m) desde las secciones de cruce (puentes) respectivas.

- Determinar la socavación general y local; y determinar las profundidades de cimentación recomendadas para los puentes Potrero y Maygasbamba
- Diseñar obras de protección para los puentes Potrero y Maygasbamba.

6. JUSTIFICACIÓN

- Justificación académica: El proyecto de tesis se justifica académicamente porque permitirá aplicar la teoría de Hidrología e Hidráulica a la modelación del proceso lluvia escorrentía en cuencas, determinación de parámetros hidráulicos en el cauce de un río frente avenidas extraordinaria y calcular la profundidad de socavación en puentes.
- Justificación Técnica: El presente proyecto está orientado al cálculo de socavación en puentes; se utilizarán modelos matemáticos para calcular descargas máximas en cuencas, calcular la variación de la superficie de agua en régimen permanente y calcular la profundidad de socavación en puentes.
- Justificación social: Los puentes tienen un importancia social innegable, pues su esencia es la de unir lo que está separado. Los daños y/o colapso de un puente tienen un significado muy importante. 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.

7. MARCO TEÓRICO

7.1 Puentes

7.1.1 Aspectos generales

Los puentes son las estructuras mayores que forman parte del drenaje transversal de la carretera y permiten salvar o cruzar un obstáculo natural, el cual puede ser el curso de una quebrada o un río.

Es importante tener en cuenta que un puente no será estable si no lo es el tramo fluvial comprometido. El río es por naturaleza esencialmente móvil y cambiante. En consecuencia, el estudio de un puente que interactúa con un río no puede independizarse del correspondiente estudio de hidráulica Fluvial. La estabilidad fluvial, lograda durante cientos o miles de años por el río, puede verse seriamente alterada por la construcción de un puente.

La profundidad del estudio hidráulico tiene que depender de ciertas características del puente en particular, como podrían ser: su importancia dentro de la red vial, consecuencias de su falla, costo, tipo de estructura, riesgos aceptables, etc. A las que debe añadirse las correspondientes al río. En el presente Manual se definirá como puente a la estructura cuya luz sea mayor o igual a 6.0 m, siguiendo lo establecido en las especificaciones AASHTO LRFD.

7.1.2 Consideraciones para el diseño

En este ítem se procederá a describir las consideraciones generales para el desarrollo de los estudios de hidráulica fluvial de puentes sobre cauces naturales. Asimismo, se describirá en forma general las técnicas más apropiadas para el diseño hidráulico y la información básica para la obtención de los parámetros hidráulicos. Cabe señalar que el buen funcionamiento hidráulico, no sólo depende de un análisis correcto y del uso adecuado de las fórmulas matemáticas correspondientes; si no también de un conocimiento

cabal de las condiciones hidráulicas locales en la cual se fundamenta su diseño.

a) Información básica

En este ítem, se establecerá recomendaciones generales para la ejecución de los estudios de hidráulica fluvial para puentes, que incluye, aspectos topográficos, ejecución de muestreos para la determinación de diámetros representativos del lecho y criterios para la estimación de la rugosidad del lecho.

• **Topografía – batimetría del cauce y zonas adyacentes**

El levantamiento topográfico que se requiere, debe abarcar el tramo involucrado donde se proyectará el puente, recomendándose que dicho levantamiento topográfico debe comprender lo siguiente:

- En ríos con amplias llanuras de inundación donde el puente produzca contracción del flujo de avenida el levantamiento abarcará 12 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 6 veces hacia aguas abajo.
- En ríos donde el puente no produzca contracción del flujo de avenida y ofrezca una pendiente pronunciada el levantamiento topográfico abarcará 8 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 4 veces hacia aguas abajo. El levantamiento topográfico no debe ser menor a 150 m aguas arriba y 150 m aguas abajo del eje del puente propuesto.
- En caso que el eje del puente propuesto se ubique cerca de la desembocadura con un río principal, lago o mar el levantamiento topográfico deberá incluir la zona de confluencia.

Sin embargo, el requerimiento mínimo para el levantamiento topográfico puede extenderse o limitarse, sin perjudicar los objetivos del proyecto.

Entonces, se recomienda que el levantamiento topográfico debe incluir la estructura existente, niveles de agua actuales, marcas de agua en la estructura existente, toma del perfil longitudinal del curso natural, secciones transversales del curso natural espaciados no mayor a 0.5 veces el ancho del cauce principal del curso natural y otros aspectos y/o singularidades de relevancia para el estudio hidráulico, teniendo en cuenta además la forma irregular que generalmente presentan las secciones transversales de los cauces naturales, el levantamiento topográfico deberá representar la zona en estudio adecuadamente de tal manera que permita identificar puntos altos, bajos e irregularidades del lecho como islotes, zonas de depresión asociadas a socavación, etc. Para estudios en regiones de selva de nuestro país, el levantamiento topográfico - batimétrico deberá abarcar las áreas de inundación asociadas a las crecidas de los cursos naturales muy comunes en esta zona, es decir, el levantamiento topográfico deberá cubrir toda la zona afectada por este fenómeno relevante para el estudio.

- **Ubicación del puente**

La elección de la ubicación del puente debe ser la más óptima, desde el punto de vista hidráulico, geotécnico y de diseño Vial; es decir debe ser tal, que el curso natural no afecte su estabilidad y a su vez el puente no produzca cambios morfológicos en el curso natural.

De preferencia en los proyectos de carreteras, es recomendable que la ubicación del puente sea definido en la etapa inicial de un estudio; para ello, los especialistas en trazo - diseño vial, hidráulica y geotecnia; evaluarán las condiciones existentes tanto aguas arriba, como aguas abajo, en una longitud no menor a 300 m. (a partir de los

cruces o bados existentes). Esta actividad permitirá programar: los levantamientos topográficos para el modelamiento hidráulico, requerimientos de estudios de suelos, ubicación de las prospecciones geotécnicas, toma de muestra de los sedimentos, u otro que sea necesario y pueda preverse oportunamente.

Los aspectos que deben ser tenidos en cuenta en relación a la ubicación de puentes, se resalta los siguientes:

- Forma de las cuencas tributarias.
- Estabilidad fluvial del tramo fluvial comprometido,
- Grado de sinuosidad de los cauces existentes y presencia de lecho abandonados,
- Características topográficas de los terrenos y forma de los cauces,
- Cobertura vegetal existente,
- Características geológicas o singulares, tales como afloramientos rocosos, existencia de gravas, arenas, etc.
- Obras de drenaje existentes aguas arriba y debajo de la obra objeto del estudio y su posible influencia sobre la misma,
- Características de los cauces principales tales como, sus secciones, alineamiento, los obstáculos, la vegetación existente y la naturaleza de los acarrees.
- Calidad aparente de los materiales sobre los cuales se va colocar las obras de drenaje principales.
- Evidencias de corrosión en estructuras metálicas existentes o desgaste en estructuras de concreto.

A continuación, se presentan los procesos morfológicos asociados al diseño de puentes y que deben ser tomados en cuenta para su diseño y emplazamiento.

- **Evolución de meandros:**

El cauce es único pero en forma de curvas. La ondulación en planta se acompaña de una asimetría en las secciones transversales. Ésta geometría del río evoluciona de manera compleja por lo que el puente debe ubicarse en la zona de mayor estabilidad.

- **Cauces trenzados:**

Los ríos que presentan cauces trenzados se caracterizan por formar cauces secundarios en el interior del cauce principal. Generalmente, estos cursos presentan pendientes fuertes, gran transporte sólido y lechos de material grueso. Es importante tomar en cuenta la configuración en planta de este tipo de río para el emplazamiento del puente, ya que cambia con el nivel de agua y con el tiempo, donde la sobre deposición de sedimentos genera flujos en dirección de las orillas que son afectadas paulatinamente por erosión, causando la presencia de barras e islotes con cauces ramificados de tendencia a incrementar su ancho.

- **Cauces avulsionados:**

Las avulsiones son fenómenos que deben tomarse en cuenta al momento de elegir la ubicación del puente, dado que consisten en el abandono súbito del curso principal por otro aleatorio, originado por la sedimentación de un tramo de río, esto produce una elevación del lecho, forzando al río a adoptar un curso diferente pero más cómodo.

- **Erosión en curvas:**

No se recomienda la ubicación de un puente sobre el desarrollo de curvas exteriores, debido a que las velocidades en las curvas exteriores son

significativamente mayores produciendo procesos de erosión que pueden afectar su estabilidad.

- **Efectos de remanso:**

No se recomienda la ubicación del puente en un tributario cerca de la confluencia con un río principal, pues los súbitos cambios de elevaciones crean efectos de remanso que pueden conducir a la agradación del lecho en esta zona.

• **Muestreo y caracterización del material del lecho**

El objetivo del muestreo y caracterización del material del lecho es la determinación del tamaño representativo que englobe todo el espectro de tamaños presentes en él.

El muestreo del material de cauce deberá ser representativo, para determinar su gravedad específica y análisis granulométrico. Las muestras del material del cauce deben ser tomadas al menos en cuatro puntos, dos en el eje del puente, y a $0.5B$ y B metros aguas arriba, donde B es el ancho promedio del río. En cada punto se deben tomar tres muestras: en la superficie, a 1.5 veces el tirante promedio del río, y a una profundidad intermedia, siempre y cuando las condiciones de excavación y la presencia de agua lo permiten.

La elección del tamaño representativo para el cálculo de la socavación en cauces naturales, usualmente se realiza de la siguiente manera:

- Obteniendo el D_{50} de toda la distribución granulométrica, comúnmente considerado como el diámetro representativo de toda la distribución.
- También se utiliza el diámetro medio de la distribución mediante la siguiente relación.

$$D_m = \frac{\sum_{i=1}^n D_i \Delta p_i}{100}$$

Donde:

D_i : Es el tamaño de la partícula en que el $i(\%)$ indica el porcentaje en eso de las fracciones de las partículas cuyo tamaño es menor o igual a ese diámetro D_i .

Δp_i : Es el porcentaje en peso del material cuyo tamaño cae dentro del intervalo cuya marca de clase es D_i , para $i = 1 \dots n$ intervalos.

- **Avenida de diseño o caudal máximo y períodos de retorno**

Para realizar el estudio hidráulico de puentes, en primer lugar se debe realizar el estudio hidrológico con el objetivo de obtener la avenida de Diseño o el caudal máximo en condiciones de crecida.

Para obtener la avenida de diseño o el caudal máximo en la sección de interés de un cauce natural (río o quebrada) además de los métodos de análisis regional e hidráulico (sección-pendiente y modelamientos), existen dos formas de más comunes de obtenerlo; la primera consiste en la aplicación de teorías estadísticas a series históricas de caudales máximos (método hidrológico) registrados en el tramo fluvial de interés o cercano a el; la segunda forma, se refiere a los métodos indirectos mediante el uso de relaciones precipitación escorrentía (método hidrometeorológico), a partir de información pluviométrica registrada en el área o cuenca hidrográfica de interés.

La avenida de diseño o caudal máximo está asociado a un período de retorno específico y este a su vez depende del riesgo de falla y vida útil de la obra.

- Para obtener la avenida de diseño en el tramo fluvial de emplazamiento del puente, se deberá compatibilizar el período de retorno del evento hidrológico, con el riesgo admisible y la vida útil de la obra, este último obviamente, dependerá del tipo de material constitutivo del puente. En caso de que el puente se construya en una ciudad con alta densidad de población, o se ubique medianamente aguas abajo de ésta, sobre un río de amplias llanuras de inundación, el período de retorno debe ser superior a 100 años.
- Para la estimación de la profundidad de socavación, el período de retorno mínimo deberá ser igual al utilizado en el diseño del puente y para un caudal de no más de 500 años de periodo de retorno que es el caudal para verificar la estabilidad de la cimentación del puente. En ese caso, se considera que se trata de un evento extremo.

- **Gálibo o Altura libre.**

El gálibo se define como el espacio libre entre el nivel máximo del flujo de crecida y el nivel inferior del tablero del puente proyectado.

El objetivo del gálibo es dejar pasar las fluctuaciones de flujo cuando la corriente interactúa con la estructura proyectada producto de la sobrelevación del flujo, por efectos de remanso, transporte de materiales flotantes como ramas, palizadas, troncos e incluso árboles y otros materiales flotantes que transporta la corriente.

En nuestro país, la variación de las condiciones geográficas y la actividad humana sobre las cuencas hacen que los cursos naturales además de descargas líquidas también se produzcan transporte de sólidos de fondo (material de

acarreo), transportes en suspensión y en flotación como ramas, palizadas y hasta árboles.

Es muy común que en los ríos de nuestro país haya abundante transporte de sólidos debido al carácter torrencioso de los mismos, con manifestada erosión de los suelos en la partes altas de las cuencas por actividad humana, muchas veces muy alejadas de los principios del uso racional de los recursos naturales. Por tanto, el diseño de los puentes exige la consideración de un gálibo conveniente para dar paso no sólo al flujo (líquido y sólido) sino también a los materiales flotantes. En la etapa de diseño de puentes, se recomienda lo siguiente:

- Cuando existe evidencia que la corriente transporta material sólido, troncos, palizada u otros objetos voluminosos, el gálibo mínimo asociado al nivel de aguas máximas deberá ser, 2.5 m.
- En el caso que la corriente sea relativamente limpia, se considerará un gálibo de 2.0 m por encima del nivel de aguas máximas extraordinarias.
- En el caso de ríos navegables, la altura del gálibo se sujetará a lo establecido en el Manual de Diseño Geométrico – DG-2001.

- **Coefficiente de rugosidad de cauces naturales (n de Manning)**

Para obtener el coeficiente de Manning, se requiere de la experiencia del especialista para realizar las estimaciones, que puede apoyarse en antecedentes de casos similares, tablas y publicaciones técnicas disponibles, sobre la base de los datos recopilados en la etapa de campo.

En el presente ítem, se dan a conocer recomendaciones prácticas para la estimación del coeficiente de rugosidad en cauces naturales y se describen a continuación.

- En la Tabla N° 09, se presentan valores del coeficiente de rugosidad de Manning donde el valor del coeficiente de rugosidad depende de varios factores asociados a la vegetación, geomorfología y características geométricas propias de los cauces naturales.
- Cowan propone un método, según el cual el cálculo del coeficiente de rugosidad, puede estimarse mediante la siguiente relación:

$$n = m5 (n0 + n1 + n2 + n3 + n4)$$

n0: Rugosidad base para un canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea.

n1: Rugosidad adicional debida a irregularidades superficiales del perímetro mojado a lo largo del tramo en estudio.

n2: Rugosidad adicional equivalente debida a variación de forma y de dimensiones de las secciones a lo largo del tramo en estudio.

n3: Rugosidad equivalente debida a obstrucciones existentes en el cauce.

n4: Rugosidad adicional equivalente debida a la presencia de vegetación.

m5: Factor de corrección para incorporar efecto de sinuosidad del cauce o presencia de meandros.

En la Tabla I-2, se aprecian los valores correspondientes a las variables utilizadas por Cowan.

**I-2. Tabla de Cowan para determinar la influencia de
diversos factores sobre el coeficiente n. 20**

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material Involucrado	Tierra	n_b	0.020
	Corte en Roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente Alternante		0.050
	Frecuentemente Alternante		0.010-0.015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n_4	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	m_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Hidráulica de tuberías y canales. Arturo Rocha

Cuando los lechos de los cauces naturales están constituidos por material pedregoso, donde el sedimento es representado por un diámetro medio, se recomienda el uso de la ecuación de Strickler para la estimación de n_0 .

$$n_0 = 0.038 D^{1/6}$$

D: Diámetro representativo de la rugosidad superficial (m). El diámetro D es equivalente al diámetro D65, D90 o D95 dependiendo del acorazamiento del lecho. Particularmente, cuando los sedimentos ofrecen una granulometría gruesa y

extendida, el diámetro medio de la coraza es cercano al D90 o D95 obtenido de la curva granulométrica original del lecho.

Dentro de las publicaciones técnicas se tiene la publicación Water Supply Paper 1949 del US Geological Survey que presenta fotografías de diferentes corrientes naturales, indicando para cada caso el valor del coeficiente de rugosidad de Manning, calibrado con mediciones de terreno. Esta publicación es una buena referencia y guía para estimar los coeficientes de rugosidad en cauces naturales.

Las recomendaciones presentadas en los párrafos anteriores permiten la estimación del coeficiente de rugosidad asumiendo que el cauce natural presenta una rugosidad homogénea, sin embargo, en la naturaleza, los cauces naturales presentan secciones transversales que no tienen una rugosidad uniforme u homogénea, ofreciendo una rugosidad compuesta.

Cuando la rugosidad global o rugosidad compuesta de la sección varía con el tirante de agua, se debe, a que a distintas profundidades intervienen zonas de la sección con diferentes rugosidades. Este es el caso de los cursos naturales donde el lecho está constituido de un cierto tipo de material y las márgenes por otro tipo, usualmente con presencia de vegetación en las zonas de inundación.

Para evaluar la rugosidad compuesta, se propone el método de Einstein y Banks, quienes demostraron mediante experimentos que los valores de la rugosidad están asociados a distintos sistemas independientes entre sí y que pueden superponerse linealmente. Es decir, que el área de la sección transversal del curso natural es separable y se supone que para cada subsección es válida la ecuación de

Manning y que la velocidad media en la sección es uniforme.

Entonces el coeficiente de rugosidad global generado por m subsistemas está dado por:

$$n_c = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^m n_i^{3/2} x_i}{x} \right\}^{2/3}$$

n : Coeficiente de rugosidad global o compuesta de la sección total.

n_i : Coeficiente de rugosidad asociado a la subsección i .

x_i : Perímetro mojado de la subsección i .

x : Perímetro mojado de la sección total.

$i = 1, 2, \dots, m$ subsecciones.

- **Fajas marginales**

(Reglamento de la Ley de Recursos Hídricos – Ley N° 29338, Art. 113° y 114°) las fajas marginales son bienes de dominio público hidráulico. Están conformadas por las áreas inmediatas superiores a las riberas de las fuentes de agua, naturales o artificiales. Las dimensiones en una o ambas márgenes son fijadas por la Autoridad Administrativa del Agua, y se realiza de acuerdo los siguientes criterios:

- La magnitud e importancia de las estructuras hidráulicas de las presas, reservorios, embalses, canales de derivación, puentes, entre otros.
- El espacio necesario para la construcción, conservación y protección de las defensas ribereñas y de los cauces.

- El espacio necesario para los usos públicos que se requieran.
- La máxima crecida o avenida de los ríos, lagos, lagunas y otras fuentes naturales de agua.

No se considerarán las máximas crecidas registradas por causas de eventos excepcionales.

- **Evaluación de obras existentes e información adicional**

La evaluación de obras existentes en el curso natural es muy importante para el diseño definitivo de una nueva estructura, porque permite verificar que la obra proyectada no provoque alteraciones desde el punto de vista de la hidráulica fluvial sobre obras existentes o viceversa, como cambios bruscos de pendiente que produzcan erosión, sedimentación, efectos de remanso, formación de nuevos cauces, etc. Dicha evaluación comprenderá también el comportamiento hidráulico estructural de las obras existentes, información relevante a ser tomada en cuenta para el diseño de la estructura proyectada.

Además de la evaluación de las obras existentes en el cauce, es imprescindible y necesario conocer, las características locales del cauce, como áreas inundables, puntos críticos de desborde, frecuencia de inundación, épocas donde incrementa su caudal, marcas de agua dejadas por avenidas anteriores, puntos críticos donde se presenta erosión y sedimentación, material que acarrea la corriente, entre otras informaciones necesarias para el diseño, lo cual se puede conseguir a través de consultas a pobladores de más antigüedad en el lugar del proyecto.

El objetivo principal de los datos recopilados en campo es proporcionar al especialista una visión completa del tramo

en estudio, para la ubicación de los puentes o para la protección de riberas.

7.1.3 Parámetros hidráulicos para el diseño de puentes

Los parámetros hidráulicos asociados al diseño de puentes son los siguientes:

a) Perfil de flujo

El perfil de flujo permitirá obtener el nivel alcanzado por el agua para el caudal de diseño. El cálculo del perfil de flujo deberá incluir la presencia del puente proyectado, debido a que cuando el flujo interactúa con la estructura, se produce una sobreelevación del nivel de agua a la entrada del puente y una depresión del nivel de agua en la salida, este comportamiento es normal ya que el agua debe ganar energía potencial a fin de que pueda atravesar por la sección contraída. Una vez conocido los niveles de agua, el especialista puede establecer la altura mínima que ofrecerá el puente.

b) Socavación

La socavación es un fenómeno hidrodinámico que es la causa más frecuente de falla que afecta las cimentaciones de los puentes. Dicho fenómeno es una combinación de distintos procesos, unos que se producen a largo plazo y otros transitorios por el paso de avenidas.

El proceso de socavación en un puente se analiza como erosión potencial total y es de carácter estimativo, la cual combina la socavación producida en la sección del puente y sus inmediaciones, causada por el estrechamiento del cauce debido a su construcción y la socavación local que se produce en las inmediaciones de los pilares y estribos rodeados por la corriente del río. Sin embargo, cabe indicar que estos procesos de socavación son inherentes a la presencia del puente sobre el

curso natural, porque existen otros procesos de socavación que ocurren de manera independiente a la presencia del puente y son la socavación general y la socavación en curvas que también deberán ser tomados en cuenta al momento de la estimación de la socavación potencial total.

7.1.4 Cálculo hidráulico

El cálculo hidráulico de un puente significa en primer lugar determinar la capacidad hidráulica de la sección de escurrimiento, es decir si el caudal de diseño pasa adecuadamente a través de él, luego determinar la sobreelevación del nivel de agua provocada por la presencia del puente y estimar el nivel de socavación potencial total en la zona de los apoyos.

a) Cálculo de niveles de agua

Para el estudio de la capacidad hidráulica y el cálculo de la sobreelevación del nivel de agua, se realiza un cálculo en régimen permanente gradualmente variado, la cual permite calcular niveles de agua cuando la geometría fluvial es irregular.

El modelo matemático utilizado corresponde a un flujo unidimensional, no uniforme, permanente y de lecho fijo. El modelo se basa en la aplicación de la Ecuación de la Energía:

$$Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + E$$

Donde:

$Z_n + P_n$: Nivel del pelo de agua en los extremos del tramo (m)

V_n : Velocidad media en la sección mojada en los extremos del tramo (m)

α_1, α_2 : Coeficiente de la no-uniformidad de distribución de las velocidades en la Sección mojada.

g : Aceleración de la gravedad (m/s²)
 E : Total de pérdidas de energía en el tramo del curso de agua considerado en el cálculo, de una longitud L (m).

En la ecuación anterior, los subíndices 1 y 2 se refieren a dos secciones distintas, la sección 1 ubicada aguas arriba de la sección 2.

En la solución numérica iterativa de la ecuación, la incógnita es el nivel de agua $Z_1 + P_1/\gamma$ en la sección 1 y es dato el nivel de agua en la sección 2, $Z_2 + P_2/\gamma$. Se procede desde aguas abajo hacia aguas arriba cuando el flujo es subcrítico, mientras que se procede en forma inversa cuando el flujo es supercrítico.

El cálculo iterativo se puede realizar mediante dos métodos, el primero es el método del paso directo y el segundo es el método del paso estándar.

Un modelo muy empleado en nuestro medio es el HEC –RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System), actualmente muy utilizado para calcular parámetros hidráulicos para diseño de obras de cruce en cauces naturales desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers.

A continuación, se presentan las consideraciones para obtener el perfil de flujo.

a.1) Consideraciones

- a) En una sección debe existir un tirante conocido.
 - Si el flujo es subcrítico, se debe conocer la sección aguas abajo.
 - Si el flujo es supercrítico, se debe conocer la sección aguas arriba.
- b) Se considera que el flujo es gradualmente variado y permanente.

c) En el tramo no existe variación de caudal. Si existe variación de caudal, debe incluirse aguas arriba en cada tramo.

d) La pendiente de fondo es pequeña (menor a 10°)

b) Estimación de la socavación

b.1) Procesos de socavación asociados al diseño de puentes

En el presente ítem se describirá los procesos de socavación inherentes al diseño de puentes.

En nuestro país la causa hidráulica más frecuente de fallo de puentes es la socavación, que tiene lugar en la zona de sus apoyos, la cual afecta las cimentaciones, ya sea por su insuficiente nivel de desplante o por construcción inadecuada. La socavación es un proceso que se produce a largo y corto plazo o Transitorio, como en el caso de la ocurrencia de avenidas. Generalmente los fallos ocurren cuando se producen las avenidas, Sin embargo, también se presentan con procesos que ocurren a largo plazo.

La estimación de la profundidad de socavación para el diseño de puentes debe tomar en cuenta los siguientes aspectos; la socavación que ocurre independientemente de la presencia del puente como socavación general, socavación en curvas, etc., la socavación que Ocurre en la sección del puente debido al estrechamiento del cauce por la presencia del puente (socavación por contracción) y la socavación que ocurre en la zona de sus apoyos (socavación local de pilares y estribos rodeados por la corriente).

La suma de las componentes de la socavación, permite obtener la Socavación potencial total, mediante expresiones que consideran Socavaciones máximas por el lado de la seguridad.

Se recomienda que el valor estimado para la profundidad de Socavación potencial total, sea consecuente con lo observado en la Etapa de campo, respecto a los materiales que subyacen en el lecho del cauce y sobre la base de los ensayos de laboratorio de las muestras extraídas de las calicatas, pozos exploratorios y de la

información obtenida de sondeos geofísicos. Esto, debido a que la estimación de la profundidad de socavación, se realiza mediante métodos empíricos que conllevan en algunos casos a obtener resultados que no son reales.

La profundidad de socavación parte de suponer que ésta depende de variables que caracterizan al flujo, al material presente en el lecho del cauce y a la geometría del puente. Por ello, existe mucha incertidumbre sobre el uso de las ecuaciones y sobre que ecuación representa mejor las condiciones reales del curso natural y del puente.

Existe poca información sobre modelos teóricos para estimar la profundidad de socavación, debido al alto grado de incertidumbre y a la complejidad de las variables involucradas, por ello, se recurre a los resultados de investigaciones experimentales de laboratorio basadas en el análisis dimensional, que como se ha mencionado anteriormente, dan resultados muchas veces muy conservadores y contradictorios. Las ecuaciones disponibles en la actualidad son envolventes a resultados obtenidos a modelos físicos de laboratorio.

El software HEC RAS versión 3.1.1 (2003) además de permitir realizar la hidráulica en la zona del puente también permite realizar la estimación de la profundidad de socavación en el puente, por contracción y la socavación local en pilares y estribos usando las ecuaciones recomendadas en HEC-18, 2001. Sin embargo, se deja establecido que la obtención de la sección hidráulica del puente y la estimación de la socavación en sus apoyos, especialmente en nuestro medio no se debe limitar al uso del HEC RAS y debe aplicarse en forma responsable luego de ser calibrado, donde el juicio y criterio ingenieril prevalecen.

b.2) Socavación general

Para fines de estimación con el objetivo de diseño de puentes es usual adoptar un criterio conservador que consiste en calcular la

máxima profundización posible del lecho, bajo una condición hidráulica dada.

La máxima profundización del cauce ocurre cuando se alcanza la condición de transporte crítico, donde la velocidad de flujo se reduce a tal punto en que la corriente no puede movilizar y arrastrar más material del lecho y a su vez no existe transporte de material desde aguas arriba.

Por lo tanto, cuando se produce la avenida, la sección geométrica del cauce se modifica dando lugar a una nueva sección, la cual obviamente está socavada, donde el lecho queda en condiciones de arrastre crítico o de transporte incipiente.

A continuación se describen algunos métodos para la estimación de la profundidad de socavación general bajo la condición en que la velocidad de escurrimiento es igualada por la velocidad crítica de arrastre y estimación de socavación general por contracción del cauce.

b.2.1) Método de velocidad crítica y agua clara

Este método utiliza el criterio del principio de movimiento de un fondo granular bajo una corriente permanente, igual al criterio de Shields y la hipótesis de agua clara, es decir que la corriente no transporta sedimentos.

La profundidad máxima de socavación general se alcanza cuando la velocidad crítica es igualada por la velocidad media de la sección, donde la velocidad crítica está en función del parámetro de tensión crítica adimensional, de la fórmula de Strickler para el coeficiente de rugosidad de Manning y las características del material del lecho.

$$V_{cr} = 21 \left(\frac{Rh}{D_{50}} \right)^{1/6} \sqrt{0.056 \frac{(\gamma_z - \gamma)}{\gamma} D}$$

Donde:

V_{cr} : Velocidad crítica en la sección (m/s).

R_h : Radio hidráulico de la sección (m).

D_{50} : Diámetro correspondiente al 50 % en la curva granulométrica (m).

D : Diámetro característico del lecho (m).

δ_s : Peso específico del suelo (T/m³).

γ : Peso específico del agua (T/m³).

Para la obtención del diámetro característico D del suelo erosionado puede emplearse el D_{84} que toma en cuenta el acorazamiento del lecho.

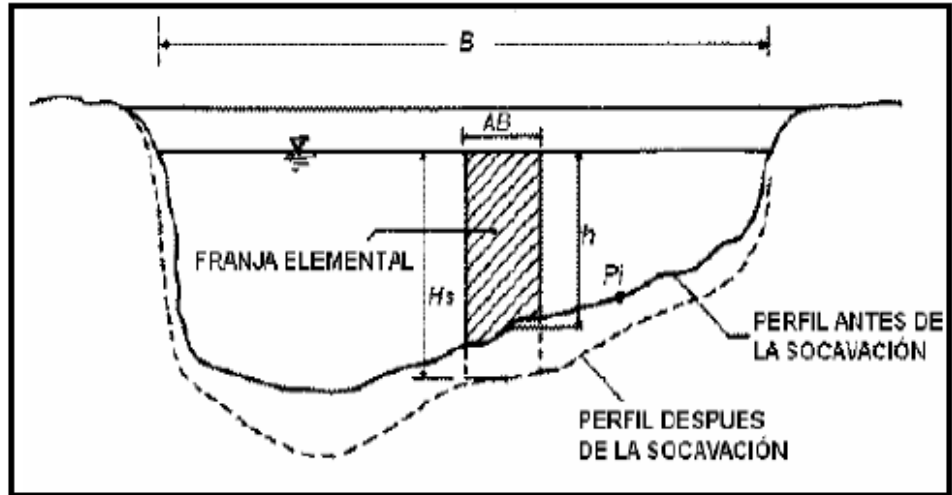
b.2.2) Método de Lischtván – Levediev

El método propuesto por Lischtván-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). La velocidad erosiva 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. La velocidad erosiva está en función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. La velocidad real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante o profundidad del agua.

El método se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural (Figura N° 07) permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse, con los debidos ajustes, para casos de cauces definidos o no, materiales de fondo cohesivos o

friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogénea o heterogénea.

Figura 3. Sección transversal del cauce



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

a) Para suelos granulares

Se tiene la siguiente ecuación:

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

La expresión anterior no considera el efecto de la contracción del flujo debida a la presencia de estribos y pilares, 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 incremento de la profundidad de socavación.

En la siguiente tabla se muestra el factor de corrección por contracción del cauce μ .

I-3: Factor de corrección por contracción del cauce. 32

V (m/s)	Luz libre (m)													
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200	
<1.0	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
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	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	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	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	0.99
3.5	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	0.99
>4.0	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	0.99

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

V : Velocidad media en la sección transversal.

μ : 1.0, si no hay obstáculos.

Para puentes de una sola luz, la luz libre es la distancia entre estribos. Para puentes de varios tramos, la luz libre es la mínima distancia entre dos pilares consecutivos, o entre el pilar y estribo más próximos.

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.

1.0, si $m = 1.0 \text{ T/m}^3$ (agua clara)

Peso específico de la muestra agua sedimento.

$0.54 + 1.5143 m$, si $m > 1.0 \text{ T/m}^3$ (Lecho móvil)

(Coeficiente 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:

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

Donde:

$H_s - h_1$: Profundidad de socavación (m)

h : Tirante de agua (m)

D_m : Diámetro característico del lecho (mm)

Coeficiente de frecuencia.

Factor de corrección por contracción del cauce.

Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

b) Para suelos cohesivos

Considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua durante crecientes, se tiene:

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

Donde:

$H_s - h_1$: Profundidad de socavación (m)

h : Tirante de agua (m)

Peso específico del sedimento del lecho (T/m³)

Coeficiente de frecuencia.

Factor de corrección por contracción del cauce.

Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

b.2.3) 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.

$$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.0642} h_1$$

Donde:

$H_s - h_1$: Profundidad de socavación (m)

B_1 : Ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción (m)

B_2 : Ancho de la superficie libre del cauce en la contracción (m)

h_1 : Tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción (m)

b.2.4) Método de Laursen

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

Es el método más usado en los Estados Unidos de América, (HEC- 18, 1993, 1995).

Cálculo de la socavación por contracción en lecho móvil Se usa una versión modificada de la ecuación de Laursen de 1960 (HEC 18, 1993, 1995 y Laursen E. M., 1960). La ecuación asume que el material del lecho es transportado en la sección aguas arriba del puente.

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

Donde:

$H_s - h_2$: Profundidad media de socavación por contracción (m)

H_s : Profundidad media del flujo en el cauce en la sección

- contraída del puente después de la socavación (m)
- h1 : Profundidad media del flujo en el cauce principal y laderas que transportan sedimentos aguas arriba del puente (m)
- h2 : Profundidad media del flujo en la sección contraída del Puente antes de la socavación. Puede usarse h1 en cauces arenosos con lecho móvil, caso en el que el hoyo dejado por la socavación es rellenado con sedimentos (m).
- Q1 : Caudal en la sección aguas arriba del cauce principal y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua 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 del cauce principal y laderas en la sección aguas arriba que transportan sedimentos (m)
- B2 : Ancho neto del cauce principal y laderas que transportan sedimentos en la sección contraída sustrayendo el ancho de las pilas(m)
- k1 : 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.

I-4. Valores del coeficiente k_1 . 35

V_c/w	k_1	Modo de transporte del sedimento de lecho
< 0.50	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho
0.50 a 2.0	0.64	Algo de material de lecho suspendido
> 2.0	0.69	Mucho material del lecho suspendido

Fuente: HEC-18., 1993

La velocidad de corte se expresa como sigue:

$$V_* = \sqrt{gh_1S_1}$$

Donde:

V^* : Velocidad de corte en el cauce principal o ladera en la sección aguas arriba (m/s)

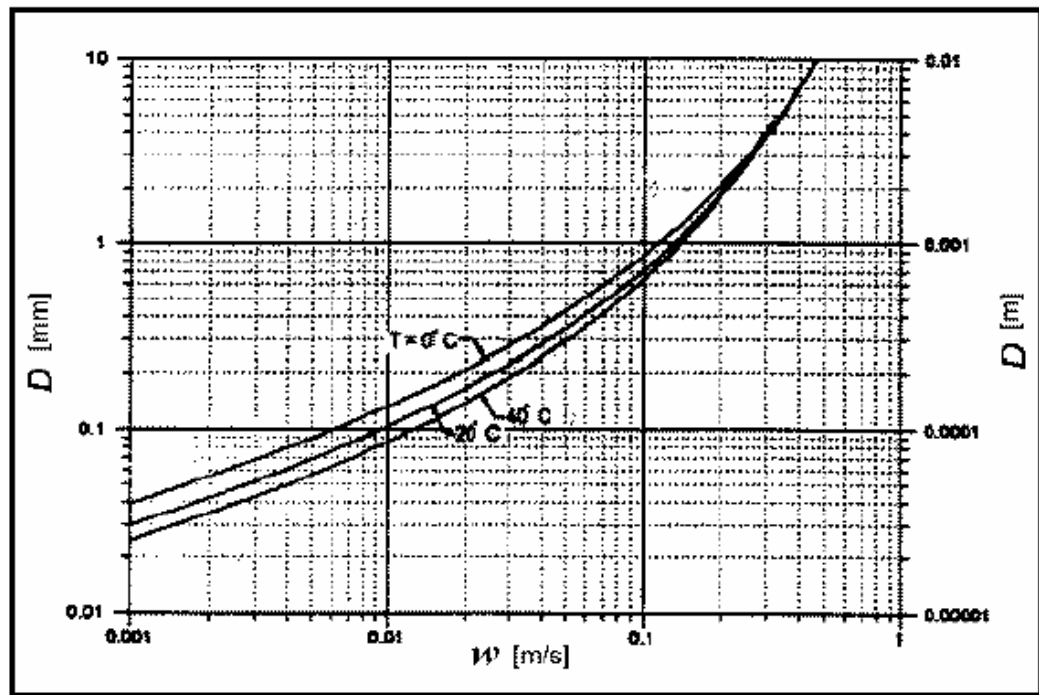
w : Velocidad de caída para D50 según la Figura N° 08 (m/s)

g : Aceleración de la gravedad (9.8 m/s²)

S_1 : Gradiente hidráulico en la sección aguas arriba del puente (m/m)

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

Figura 4. Velocidad de caída (w) para partículas de arena



Fuente: HEC-18., 1993

Cálculo de la socavación por contracción en agua clara

Se usa la siguiente ecuación dada por Laursen.

$$H_s = \left(\frac{0.025 Q_2^2}{D_m^{2/3} B_2^2} \right)^{3/7}$$

La ecuación anterior es una simplificación de la siguiente ecuación también sugerida por Laursen:

$$H_s = \left(\frac{n^2 Q^2}{K_s(G_s - 1)D_m W^2} \right)^{3/7}$$

Donde:

K_s : Parámetro de Shields igual a 0.039

G_s : Gravedad específica del material del lecho igual a 2.65

n : Coeficiente de rugosidad de Manning igual a $0.041 D_m^{1/2}$

$H_s - h_2$: Profundidad media de socavación por contracción (m)

H_s : Profundidad media del flujo en el cauce en la sección contraída del puente después de la socavación (m)

h_2 : Profundidad existente en la sección contraída del puente antes de la socavación (m)

Q_2 : Caudal a través del puente o en las laderas sin transporte de sedimentos (m³/s)

D_m : Diámetro medio efectivo del material más pequeño del lecho o en la zona de inundación que no es transportado por el flujo. Si no se tienen datos precisos, $D_m = 1.25 D_{50}$ en (m)

B_2 : Ancho efectivo del cauce en el puente descontando el ancho de los pilares (m)

b.3.1) Socavación local

En este ítem se describirán algunos métodos para la estimación de la profundidad de socavación local que se produce en las zonas de los pilares como en los estribos del puente.

b.3.1.1) Estimación de la socavación local en pilares

Existen varios métodos para el cálculo de la socavación local alrededor de pilares, pero a la fecha no existe ninguna solución rigurosa ni exacta. La mayoría de las ecuaciones son aplicables

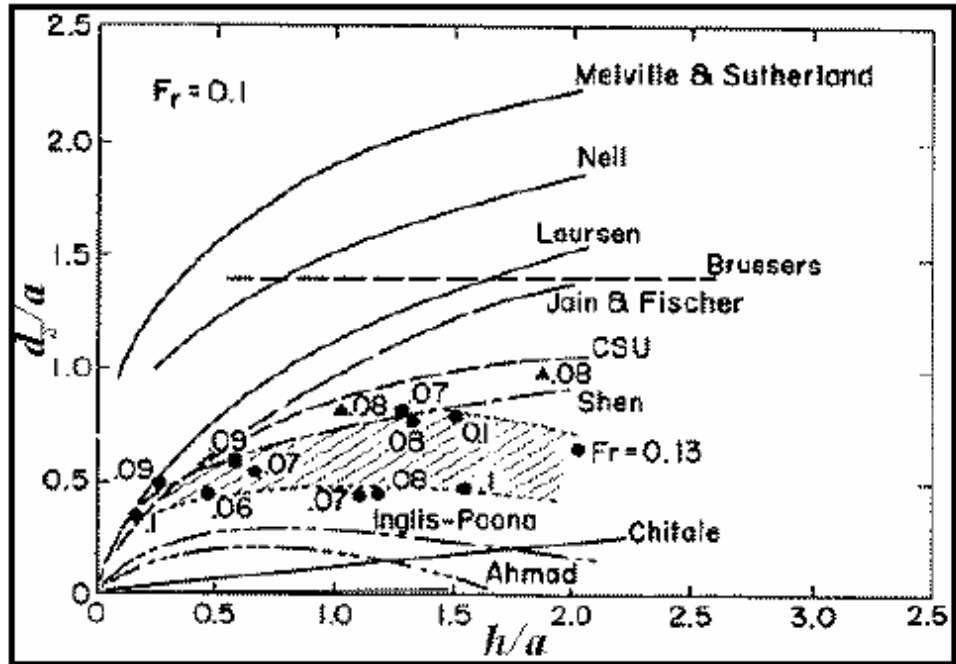
para cauces aluviales y no consideran la posibilidad de que materiales más gruesos y de mayor peso, presentes en el lecho, aminorasen el hoyo que se produce por la socavación, lo que limitaría su profundidad. En 1965, Breusers propuso que la profundidad de socavación era de 1.4 veces el ancho del pilar. Recientemente, otros investigadores como B. W. Melville, Sutherland y Chang, han reportado que la socavación local máxima es aproximadamente 2.4 veces el ancho del pilar para el caso de pilares circulares. En los estudios hechos, el número de Froude fue menor que 1.0.

Otras formas de pilares diferentes a la circular pueden disminuir este valor o la presencia de desechos puede incrementarlo. El valor de la relación profundidad de socavación al ancho de la pilar (d_s/a) puede llegar a 3.0 para números de Froude altos. En conclusión, se sugiere preliminarmente para pilares con punta circular alineadas con el flujo que la constante sea tomada igual a 2.4 para números de Froude menores que 0.8 y a 3.0 para números de Froude mayores que 3.0.

Dentro de los muchos métodos que existen para estimar la profundidad de socavación local en pilares de puentes, se han seleccionado algunos, con la finalidad de ilustrar la gran variedad existente y cuáles son los parámetros involucrados: Laursen y Toch (1953, 1956); adaptación de Neill (1964) al método de Laursen y Toch; Larras (1963); Neill (1964); Arunachalam (1965, 1967); Carsten (1966); Maza Sánchez (1968); Breusers, Nicollet y Shen (1977); Universidad Estatal de Colorado (CSU); y Melville y Sutherland (1988), Froehlich (1991). Entre otros métodos de cálculo reportados en la bibliografía especializada están: Shen, Jain y Fischer, Inglis-

Poona, Chitale y Yaroslavtziev. Para mas detalles, consultar: Breusers, H. N. C., Nicollet, G. y Shen, H. W. 1977; Higuera, C. H. y Pérez G. (1989); M. E. Guevara, A., 1998.

Figura 5. Comparación de ecuaciones para el cálculo de la socavación local con socavaciones medidas en campo según Jones



Fuente. HEC – 18., 1993

Cabe anotar que el método desarrollado por la Universidad Estatal de Colorado (CSU) da valores intermedios con relación a otras ecuaciones, tal como se ilustra en la Figura N° 09 que presenta resultados obtenidos aplicando diferentes fórmulas y algunos obtenidos de mediciones de campo, (HEC 18, 1993).

b.3.1.1.1) Método de Laursen y Toch (1953,1956)

Este método fue desarrollado en el Instituto de Hidráulica de Iowa y fue confirmado con algunas mediciones en el río Skunk realizadas por P. G. Hubbard, del mismo laboratorio en la década del cincuenta.

Se desarrolló bajo condiciones de transporte continuo de sedimentos, (Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992). El método es aplicable para suelos arenosos, no está claro si se puede aplicar para gravas, pero definitivamente no es válido para el caso de boleas. Laursen y Toch realizaron sus investigaciones observando la máxima socavación que se puede presentar para un tirante dado de la corriente. Ellos observaron que la máxima profundidad de socavación era independiente de la velocidad del flujo pues la socavación no progresaba al mantener fijo el tirante y aumentar considerablemente la velocidad de la corriente. Este argumento resulta al suponer que un cambio en la velocidad del flujo y en el tamaño de los sedimentos produce un cambio proporcional en el cortante límite, y en la capacidad de transporte de sedimentos en la zona donde se produce la socavación, considerando constantes la profundidad del flujo y la profundidad de socavación. Su mayor interés era la socavación máxima y no dan ningún criterio para el caso de que no exista arrastre en el fondo. Los resultados fueron presentados en forma gráfica y se resumen en las siguientes ecuaciones.

- **Caso del flujo de agua paralelo al eje mayor del pilar**

$$y_s = K_f K_g a$$

Donde:

y_s : Profundidad de socavación local medida a partir del fondo de cauce (m)



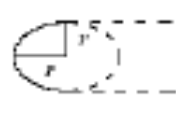

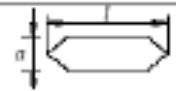
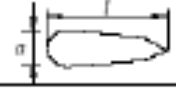
K_f : Coeficiente que depende de la forma de la nariz del pilar (Figura 4)

K_g : Coeficiente que depende de la relación H/a (Figura N° 11)

H_s : Profundidad de agua después de producida la socavación por contracción (m)

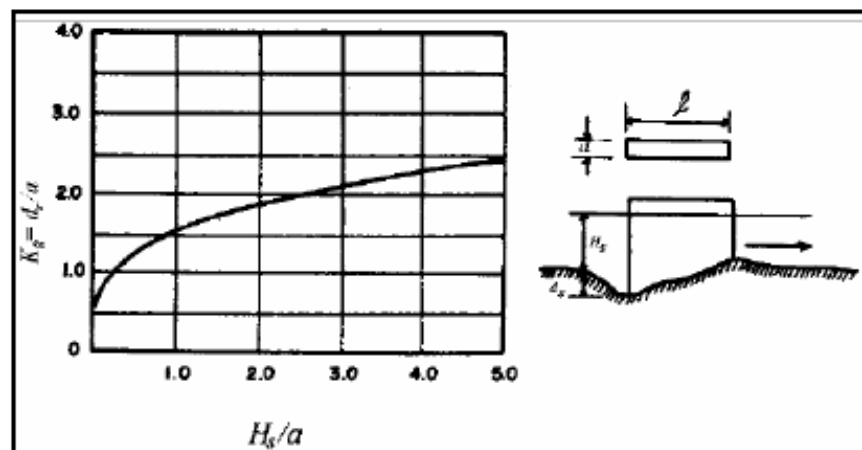
a : Ancho del pilar (m)

Figura 6. Coeficiente K_f . Método de Laursen y Toch

FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE K_f DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $l/a = 4$		1.00
SEMICIRCULAR		0.90
ELIPTICA	$\frac{P-2}{r} = \frac{1}{l}$ $\frac{P-3}{r} = \frac{1}{l}$ 	0.81
		0.75
LENTICULAR	$\frac{P-2}{r} = \frac{1}{l}$ $\frac{P-3}{r} = \frac{1}{l}$ 	0.81
		0.69
FORMA DE LA NARIZ		SEGÚN TISON
BISELADA $l/a = 4$		0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $l/a = 4$		0.75

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

Figura 7. Coeficiente K_g . Método de Laursen y Toch



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

- **Caso de flujo de agua con ángulo de ataque al eje de mayor dimensión del pilar**

$$y_s = K_g K_\phi a$$

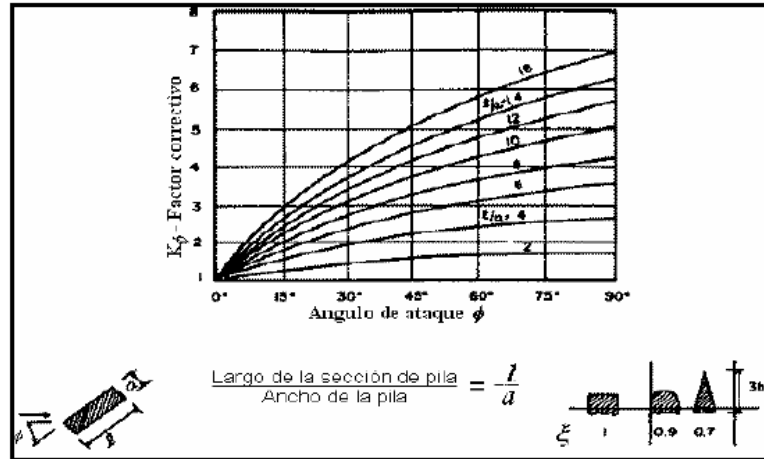
Donde:

k : Coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo y de la geometría del pilar (Figura 6).

En este caso la profundidad de socavación no depende de la forma del pilar

R. Ettema (1990) plantea que las curvas de la Figura 6 sugeridas por Laursen y Toch en 1956, presentan una inconsistencia asociada con los ángulos de ataque de 0° y 90°, puesto que considera que el efecto del coeficiente $K\Phi$ debe ser el mismo si se toma un ángulo de ataque de 90° y el ancho del pilar, o si se considera un ángulo de 0° y el largo del pilar. Lo único claro es que las investigaciones fueron hechas tomando en cuenta el ancho del pilar y así debe usarse el gráfico. También, critica el hecho de que los coeficientes de corrección por forma del pilar y por ángulo de ataque se usen en forma combinada cuando fueron resultado de experiencias independientes.

Figura 8. Coeficiente K_{ϕ} . Métodos de Laursen y Toch, Breusers, Nicollet y Shen, y Melville y Sutherland



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

b.3.1.1.2) Método de Neill (1964)

La ecuación resultante del ajuste de datos experimentales obtenidos por Laursen y Toch para socavación en pilares circulares y rectangulares, fue expresada por Neill en la siguiente forma, (Breusers, H. N. C., Nicollet, G. y Shen, H. W., 1977):

$$y_s = 1.5 (a')^{0.7} h^{0.3}$$

Donde:

- y_s : Profundidad de socavación medida a partir del fondo de cauce (m)
- a' : Ancho proyectado del pilar (m)
- h : Profundidad del flujo aguas arriba del pilar (m)

Se considera que esta ecuación proporciona la máxima profundidad de socavación que se espera para cualquier velocidad.

Para pilares de nariz redondeada, el coeficiente puede ser 1.2 en vez de 1.5 en la ecuación anterior.

b.3.1.1.3) Método de Larras (1963)

Larras propone una ecuación teórica – práctica deducida a partir de mediciones llevadas a cabo en varios puentes, después de haberse producido la avenida. Larras se concentró en la máxima profundidad de socavación para condiciones próximas a la velocidad crítica del movimiento de sedimentos.

$$y_s = 1.05 K a^{0.75}$$

Donde:

y_s : Profundidad de socavación medida a partir del fondo de cauce (m)

a : Ancho del pilar (m)

$$K = K_f K_\phi$$

Luego:

$$y_s = 1.05 K_f K_\phi a^{0.75}$$

Donde:

K_f : Factor de corrección por forma del pilar (Tabla I-5)

Factor de corrección por el ángulo de ataque de la corriente (Tabla I-5)

En forma aproximada $K = 1.0$ para pilares cilíndricos y $K = 1.4$ para pilares rectangulares.

I-5: Factor de corrección K_f por forma del pilar. Métodos de Larras y Melville y Sutherland. 45

en planta	Largo/ancho de la pila	K_f				
		Chatou	Iowa	Tison	Escande	Venkatadri
Circular	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	
Lenticular	2.0		0.97			
	3.0		0.76			
	4.0	0.73		0.67		
	7.0			0.41		
Perfil hidrodinámico o Joukowski	4.0	0.86				
	4.1			0.76		
	4.5				0.76	
Elíptica	2.0		0.91			
	3.0		0.83			
Ojival	4.0	0.92		0.86		
Circular doble	4.0	0.95				
Oblonga	1.0		1.00			
	1.5		1.00			
	2.0		1.00			
	3.0		1.00			
	4.0	1.03			1.00	
Rectangular chaflanada	4.0			1.01		
Rectangular	0.25		1.30			
	4.0			1.40		
	4.5				1.25	
	5.3			1.40		
	9.3			1.40		
Nariz triangular a 60°						0.75
Nariz triangular a 90°						1.25
Nariz parabólica						0.56

Fuente: Higuera C. y Pérez G. 1989 y Melville B. W. 1988

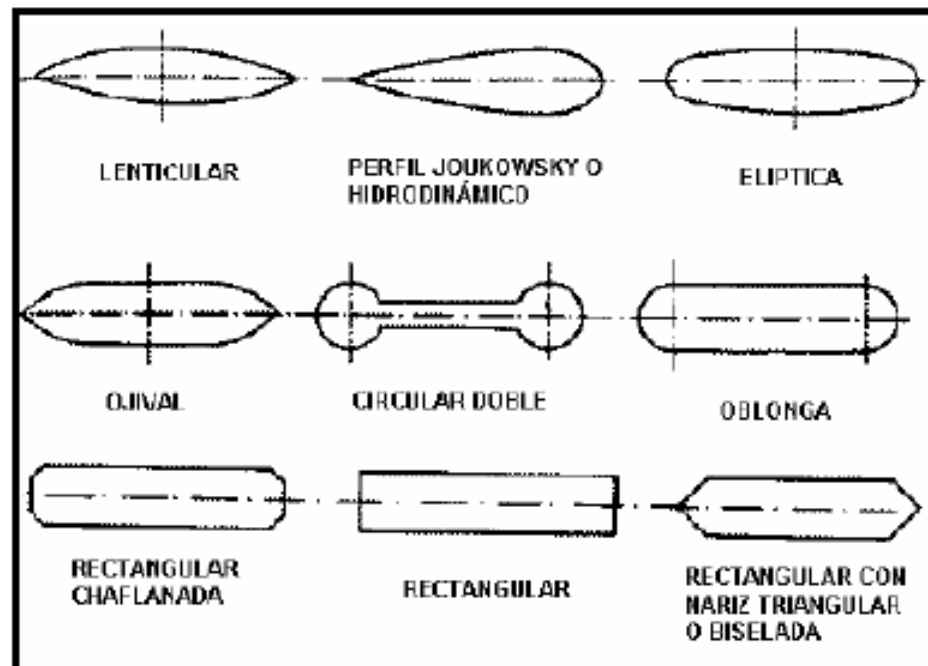
I-6. Factor de corrección k_ϕ por ángulo de ataque del flujo.

Método de Larras. 46

Forma de la pila en planta	Largo/ancho de la pila	K_ϕ					
		0°	10°	15°	20°	30°	45°
	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Lenticular	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.76	0.98	1.02	1.24		
	4.0	0.76		1.12		1.50	2.02
Perfil hidrodinámico	4.0	0.86		1.09		1.40	1.97
	4.5					1.36	
Elíptica	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.83	0.98	1.06	1.24		
Ojival	4.0	0.92		1.18		1.51	
Oblonga	2.0	1.00				1.17	
	3.0	1.00	1.02	1.13	1.24		
	4.0	1.00		1.15		1.52	
	4.5					1.60	
Rectangular	2.0	1.11		1.38		1.56	1.65
	4.0	1.11		1.72		2.17	2.43
	4.0(x)	1.11		1.99		2.94	3.28
	4.5					2.09	
	6.0	1.11		2.20		2.69	3.05
	8.0	1.11		2.23		3.03	3.64
	10.0	1.11		2.48		3.43	4.16

Fuente: Higuera C. y Pérez G. 1989

Figura 9. Formas usuales de pilares. Método de Larras



Fuente: Higuera C. y Pérez G. 1989

b.3.1.1.4) Método de Arunachalam (1965, 1967)

Arunachalam realizó una modificación de la ecuación de Englis – Poona (1948) y propuso la siguiente expresión, (Breusers, H. N. C., Nicollet, G. y Shen, H. W., 1977):

$$y_s = 1.334q^{2/3} \left[1.95 \left(\frac{1.334q^{2/3}}{a} \right)^{-1/6} - 1 \right]$$

Donde:

Y_s : Profundidad de socavación (m)

q : Caudal unitario aguas arriba del puente (m³/s-m)

a : Ancho del pilar (m)

b.3.1.1.5) Método de Carsten (1966)

Carsten propuso la siguiente expresión para condiciones de socavación en lecho móvil, (Shen H. W., Schneider V. R., 1969):

$$y_s = 0.546a \left(\frac{N_s - 1.25}{N_s - 5.02} \right)^{5/6}$$

$$N_s = \frac{V}{\sqrt{\Delta g D}}$$

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w}$$

Donde:

N_s : Número del sedimento

Δ : Peso específico relativo cuyo valor para cuarzos es 1.65

D : Tamaño del sedimento

a : Ancho del pilar (m)

La ecuación puede usarse en cualquier sistema de unidades compatibles y es de las pocas que involucra el efecto del tamaño del sedimento.

b.3.1.1.6 Método de Maza-Sánchez (1968)

Es un método aplicable para lechos cubiertos por arena y grava. El método se basa en el uso de curvas elaboradas a partir de resultados experimentales de laboratorio efectuadas en la División de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la UNAM en México. Las curvas se obtuvieron experimentando con materiales entre 0.17 mm y 0.56 mm de diámetro. La socavación obtenida a partir de estas curvas para partículas con diámetro medio de 1.3 mm es mayor a la obtenida experimentalmente. Los parámetros que intervienen en el método son: profundidad de flujo, ancho del pilar, número de Froude y el ángulo de ataque del flujo sobre la estructura. El diámetro de las partículas no se toma en cuenta. A continuación se detalla los pasos a seguir mediante este método.

- Cálculo del cuadrado del número de Froude de la corriente, Fr^2

$$Fr^2 = \frac{V^2}{gH_s}$$

Donde:

H_s : Profundidad del agua hacia aguas arriba del pilar antes de la socavación local

V : Velocidad media de la corriente frente al pilar

$$V_r = \frac{\alpha h^{5/3}}{H_s}$$

- Evaluación del factor de corrección f_c que considera el ángulo de ataque de la corriente.

I-7. Factor de corrección f_c . 48

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1.0	1.25	1.40	1.45

Fuente: Facultad de Ingeniería de la UNAM

Si el pilar se encuentra sesgado con respecto al flujo y $Fr^2 < 0.06$, $f_c = 1.0$.

Si el pilar se encuentra sesgado con respecto al flujo y $Fr^2 \geq 0.06$, se trabaja con la siguiente expresión:

$$Fr^2 = f_c \frac{V^2}{gH_s}$$

- Cálculo de la relación $H_s/a'a'$: Ancho del pilar proyectado sobre un plano normal a la dirección de la corriente
- Selección de la curva a usar dependiendo de la forma del pilar, (Figura 8, Figura 9 o Figura 10)
- Cálculo de la profundidad de socavación Con el número de Froude corregido según sea el caso, se ingresa en las abscisas de la gráfica respectiva hasta interpolar la curva de H_s/a' y se lee en las ordenadas el valor de H_T/a' del cual se despeja el valor de y_s .

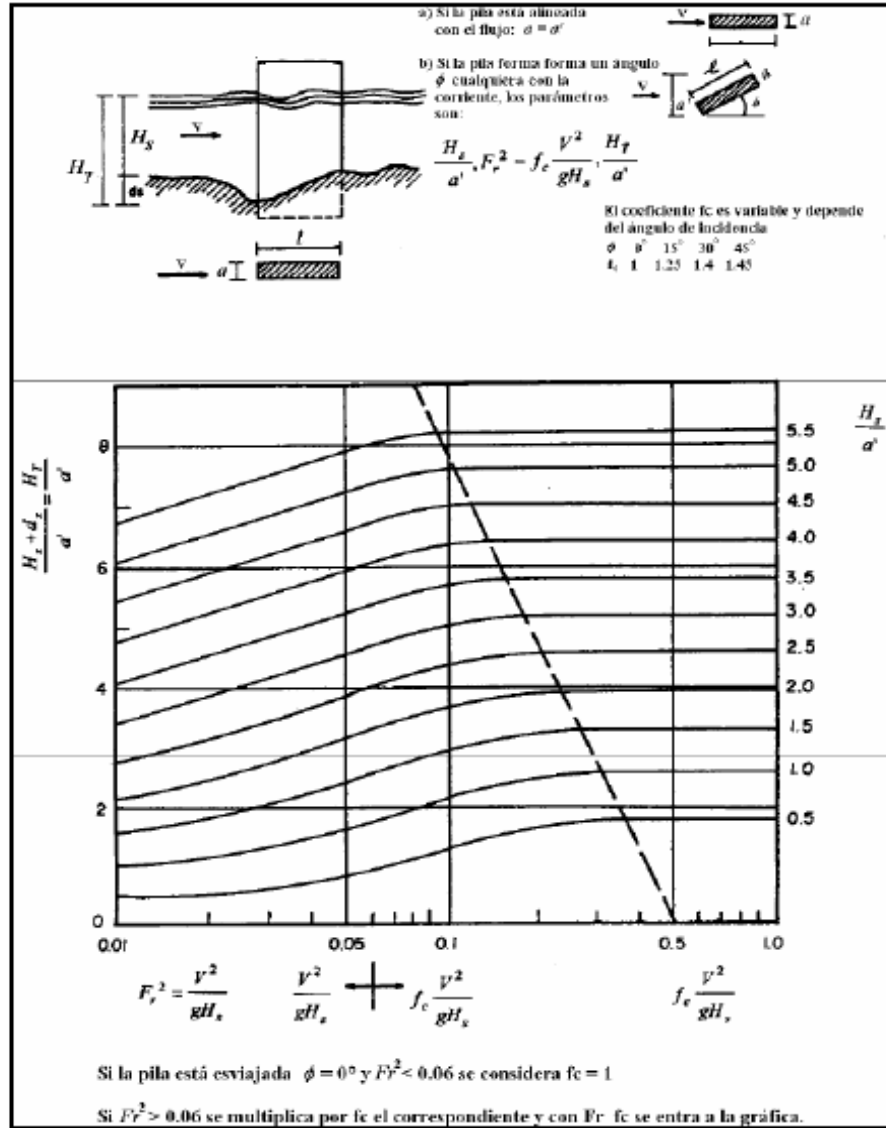
$$y_s = H_T - H_s$$

Donde:

H_T : Profundidad de la sección socavada desde el nivel de la superficie del flujo

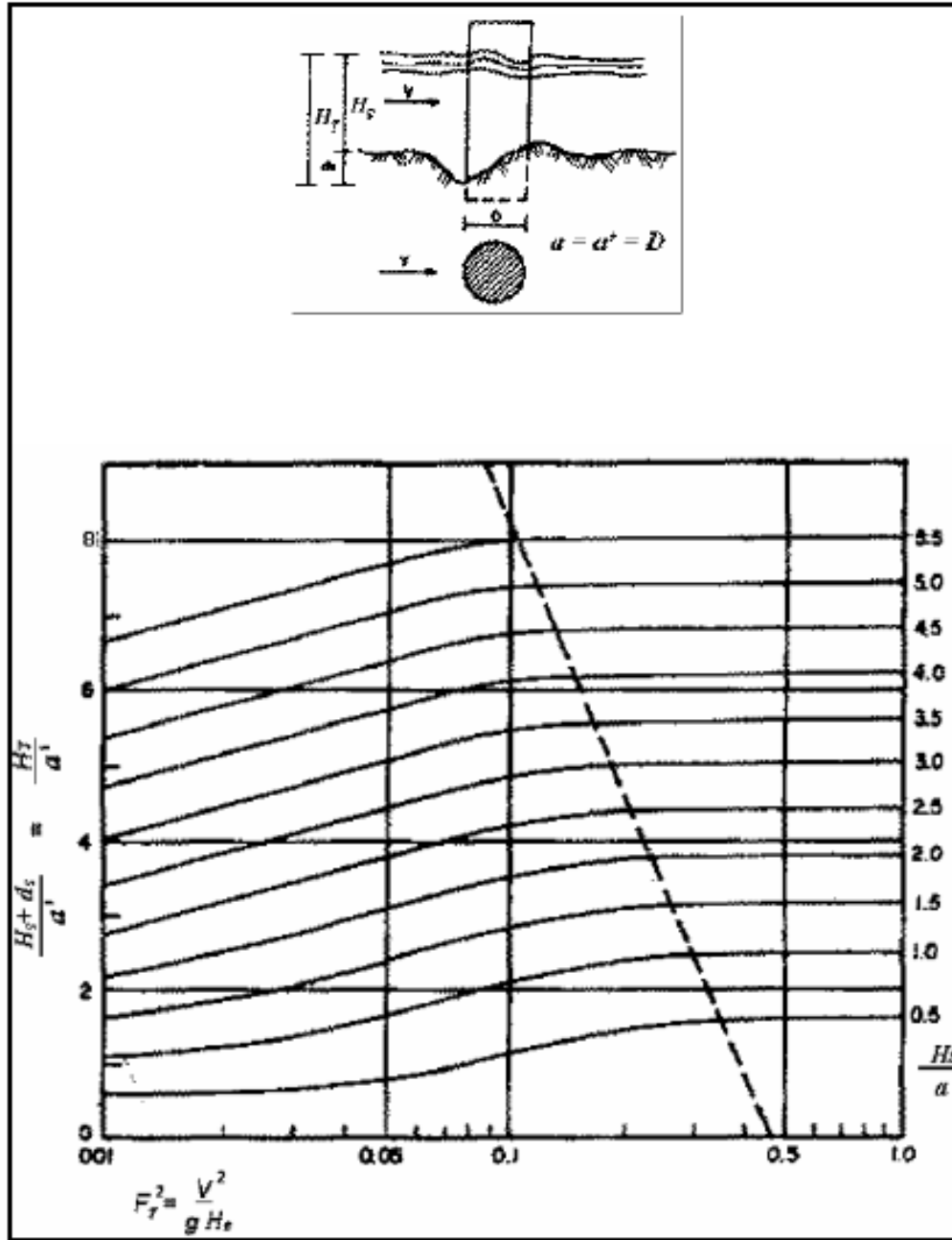
y_s : Profundidad de socavación medida desde el fondo de cauce.

Figura 10. Cálculo de la socavación local en un pilar rectangular



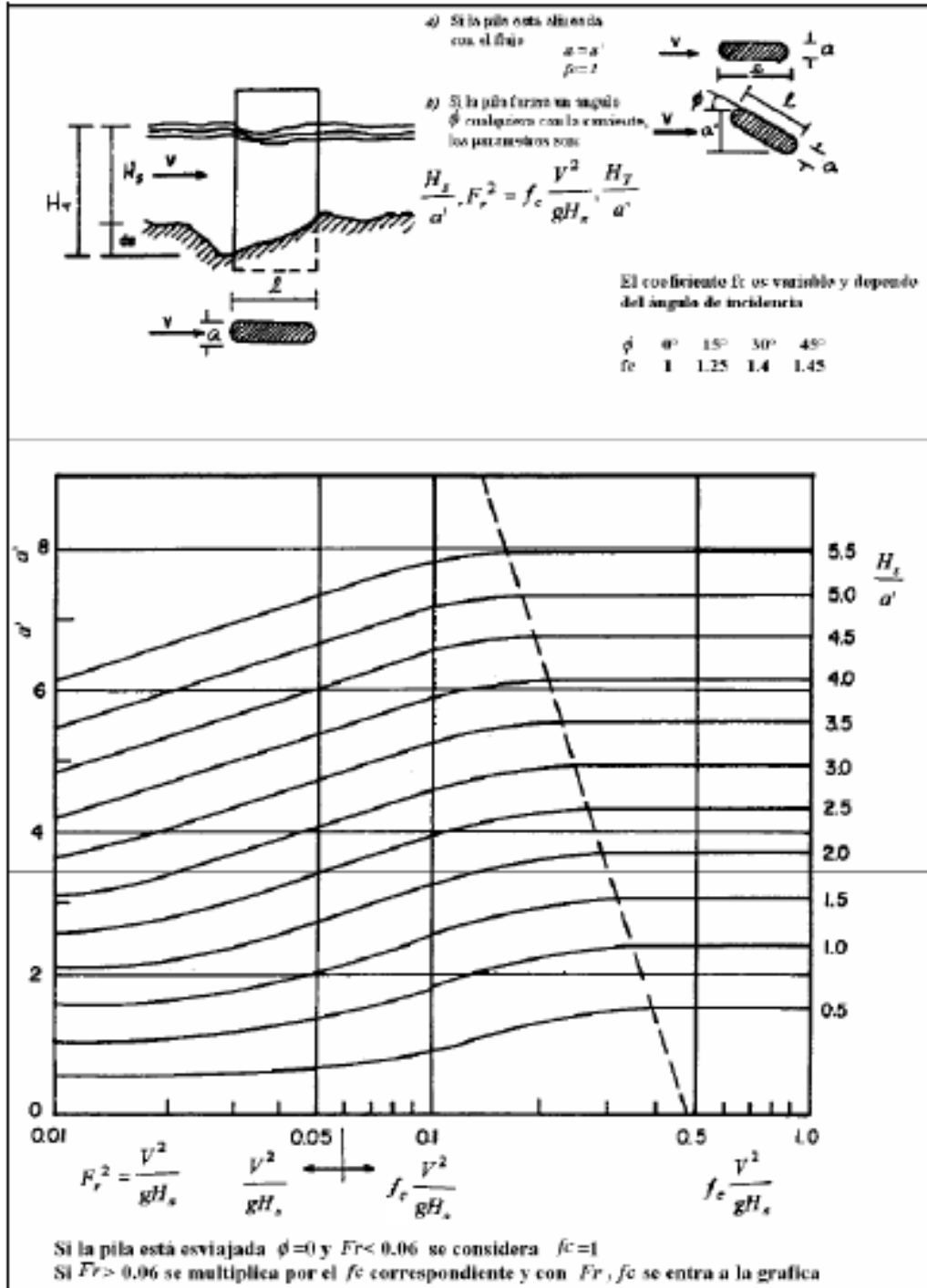
Fuente. Maza Alvarez, J.A., 1987

Figura 11. Cálculo de la socavación local para un pilar circular



Fuente. Maza Alvarez, J.A., 1987

Figura 12. Cálculo de la socavación local para un pilar de sección elongada



Fuente. Maza Alvarez, J.A., 1987

b.3.1.1.7) Método de Breusers, Nicollet y Shen (1977)

H. N. C. Breusers, en 1965, propone una sencilla ecuación basada en estudios con varillas de sondeo en corrientes, en la que la profundidad de socavación depende únicamente del ancho del pilar.

$$Y_s = 1.4 a$$

Donde:

Y_s : Profundidad máxima de socavación medida desde el nivel medio del lecho (m)

a : Diámetro del pilar circular (m)

En la década de los setenta Breusers, Nicollet y Shen propusieron lo siguiente, (H. N. C. Breusers, 1984)

$$y_s = a f_1 \left(\frac{V}{V_c} \right) f_2 \left(\frac{h}{a} \right) f_3(\text{forma}) f_4 \left(\phi \frac{1}{a} \right)$$

Donde:

y_s : Profundidad máxima de socavación medida desde el nivel medio del lecho

a : Ancho del pilar

V : Velocidad media del flujo

V_c : Velocidad crítica para inicio del movimiento de partículas de fondo

H : Profundidad del agua

Ángulo de ataque

L : Longitud del pilar

f_1, f_2, f_3 y f_4 son coeficientes en función de:

$$- f_1 \left(\frac{V}{V_c} \right) = 0, \text{ para } \frac{V}{V_c} \leq 0.5$$

$$f_1\left(\frac{v}{v_c}\right) = 2\left(\frac{v}{v_c} - 0.5\right), \text{ para } 0.5 \leq \frac{v}{v_c} \leq 1.0$$

$$f_1\left(\frac{v}{v_c}\right) = 1.0, \text{ para } \frac{v}{v_c} \geq 1.0$$

La condición más común es esta última, cuando $\frac{v}{v_c} \geq 1.0$

$$f_2\left(\frac{h}{a}\right) = 2.0 \tanh\left(\frac{h}{a}\right), \text{ para valores altos de } \frac{h}{a}, f_2 \text{ tiende a } 2.0$$

$f_3(forma)$: 1.00 para pilares circulares o de nariz circular, 0.75 para pilares de forma hidrodinámica y 1.30 para pilares rectangulares.

$f_4\left(\frac{\phi}{a}\right)$, se obtiene de la Figura N° 12

b.3.1.1.8) Método de Melville y Sutherland (1988)

El método fue desarrollado en la Universidad de Auckland (Nueva Zelanda) y está basado en curvas envolventes a datos experimentales obtenidos en su mayoría de ensayos de laboratorio. Según R. Ettema (1990), el método propuesto por B. W. Melville para profundidades de socavación de equilibrio en pilares, resulta mejor que otros métodos recomendados en algunas guías para diseño de los Estados Unidos de América, ya que toma en cuenta la influencia de parámetros como caudal, sedimentos del lecho y condiciones del pilar, en la obtención de la socavación.

Sin embargo, R. Ettema, también argumenta que por tratar de considerar los efectos más significativos sin un reconocimiento adecuado de las incertidumbres sobre las condiciones bajo las cuales la socavación se presenta, el método puede llegar a ser en algunos casos muy conservador. Estima también, que el método adolece de problemas relacionados con el uso conjunto de los

factores de corrección por ángulo de ataque y por la forma del pilar y por la manera como se considera el efecto de la velocidad del flujo y del tamaño de los sedimentos. R. Ettema se inclina por usar la expresión simplificada $y_s = 2.4a$.

La estimación de la profundidad de socavación según el método propuesto por B. W. Melville (1988), está basada en la máxima que es posible obtener en un pilar de forma cilíndrica, la cual es 2.4 veces su ancho. De acuerdo con el método, esta profundidad máxima se reduce afectándola por ciertos factores que consideran condiciones de agua clara, posibilidad de acorazamiento, profundidades pequeñas del agua, tamaño del sedimento, forma y alineamiento del pilar.

$$y_s = aK_iK_hK_DK_\sigma K_fK_\phi$$

Donde:

- y_s : Profundidad de socavación local
- a : Ancho del pilar
- K_i : Factor de corrección por intensidad del flujo
- K_h : Factor de corrección por profundidad del flujo
- K_D : Factor de corrección por tamaño del sedimento
- K_σ : Factor de corrección por gradación del sedimento
- K_f : Factor de corrección por forma del pilar
- K_ϕ : Factor de corrección ángulo de ataque del flujo

Donde:

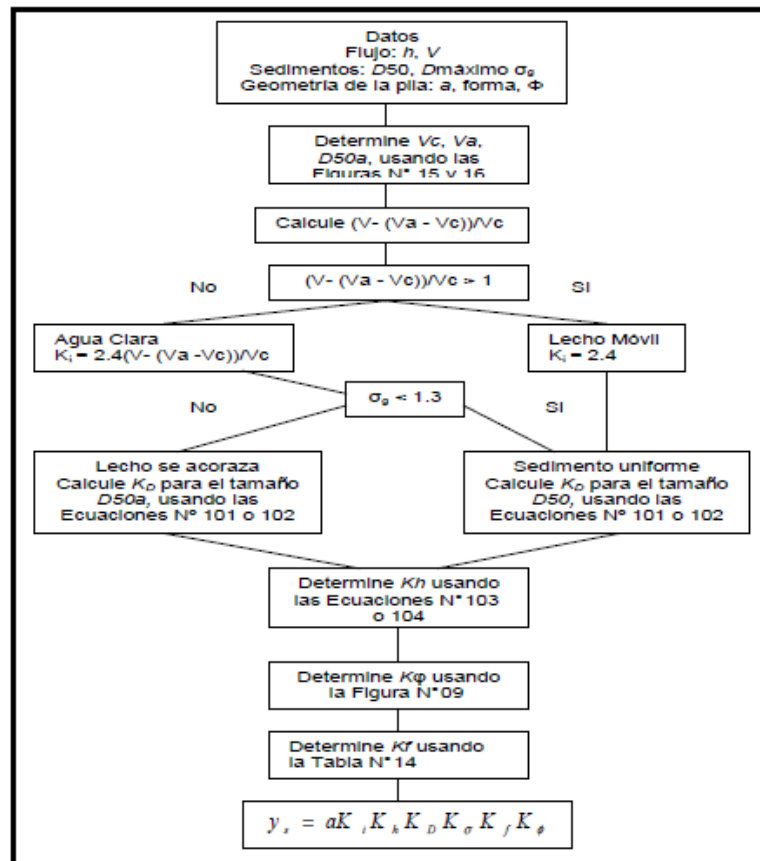
- $K_D = 1.0$, si $a/D_{50} > 25$
- $K_D = 0.57 \log(2.24 a/D_{50})$, si $a/D_{50} < 25$
- $K_h = 1.0$, si $h/a > 2.6$
- $K_h = 0.78 (h/a)^{0.255}$, si $h/a < 2.6$
- $K_\phi = K_f = 1.0$ para pilares con formas cilíndricas

$K\sigma = 1.0$, según recomendación del autor del método hasta que no se tengan mejores investigaciones.

El método se presenta en la Figura 11 y requiere de los siguientes parámetros:

- V : Velocidad de flujo
- H : Profundidad de flujo
- Σg : Desviación estándar de los sedimentos (Ecuación 96)
- D : Diámetro de la partícula de sedimento
- Vc : Velocidad crítica
- Va : Velocidad de acorazamiento

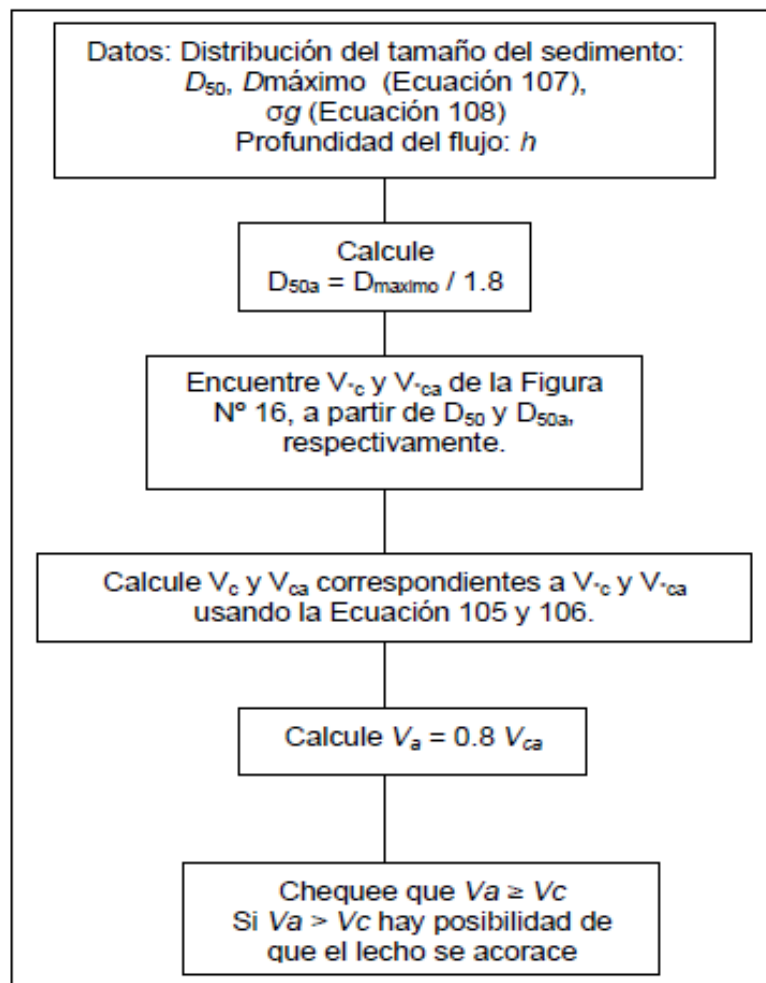
Figura 13. Diagrama de flujo para determinar la profundidad de socavación



Fuente: Melville, B. W. 1988

A continuación en la Figura 12, se muestra un diagrama de flujo que permite establecer la velocidad de acorazamiento, tal como lo propone B. W. Melville en su método para calcular la socavación local en pilares.

Figura 14. Diagrama de flujo para determinar la velocidad límite de acorazamiento



Fuente: Melville, B. W. 1988

Además:

$$V_c = 5.75 V_{*c} \log \left(5.53 \frac{h}{D_{50}} \right)$$

$$V_* = \sqrt{gRS}$$

Donde:

D_{50} : Diámetro 50 del material del lecho.

D_{50a} : Diámetro 50 del lecho acorazado

$D_{\text{máximo}}$: Tamaño representativo máximo del sedimento

$$D_{\text{máximo}} = \sigma_g^m D_{50}$$

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}}$$

“m” es un exponente que es función del máximo D escogido de la Tabla I-8

I-8. Valor de $D_{\text{máximo}}$. 58

Valor de $D_{\text{máximo}}$ asumido	m
D_{90}	1.28
D_{95}	1.65
D_{98}	2.06
D_{99}	2.34

Fuente: Melville, B. W. 1988

V_c : Velocidad cortante crítica correspondiente a D_{50}

V_{ca} : Velocidad cortante crítica de acorazamiento a D_{50a}

V_c : Velocidad crítica correspondiente a $c \sqrt{V_c}$

V_{ca} : Velocidad crítica de acorazamiento correspondiente a $c a$

V_a : Velocidad crítica de acorazamiento

La V_a calculada debe ser mayor que V_c para que haya la posibilidad de acorazamiento. En caso de que $V_a < V_c$, la solución simple está en asumir que $V_a = V_c$ y que el material del lecho se comporta como si fuera uniforme y que por lo tanto no se acoraza.

b.3.1.1.9 Método de Froehlich (1991)

Una ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich es usada por el programa HEC-RAS (1998) como una alternativa a la ecuación de la Universidad Estatal de Colorado (CSU).

$$y_s = 0.32K_f(a')^{0.62}h^{0.47}Fr^{0.22}D_{50}^{-0.09} + a$$

Donde:

- y_s : Profundidad de socavación local (m)
- K_f : Factor de corrección por forma del pilar. Tabla N° 19.
- a' : Ancho proyectado del pilar con relación al ángulo de ataque del flujo (m)
- a : Ancho del pilar adicionado como un factor de seguridad (m)
- H : Profundidad de flujo aguas arriba del pilar (m)
- Fr : Número de Froude en la sección aguas arriba del pilar
- D_{50} : Diámetro de la partícula del lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m)

Para pilares con nariz de forma circular alineadas con el flujo, se tiene:

$$y_s = 4a, \text{ para } Fr < 0.8$$

$$y_s = 3.0a, \text{ para } Fr > 0.8$$

Si la profundidad de socavación se analiza para un caso particular, Froehlich sugiere que no se adicione el factor de seguridad “a” al final de la ecuación. El programa HEC-RAS siempre adiciona este factor de corrección.

I-9. Factor de corrección K_f . 59. 60

Forma de la pila	K_f
Punta cuadrada	1.3
Pila con punta circular	1.0
Pila con punta aguda o triangular	0.7

Fuente: HEC-18. 1993

b.3.1.1.10) Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)

Existe una ecuación desarrollada por la Universidad Estatal de Colorado (CSU) para el cálculo de la socavación local en pilares tanto en agua clara como en lecho móvil. Esta ecuación fue desarrollada con base en análisis dimensional de los parámetros que afectan la socavación y análisis de datos de laboratorio. Es el método más usado en los Estados Unidos de América (HEC-18, 1993, 1995) y es una de las dos que usa el programa HEC-RAS (1998).

$$\frac{y_s}{h} = 2.0 K_f K_\theta K_c K_a \left(\frac{h}{a} \right)^{0.65} F_r^{0.43}$$

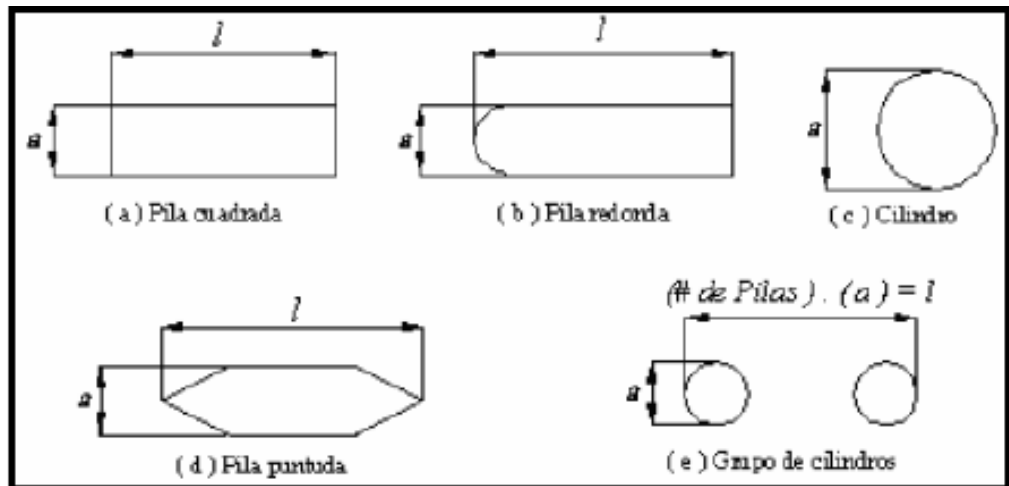
Donde:

- y_s : Profundidad de socavación local (m).
- h : Profundidad de flujo aguas arriba del pilar (m).
- K_f : También denominado K1 es el factor que toma en cuenta la forma del pilar. Tabla N° 20.
- K_θ : También denominado K2 es el factor que toma en cuenta el ángulo de ataque del flujo. Tabla N° 21 o ecuación (99).
- K_c : También denominado K3 es el factor que toma en cuenta la forma del lecho. Tabla N° 22, usualmente igual a 1.10.
- K_a : También denominado K4 es el factor que toma el acorazamiento del sedimento del lecho (Ecuación (100) y

Tabla I-10). Este factor fue introducido posteriormente en la versión corregida de HEC-18 (1993) publicada en 1995.

- a : Ancho del pilar (m)
- l : Longitud del pilar (m)
- Fr : Número de Froude en la sección aguas arriba del pilar
igual a V/\sqrt{gh} .
- V : Velocidad media del flujo directamente aguas arriba del pilar

Figura 15. Formas típicas de pilares de puentes



Fuente: HEC-18. 1993

El factor de corrección K_f se determina usando la tabla anterior cuando el ángulo de ataque es menor que 5° . En otro caso, K_ϕ domina para ángulos mayores por lo que K_f debe ser tomado igual a 1.0. K_f debe usarse solamente cuando las condiciones del flujo influyen sobre toda la longitud de la pila pues el factor de corrección podría ser menor en otros casos.

I-10. Factor de corrección por la forma del pilar K_f . Método de CSU. 62

Forma de la pila	K_f
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1.0
Cilíndrica	1.0
Punta aguda	0.9
Grupo de cilindros	1.0

Fuente: HEC-18. 1993

**I-11. Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo K_ϕ
Método de CSU. 62**

Ángulo de ataque	$l/a = 4$	$l/a = 8$	$l/a = 12$
0°	1.0	1.00	1.0
15°	1.5	2.00	2.5
30°	2.0	2.75	3.5
45°	2.3	3.30	4.3
90°	2.5	3.90	5.0

Fuente: HEC-18. 1993

Se recomienda usar un valor de K_c igual a 1.1 considerando que el lecho tiende a ser plano durante crecientes.

El factor de corrección K_a disminuye la profundidad de socavación por acorazamiento del hoyo de socavación para materiales del lecho con D_{50} mayor o igual a 2 mm o D_{95} mayor o igual a 20 mm ($D_{50} \geq 0.002$ m o $D_{95} \geq 0.02$ m).

I-12. Criterios para adoptar K_a . 63

$D_{50} < 2 \text{ mm o } D_{95} < 20 \text{ mm}$	$K_a = 1.0$
$D_{50} \geq 2 \text{ mm y } D_{95} \geq 20 \text{ mm}$	$K_a = 0.4(V_R)^{0.15}$

Fuente: HEC-18. 2001

$$K_a = 0.4(V_R)^{0.15}$$

$$V_R = \left[\frac{V_1 - V_{icD50}}{V_{cD50} - V_{icD95}} \right] > 0$$

$$V_{icDx} = 0.645 \left(\frac{D_x}{a} \right)^{0.053} V_{cDx}$$

Donde:

V_R : Relación de velocidad

V_1 : Velocidad de aproximación inmediatamente aguas arriba del pilar (m/s)

V_{icDx} : Velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en el pilar para el tamaño D_x de las partículas de sedimento (m/s)

V_{icD95} : Velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en el pilar para el tamaño D_{95} de las partículas de sedimento (m/s)

V_{icD50} : Velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en el pilar para el tamaño D_{50} de las partículas de sedimento (m/s)

V_{cDx} : Velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño D_x del material del lecho (m/s)

V_{cD50} : Velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño D_{50} del material del lecho (m/s)

a : Ancho del pilar (m)

Además:

$$V_{CDx} = 6.19h^{1/6}D_x^{1/3}$$

Dx : Tamaño de la partícula de tal manera que el x por ciento del material del lecho es más fino. (m)

h : Profundidad del agua aguas arriba del pilar sin incluir la socavación local. (m)

Se debe tener en cuenta que el valor mínimo de Ka es 0.4.

b.3.2.1) Estimación de la socavación local en estribos

Existen algunos métodos para la determinación de la socavación local en estribos, entre ellos podemos mencionar: Liu, Chang y Skinner, Laursen, Artamonov, Froehlich, Hire y Melville. Sin embargo, la incertidumbre existente con relación a la aplicabilidad y a los resultados de las ecuaciones es mayor que para el caso de la socavación local en pilares. Todas las ecuaciones existentes tienen limitaciones de tipo práctico.

Por ejemplo, las ecuaciones han sido desarrolladas para cauces de lecho arenoso y no tienen en cuenta la posibilidad de acorazamiento.

Las ecuaciones para el cálculo de la socavación local en estribos se basan en información de laboratorio y muy poca información de campo existe para su verificación. Casi todas las ecuaciones dan como resultado valores muy conservadores de socavación debido a que consideran que el estribo está en el cauce principal formado por lechos aluviales y asumen que el caudal de agua obstruido es proporcional a la longitud del estribo, lo cual raramente ocurre en la realidad.

El especialista debe determinar la ecuación que mejor se ajusta a las condiciones de un puente en particular.

La socavación local en los estribos depende entre otros de la forma del estribo, las características del sedimento, la forma de la sección transversal, la profundidad del flujo en el cauce principal y en las márgenes, el caudal que es interceptado por el estribo y retorna al cauce principal, el alineamiento del cauce, el tiempo de duración de la creciente, etc., factores que no se reflejan debidamente en las ecuaciones existentes.

La socavación local en estribos puede ser en agua clara o en lecho móvil (vivo), dependiendo en muchos casos si el estribo se ubica en las márgenes o si está dentro del cauce principal.

La socavación local en estribos depende de la interacción del flujo obstruido por el estribo y el terraplén de la carretera y el flujo en el cauce principal. El caudal que retorna al cauce principal no es una función simple de la longitud de la estructura y es precisamente la longitud del estribo que se opone al paso del agua, el parámetro más importante que interviene en el cálculo de la profundidad de la socavación local. Socavación más severa ocurre cuando la mayor parte del flujo de las márgenes es obstruido y obligado a pasar abruptamente por la sección del puente. Menos socavación ocurre si el flujo obstruido en las márgenes regresa gradualmente al cauce principal en el puente.

Un método simple para determinar la longitud del estribo que se opone al paso del agua es superponer la estructura del puente a la del cauce aguas arriba y ver que tanto cada estribo obstruye el paso del agua. Esto resulta válido para puentes por construir, pero no es así cuando el puente ya está construido y el cauce natural está afectado por los terraplenes de acceso. En este caso, se recurre a comparar una sección de aguas arriba con la sección del puente, las que pueden ser diferentes en el ancho del cauce principal y estar afectadas por los terraplenes de aproximación, por lo que en vez de

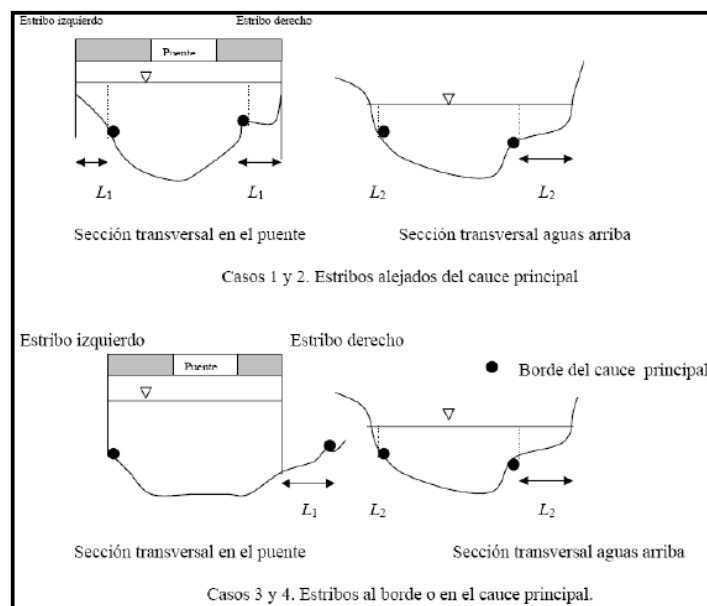
superponerlas mecánicamente, es mejor analizar el comportamiento real del flujo y determinar a criterio la dimensión real de obstrucción.

Para ello, hay que definir en el campo cuales son los extremos del cauce principal. Esto se determina por observación directa de cambios de pendiente en la sección transversal, cambios en el color del suelo o en la vegetación o cualquier otro indicio que lleve a diferenciar el cauce principal del cauce de inundaciones.

La Figura 14 ilustra algunos de los casos que se pueden presentar dependiendo de la ubicación del estribo y de los niveles de inundación tanto en la zona del puente como en la sección transversal aguas arriba.

- L1 : Longitud entre el borde del cauce principal y la pared del estribo (izquierdo o derecho)
- L2 : Longitud entre el borde del cauce principal y el punto de intersección del agua con la margen.
- L : Longitud del estribo que se opone al paso del agua.

Figura 16. Algunos casos de obstrucción de estribos



Fuente: HEC-18. 2001

Las longitudes se consideran positivas cuando se miden desde el borde del cauce principal hacia el exterior y negativas si se miden hacia el interior del cauce.

Caso 1: Estribo izquierdo, $L_1 \geq L_2$

$L = L_2 - L_1$, es negativo y por lo tanto el estribo no obstruye el paso del agua, se asume $L = 0$

Caso 2: Estribo derecho, $L_2 \geq L_1$

$L = L_2 - L_1$

Caso 3: Estribo izquierdo, $L_1 = 0$

$L = L_2$

Caso 4: Estribo derecho, L_1 negativo

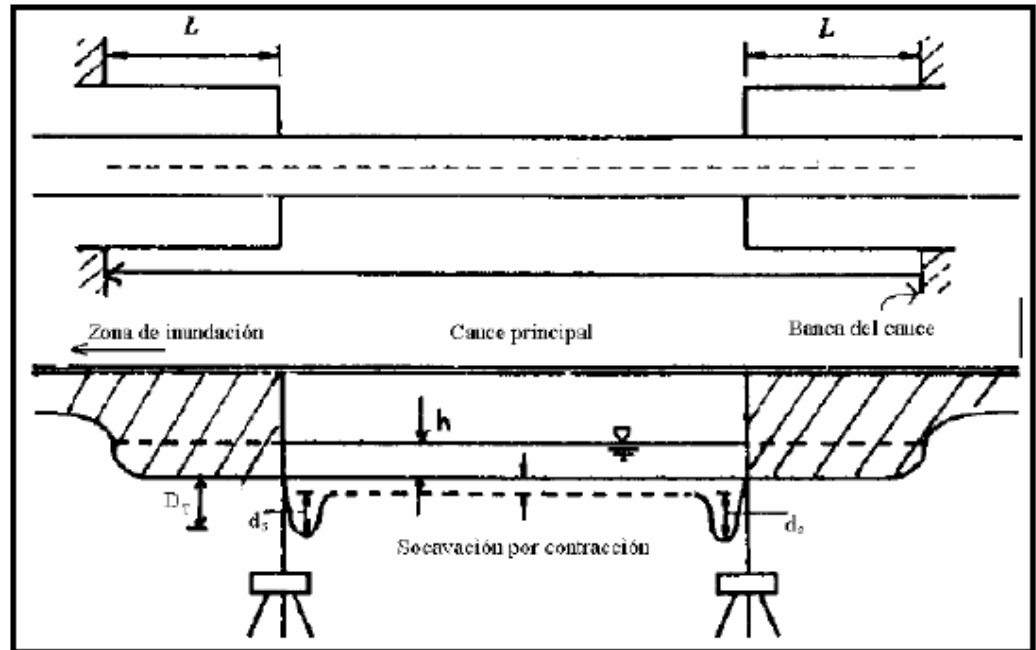
$L = L_2 - (-L_1)$

$L = L_2 + L_1$

b.3.2.1.1) Método de Liu, Chang y Skinner

El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional, realizada en 1961 y se aplica para las siguientes condiciones que se ilustran en la Figura 15.

Figura 17. Estribos que se prolongan hasta el cauce principal y no existe flujo en la zona de inundación



Fuente: HEC-18. 1993

Consideraciones:

- Socavación en lecho móvil.
- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal
- No existe flujo sobre las llanura de inundación
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ($L/h < 25$)
- Flujo subcrítico
- Lecho del cauce arenoso
- Las ecuaciones debe ser ajustadas por un factor de corrección K para considerar el ángulo de ataque del flujo (Ecuación 123).
- Los valores de las profundidades de socavación deben ser incrementados en un 30% cuando se presentan dunas en el cauce de aproximación al estribo.
- Si existe lecho plano o lecho con antidunas, las ecuaciones deben aplicarse tal como se exponen a menos que las antidunas

ocurran en el estribo, caso para el cual la profundidad de socavación debe incrementarse en un 20%.

$$\frac{y_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h} \right)^{0.4} Fr^{0.33}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Donde:

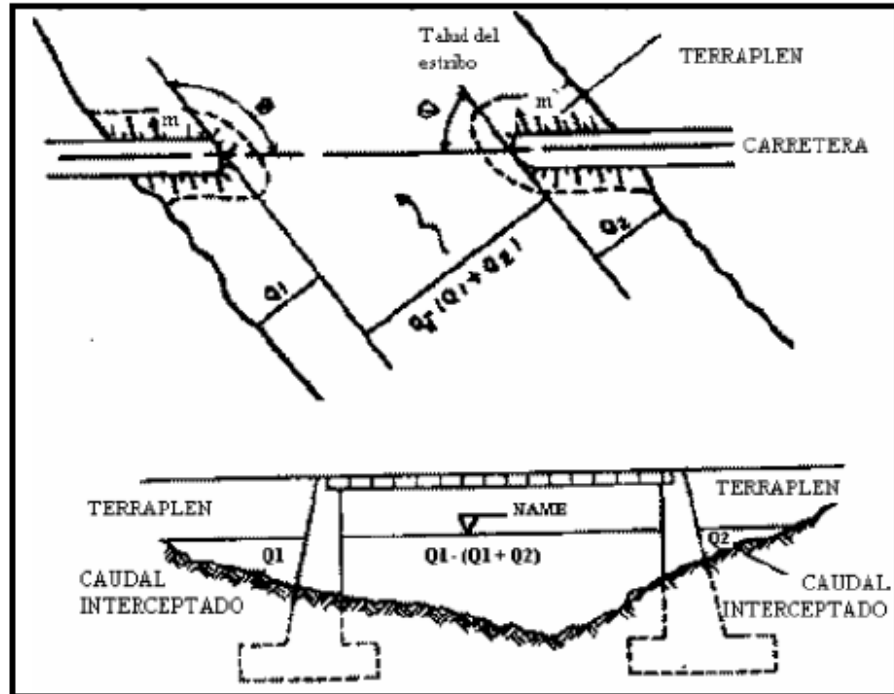
- y_s : Profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hoyo de la socavación (m)
- h : Profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal (m)
- L : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua (m)
- Fr : Número de Froude en la sección de aguas arriba
- V : Velocidad media del flujo aguas arriba
- K_f : Coeficiente de corrección por forma del estribo. Es igual a 1.10 para estribos con pared inclinada hacia el cauce y 2.15 para estribos con pared vertical.

b.3.2.1.2) Método de Artamonov

Este método permite determinar no solamente la profundidad de socavación que se produce al pie de estribos sino también al pie de espolones o espigones. Depende de los siguientes factores:

- Porción de caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente.
Q1 o Q2 (ver Figura 16).
- Talud que tienen los lados del estribo (mH:1.0V)
- Ángulo entre el eje longitudinal del puente y la corriente (θ).

Figura 18. Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov



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

$$H_T = K_\phi K_\Omega K_m h$$

Donde:

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

K : Coeficiente que depende del ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal del puente (Ver Tabla I-13).

K_Q : Coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo Q_1 o Q_2 y el caudal total Q_d que escurre por la sección transversal. (Ver Tabla I-14)

K_m : Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo (Ver Tabla I-15).

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

I-13. Coeficiente de corrección K_θ . 71

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

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

I-14. Coeficiente de corrección K_Q . 71

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

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

I-15. Coeficiente de corrección K_m . 71

Talud m	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
K_m	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

$mH:1V$

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

La siguiente ecuación se usa cuando el puente no está sesgado respecto al flujo ($\theta = 90^\circ$) y la pared de los estribos es vertical:

$$H_T = K_Q h$$

b.3.2.1.2) Método de Laursen

Laursen propuso dos ecuaciones basándose en el razonamiento sobre el cambio en las relaciones de transporte debido a la aceleración del flujo causada por el estribo, una para socavación en lecho móvil y otra para socavación en agua clara aplicables para las siguientes condiciones (HEC-18, 1993):

- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal.
- Estribos con pared vertical.
- No existe flujo sobre las llanuras de inundación.
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua

$$(L/h < 25).$$

- Las ecuaciones dan profundidades de socavación máximas e incluyen los efectos de la socavación por contracción, por lo que para estas ecuaciones no se debe incluir el efecto de la contracción del cauce para obtener la socavación total.
- Se recomienda que las ecuaciones se apliquen para valores máximos de y_s/h igual a 4.0.
- Las ecuaciones dadas por Laursen se resuelven por tanteos.
- Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección $K\theta$ para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo, (Ecuación 111).

Socavación en lecho móvil

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[\left(\frac{y_s}{11.5h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$$

Socavación en agua clara

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[\left(\frac{\left(\frac{y_s}{11.5h} + 1 \right)^{7/6}}{\left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.5}} \right) - 1 \right]$$

Donde:

h : Profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal.

L : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua.
Esfuerzo cortante en el lecho hacia aguas arriba del estribo.

c : Esfuerzo cortante crítico para D50 del material del lecho aguas arriba.

Las dos ecuaciones anteriores son aplicables para estribos con pared vertical por lo que las profundidades de socavación resultantes deben afectarse por un factor de corrección $f K$ para tener en cuenta el efecto de otras formas.

Kf : 0.9 para estribos con aleros inclinados 45°, 0.8 para estribos con pared inclinada hacia el cauce.

b.3.2.1.3) 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.

a) 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.

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

Donde:

- 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. Tabla N° 27, Figura N° 23.
- K : Coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo, Figura N° 24.
- L : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo (m).
- Fr_e : Número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

I-16. Coeficiente por forma del estribo K_f . Método de Froehlich. 74

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

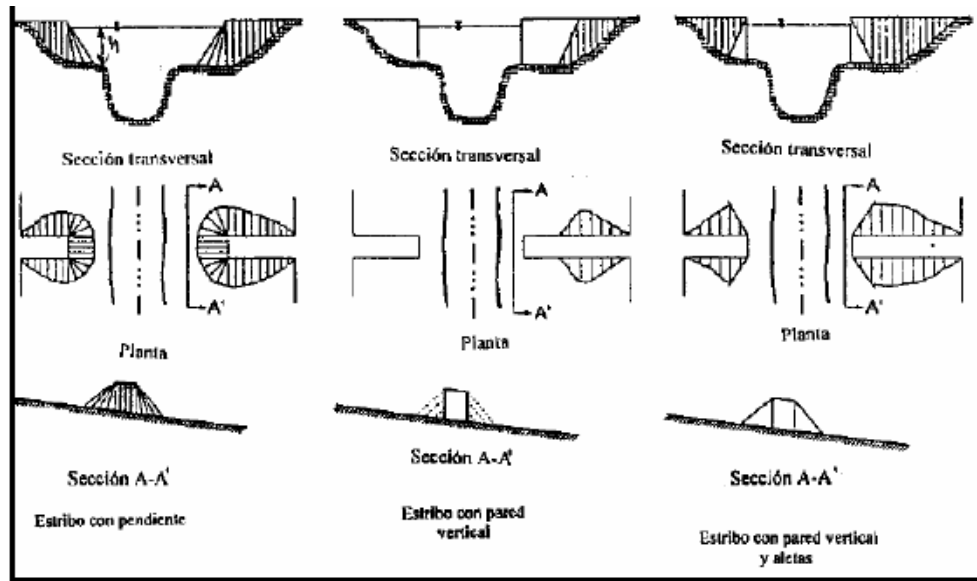
Fuente: HEC-18. 1993

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

Donde:

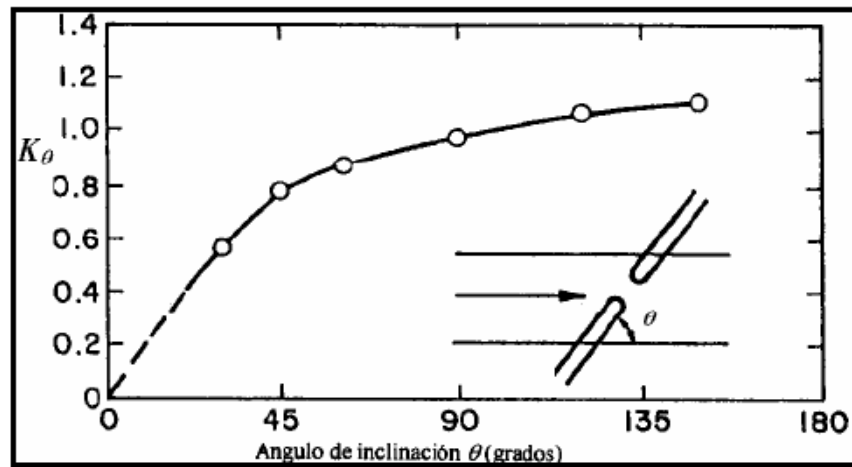
- Ángulo de inclinación del estribo. (Figura N° 19)
- (90°) , si el estribo está inclinado hacia aguas abajo
- (90°) , si el estribo está inclinado hacia aguas arriba

Figura 19. Formas comunes de estribos. Método de Froehlich



Fuente: HEC-18. 1993

Figura 20. Factor de corrección K_θ . Método de Froehlich



Fuente: HEC-18. 1993

$$h_e = A_e/L$$

$$F_{re} = \frac{V_e}{\sqrt{gh_e}}$$

$$V_e = \frac{Q_e}{A_e}$$

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)

b) 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 $D_{50} \leq 7.6 \text{ cm}$ 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.

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

$$\sigma_g = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}} \right)^{0.5}$$

Donde:

σ_g : Desviación estándar geométrica del material.

Nota: El número 1 al final de las dos ecuaciones propuestas por Froehlich es un factor de seguridad que hace que las ecuaciones predigan profundidades de socavación mayores que aquellas medidas por experimentos. Este factor de seguridad debe ser usado en el diseño.

b.3.2.1.3) Método de Melville

B. W. Melville propuso un método basándose en el análisis dimensional y desarrollo de relaciones entre parámetros dimensionales usando líneas de mejor ajuste de datos provenientes de ensayos de laboratorio realizados en la Universidad de Auckland en Nueva Zelanda, (Melville B. W., 1992).

El método no ha sido verificado en campo y no considera al igual que en otros casos efectos debidos a la no rectangularidad del cauce, irregularidades en el lecho, flujo sobre las planicies de inundación durante las crecientes, ni distribución no uniforme del flujo lateral.

Esto hace que el método de valores de profundidades de socavación muy grandes especialmente cuando los estribos son muy largos. Además, no considera los efectos del tamaño ni de la gradación del sedimento, por lo que puede resultar muy conservador para tamaños grandes y sedimentos bien graduados. Tampoco considera el caso de estribos en suelos cohesivos.

B. W. Melville considera los casos de estribos cortos y largos y propone las siguientes ecuaciones de tipo general:

- Estribos Cortos

Cuando la longitud del estribo y zonas de aproximación que se oponen al paso del flujo es menor que la profundidad del flujo ($L < h$).

Se ha demostrado en laboratorio que para estribos cortos el modelo de flujo que causa la socavación no cambia con relación a la profundidad del flujo y que por lo tanto la profundidad de socavación es función principalmente de la longitud del estribo.

$$\frac{y_s}{L} = K_i K_h K_D K_\sigma K_f K_\theta K_g$$

- **Estribos Largos**

Cuando la longitud del estribo y zonas de aproximación que se oponen al paso del flujo es mayor a 25 veces la profundidad del flujo. ($L > 25h$).

La información obtenida en laboratorio confirma que para estribos largos la profundidad de socavación local depende de la profundidad de flujo.

$$\frac{y_s}{h} = K_i K_h K_D K_\sigma K_f K_i K_\theta K_g$$

Donde:

y_s : Profundidad de socavación (m)

L : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del flujo (m)

h : Profundidad del flujo al pie del estribo (m)

K_i : Factor de corrección por intensidad del flujo que tiene en cuenta la velocidad del flujo y la velocidad crítica para inicio del movimiento del sedimento.

K_h : Factor de corrección por profundidad del flujo.

K_L : Factor de corrección por longitud del estribo.

K_D : Factor de corrección por tamaño del sedimento.

K_σ : Factor de corrección por gradación del sedimento.

K_f : Factor de corrección por forma del estribo.

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

K_g : Factor de corrección por la geometría del cauce de aproximación.

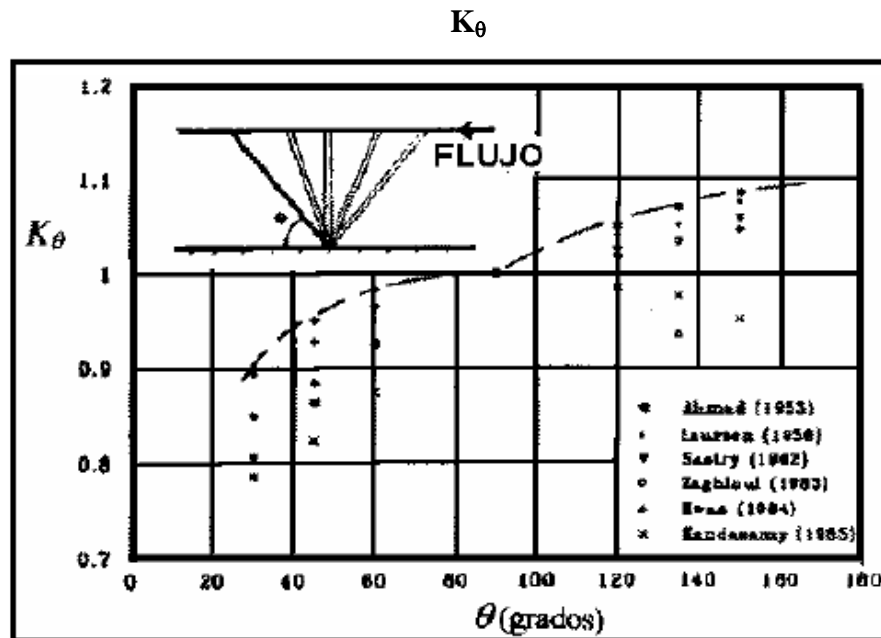
La Tabla I-17 incluye los factores de corrección por forma del estribo en la cual el estribo de pared vertical se ha tomado como referencia. La Figura 19 presenta los valores del coeficiente K_θ para diferentes ángulos de ataque del flujo.

I-17. Valores del factor de corrección K_f . 79

Forma del estribo	K_f
Estribo de pared vertical angosta	1.00
Estribo de pared vertical con punta semicircular.	0.75
Estribo con aletas a 45°	0.75
Estribo de pared inclinada (H:V)	
0.5:1.0	0.60
1.0:1.0	0.50
1.5:1.0	0.45

Fuente: Melville, W. B. (1992)

Figura 21. Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo



Fuente: Melville, W. B. (1992)

$K_L = 10$, para estribos largos.

$K_h = 2$, para estribos cortos.

$K_i = 1$, considerando que las mayores profundidades de socavación ocurren bajo condiciones de lecho móvil.

Los datos encontrados por W. B. Melville para tener en cuenta la influencia del tamaño y la gradación del sedimento son inconsistentes por lo que sugiere que para propósitos prácticos K_D

y K sean tomados igual a 1.0. Esto significa que las profundidades de socavación obtenidas se aplican para sedimentos uniformes.

Existe algo de información sobre la influencia de la geometría del cauce de aproximación sobre la profundidad de socavación pero más investigación se requiere para poderlo cuantificar debidamente. Por lo tanto, B. W. Melville (1992), sugiere que en principio K_g se considere igual a 1.0, lo que implica que la profundidad de socavación en un cauce único sería igual a la profundidad de socavación en un estribo localizado en un cauce compuesto. Este valor es muy conservador especialmente para el caso de estribos largos.

Conclusiones al Método de Melville

Finalmente, considerando todas las limitaciones en la cuantificación de ciertos factores existentes hasta la fecha de realización de las investigaciones, B. W. Melville, propone las siguientes ecuaciones de diseño que corresponden a envolventes de los datos de laboratorio.

Por las razones anteriores, los resultados de su aplicación son bastante conservadores.

- Estribos cortos ($L < h$)

$$y_s = 2KfL$$

$$y_s \text{ máx} = 2L$$

Las anteriores ecuaciones consideran que el ángulo de ataque del flujo pierde importancia para el caso de estribos cortos.

- Estribos de longitud intermedia ($h \leq L \leq 25h$)

En este caso, la forma y la longitud del estribo, el ángulo de ataque y la profundidad de flujo, tienen importancia sobre la profundidad de socavación, tal como reflejan las siguientes ecuaciones:

$$y_s = 2K_f^*K_g^*(hL)^{0.5}$$

$$K_f^* = K_f, \text{ para } L \leq 10h$$

$$K_f^* = K_f + (1 - K_f)(0.1) \left(\frac{L}{h}\right) - 1.5, \text{ para } 10h < L < 25h$$

$$K_f^* = 1.0, \text{ para } L \geq 25h$$

$$K_0^* = K_0, \text{ para } L \geq 3h$$

$$K_0^* = K_0 + (1 - K_0)(1.5 - 0.5) \left(\frac{L}{h}\right), \text{ para } 1h < L < 3h$$

$$K_0^* = 1.0, \text{ para } L \leq h$$

- **Estribos largos (L > 25h)**

$$y_s = 10K_0h$$

$$y_s \text{ máx} = 10h$$

Las ecuaciones anteriores consideran que la forma del estribo pierde importancia cuando el estribo es largo.

b.3.2.1.4) Método HIRE

HEC-18 (1993), incluye otra ecuación desarrollada a partir de datos del Cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos para la socavación que se produce en la punta de los espigones o espolones construidos en el río Mississippi. La ecuación HIRE es por lo tanto aplicable cuando el estribo penetra en el cauce principal.

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

Donde:

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)

Fr : 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. Tabla I-17.

K : Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo.

(Ecuación 123).

Finalmente en la Tabla I-18 se presenta un resumen de las metodologías usualmente utilizadas en nuestro medio para la estimación de la socavación general, socavación por contracción y socavación local en estribos y pilares.

I-18: Fórmulas para el cálculo de la socavación general, por contracción y local en estribos y pilares. 82

MÉTODO Y FECHA	ECUACIÓN	TIPO DE SOCAVACIÓN	CONSIDERACIONES
Velocidad Crítica y Agua Clara	$V_{cr} = 21 \left(\frac{Rh}{D_{50}} \right)^{1/6} \sqrt{0.056 \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} D}$ <p>Vcr: Velocidad crítica en la sección, m/s. Rh: Radio hidráulico en la sección, m. D50: Diámetro correspondiente al 50%, m. D: Diámetro característico del lecho, m.</p>	Socavación general	Este método utiliza el criterio del principio de movimiento de un fondo granular bajo una corriente permanente, igual al criterio de Shields y la hipótesis de agua clara, es decir que la corriente no transporta sedimentos.
Lischvan Lebediev	<p>a) Para suelos granulares:</p> $H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \varphi D_m^{0.28}} \right]^{1/2}$ <p>b) Para suelos cohesivos:</p> $H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \varphi \gamma_s^{0.18}} \right]^{1/2}$ <p>Hs-h: Profundidad de socavación, m. h: Tirante de agua, m. Dm: Diámetro característico del lecho, m. B, μ, φ: Factores.</p>	Socavación general incluyendo contracción por efecto del puente.	Método propuesto por Lischvan – Lebediev, se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente y la velocidad media erosiva.
Straub	$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.640} h_1$ <p>Hs-h1: Profundidad de socavación, m. 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 flujo, m.</p>	Socavación por efecto de sección contraída	Desarrollada para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el lecho debido a una reducción en su sección transversal.
Laursen (1995)	<p>a) Socavación por contracción en lecho móvil:</p> $\frac{H_s}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{0.6} \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.4}$ <p>Hs-h2: Profundidad media de socavación por</p>	Socavación	Considera los casos de socavación por efecto de contracción en lecho móvil o en agua clara. Es el método mas usado en los EUA(HEC-18, 1993, 1995)

Fuente: HEC-18

Diseño del enrocado

Para el diseño del enrocado existen varios métodos, en esta sección se presentarán algunos métodos para el cálculo del tamaño de la piedra de protección.

1) Método de Maynord

Maynord propone las siguientes relaciones para determinar el diámetro medio de las rocas a usarse en la protección.

$$d_{50} = C_1(yF^3)$$

$$F = C_2\left(\frac{V}{\sqrt{gy}}\right)$$

Donde:

d_{50} : Diámetro medio de las rocas

y : Profundidad de flujo

V : Velocidad media del flujo.

F : Número de Froude

C_1 y C_2 : Coeficientes de corrección.

Los valores recomendados de C_1 y C_2 se muestran a continuación:

$$C_1 \begin{cases} 0.28 & \text{Fondo plano} \\ 0.28 & \text{Talud } 1V:3H \\ 0.32 & \text{Talud } 1V:2H \end{cases}$$

$$C_2 \begin{cases} 1.5 & \text{Tramos en curva} \\ 1.25 & \text{Tramos rectos} \\ 2.0 & \text{Extremos de espigones} \end{cases}$$

2) Método del U. S. Department of Transportation

Este método propone las siguientes relaciones para el cálculo del diámetro medio de las rocas.

$$d_{50}^1 = \frac{0.001V^3}{\gamma^{0.5}K_1^{1.5}}, \text{ en sistema inglés}$$

$$K_1 = \left[1 - \left(\frac{\text{sen}^2\theta}{\text{sen}^2\phi} \right) \right]^{0.5}$$

$$C = C_{sg}C_{sf}$$

$$C_{sg} = \frac{2.12}{(\gamma_s - 1)^{1.5}}$$

$$C_d = \left(\frac{FS}{1.2} \right)^{1.5}$$

$$d_{50} = Cd_{20}^l$$

Donde:

d_{50} : Diámetro medio de las rocas

V : Velocidad media del flujo.

Y : Profundidad de flujo

K_1 : Factor de corrección

C : Factor de corrección

Peso específico del material del enrocado

FS : Factor de seguridad

En la Tabla I-19 se muestra los valores del factor de seguridad FS .

I-19. Selección del factor de seguridad. 84

CONDICION	RANGO DEL FS
Flujo uniforme, tramos rectos o medianamente curvos (radio de la curva/ancho del cauce > 30). Mínima influencia de impacto de sedimentos y material flotante.	1.0 – 1.2
Flujo gradualmente variado, curvatura moderada (10 < radio de la curva/ancho del cauce < 30). Moderada de impacto de sedimentos y material flotante.	1.3 – 1.6
Flujo rápidamente variado, curvas cerradas (radio de la curva/ancho del cauce < 10), flujos de alta turbulencia, flujo de turbulencia mixta en estribos de puentes. Efecto significativo de impacto de sedimentos y material flotante.	1.6 – 2.0

Fuente: HEC-

3) Método del Factor de Seguridad

El método de factor de seguridad se deriva sobre la base de los conceptos de momentos alrededor de un punto de apoyo de una roca que se apoya en otra.

3.1) Enrocado para el talud

Para el cálculo del tamaño del fragmento de roca según el método del factor de seguridad se tiene las siguientes ecuaciones:

$$V_d = (\alpha V_1^2 + 2g\Delta h)^{0.5}$$

Donde:

V_d : Velocidad del flujo en las inmediaciones del estribo

V₁ : Velocidad aguas arriba del puente

G : Aceleración de la gravedad

Luego de obtener la velocidad V_d, se procede a obtener la velocidad de referencia V_r y el ángulo de las líneas de corriente λ a partir del cociente de la pérdida del nivel de agua con respecto a la longitud del estribo en base a los gráficos de Lewis (Richardson, 1990).

Con la velocidad de referencia V_r y el ángulo, se procede a obtener los parámetros dados en las siguientes relaciones:

$$\eta_0 = \frac{0.3V_r^2}{(S_s - 1)gd_{50}}$$

$$\beta = \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(\lambda)}{\frac{2 \operatorname{sen} \theta}{\eta_0 \tan \theta} + \operatorname{sen}(\lambda)} \right\}$$

$$\eta_1 = \eta_0 \left(\frac{1 + \operatorname{sen}(\lambda + \beta)}{2} \right)$$

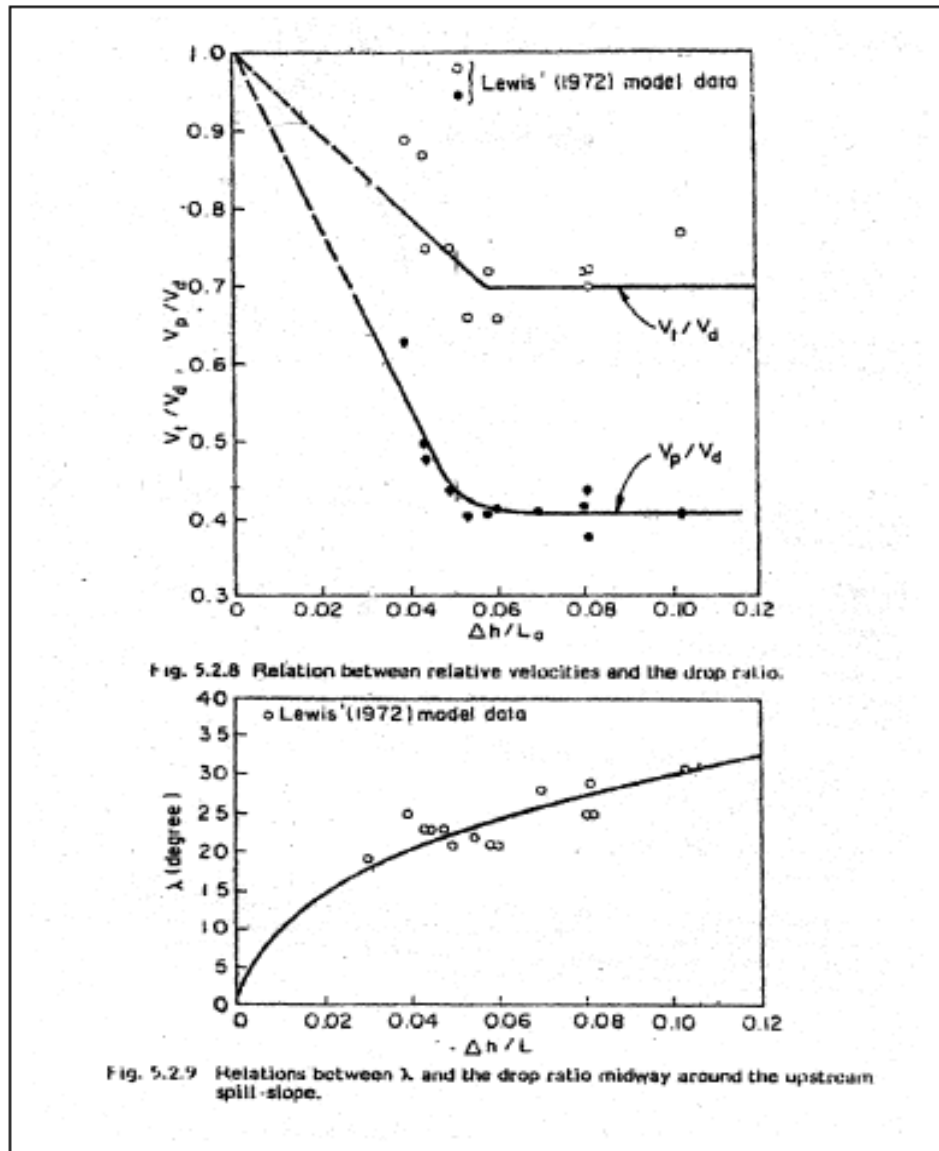
Donde:

V_r : Velocidad de referencia

S_s : Gravedad específica de la partícula se asume igual a 2.65

d_{50} : Diámetro medio de las rocas

Figura 22. Gráficos de Lewis



Fuente: separatas proporcionadas por el Dr. Kuroiwa, Z.J., 1996

Luego de obtener los parámetros anteriores, se procede a calcular de manera iterativa el factor de seguridad hasta alcanzar el valor de diseño de enrocados que es aproximadamente 1.5, mediante la siguiente ecuación:

$$SF_0 = \frac{\cos \theta \tan \phi}{\eta_1 \tan \phi + \text{sen } \phi \cos \beta}$$

3.2) Enrocado para pie de talud

En el pie de talud, el ángulo es aproximadamente igual a cero, debido a que el lecho del río fuerza a las líneas de corriente a discurrir en forma paralela al mismo.

Haciendo, las relaciones anteriores se simplifican:

$$\eta_0 = \frac{0.3 V_r^2}{(S_s - 1)gd_{50}}$$

$$\beta = \tan^{-1} \left\{ \frac{\eta_0 \tan \phi}{2 \text{sen } \theta} \right\}$$

$$\eta_1 = \eta_0 \left(\frac{1 + \text{sen } \beta}{2} \right)$$

$$SF_0 = \frac{\cos \theta \tan \phi}{\eta_1 \tan \phi + \text{sen } \phi \cos \beta}$$

3.3) Diseño del filtro

En esta sección se tratará acerca del filtro de material granular, el cual se coloca como un “cama de apoyo” entre el material base y el enrocado, es una grava que previene el flujo a través de los intersticios del enrocado.

La función del filtro es no permitir la migración de finos del material subyacente (material base) ni pasar a través de la capa superior (enrocado), para asegurar esto, se deben cumplir las siguientes relaciones:

$$\frac{d_{15} (Filtro)}{d_{85} (Base)} < 5 < \frac{d_{15} (Filtro)}{d_{15} (Base)} < 40$$

Además

$$\frac{d_{50} (Filtro)}{d_{50} (Base)} < 40$$

Asimismo, existen filtros constituidos por geotextil cuyas especificaciones se presentan en las Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras (EG 2000) aprobadas por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Gaviones

Los gaviones son cajas de alambre galvanizado armadas in situ y se rellenan con piedras, usualmente obtenidas del lecho del río. Con la superposición de estos elementos se logra la conformación de muros tipo gravedad de características permeables y flexibles. Dentro de las ventajas de este tipo de elemento de protección, se menciona que resulta una buena solución en lugares donde no existe o resulta muy costoso la explotación, traslado y colocación de fragmentos de roca para los enrocados. Asimismo, se indica que requieren de filtros para evitar pérdida de sustrato y hundimiento.

El estudio hidráulico y características geomorfológicas del río en estudio, incidirá en la decisión para seleccionar este tipo de elemento de protección, teniendo presente que una de las principales desventajas que presentan los gaviones, es su vulnerabilidad a golpes, corrosión, oxidación, abrasión, etc, y a los ataques del factor humano que sustraen los alambres, lo cual se da en ocasiones en zonas cercanas a centros poblados.

Como recomendaciones generales para el dimensionamiento de gaviones, desde el punto de vista hidráulico, se tienen las siguientes consideraciones:

- El tamaño de las piedras debe ser suficientemente grandes y homogéneas para que no produzcan pérdidas de material a través de las mallas de los gaviones, recomendándose en lo posible, piedras de tamaño nominal 1.5 veces el tamaño mínimo de la abertura de la malla.
- Las piedras deben seleccionarse, tamizarse y limpiarse antes de rellenar las cajas de gaviones.
- La altura del muro de gaviones debe ser mayor que el nivel de avenida esperado.
- La sección transversal del muro de gaviones debe ser estable.
- El muro de gaviones debe contar con un colchón antisocavante que se extienda horizontalmente sobre la orilla una distancia mínima de 1.5 veces la profundidad de socavación esperada.

Protección de pilares

La solución más común para la protección de pilares de puentes frente a la erosión, es la colocación de mantos de escollera alrededor del pilar. Dentro de las ventajas, se tiene que es una medida de protección eficaz y versátil, y ofrece facilidad de reposición o flexibilidad por reacomodo de sus elementos ante una erosión imprevista.

Como recomendaciones generales para el dimensionamiento de mantos de escollera, desde el punto de vista hidráulico, se tienen las siguientes consideraciones:

- La colocación del manto de escollera debe efectuarse por lo menos hasta la profundidad que alcanza la socavación general y por contracción y en lo posible hasta una profundidad de tal manera que no se desarrolle la socavación local.
- Para realizar el dimensionamiento de los fragmentos de roca a usar en la escollera existen varios métodos, en el presente Manual se describirá el método de Maza Alvarez y el método del HEC-18.

- La escollera de protección debe contar por lo menos de dos capas de material y deberá estar provisto de un filtro para evitar que el sustrato ascienda entre los intersticios de las rocas.
- La disposición del manto de escollera puede ser efectuado de dos maneras, la primera cubriendo todo el pilar o solamente en el extremo aguas arriba de cada pilar.
- Extender el ancho de la escollera al menos 2.5 veces el ancho del pilar, medido desde la cara externa del pilar en forma de aureola alrededor de éste.
- Previa evaluación, se recomienda realizar trabajos de mantenimiento y reparación del manto de escollera, luego del paso de avenidas.

b.1) Método de Maza Alvarez (1989)

La siguiente expresión puede ser usada para encontrar el tamaño de la roca.

$$D_m = \frac{135 V}{\gamma_s^{1.03} (y^{1/(2+y)} - 0.15 V)}$$

Donde:

D_m : Diámetro medio de la roca (m)

V : Velocidad media del flujo ($V < 4.5\text{m/s}$)

Y : Tirante de flujo (m)

s : Peso específico del material de protección (Kg/m^3)

b.2) Método propuesto en HEC-18 (1993)

Según HEC-18 (1993), el enrocado no es una medida permanente para proteger pilares contra socavación y no debe ser empleado para puentes en construcción, ya que las nuevas estructuras deben proyectarse para ser estables. La siguiente ecuación se usa para encontrar el tamaño de la roca de protección.

$$D_{50} = \frac{0.692 (KV)^2}{2g (G_s - 1)}$$

Donde:

D50 : Diámetro medio de la roca (m)

K : Coeficiente de forma del pilar

(K = 1.5 para pilares con nariz redondeada, K = 1.7 para pilares con nariz rectangular)

V : Velocidad de flujo sobre el pilar (m/s)

g : Aceleración de la gravedad (m/s²)

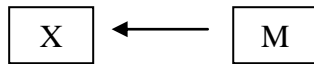
G_s : Densidad relativa de la roca, usualmente 2.65.

Para determinar la velocidad sobre el pilar cuando no se tengan valores puntuales, la velocidad media del cauce ($V_m = Q / A$) se multiplica por un coeficiente que va desde 0.9 para pilares ubicados próximos a las llanuras de inundación en ríos rectos hasta 1.7 para pilares próximos a la curvatura externa del río.

CAPITULO II: MATERIAL Y METODOS

2.1 Población y Muestra

El diseño de la investigación a utilizarse será la descripción, presentado por el siguiente esquema:



Dónde:

X : Alternativas de solución

M : Realidad de la zona.

Metodología:

Método: Inductivo.

Técnicas:

- Toma de datos.
- Registros y procedimientos de datos.

Instrumentos:

Programas

Microsoft Word	:	Procesador de datos.
Microsoft Excel	:	Procesador de datos numéricos.
Auto CAD 2013	:	Elaboración de planos.
Auto Civil 3D 2013	:	Topografía.
HEC HMS	:	Modelamiento hidrológico.
HEC RAS	:	Modelamiento hidráulico.

El procedimiento a seguir en el Modelamiento Hidrológico es el siguiente:

Recopilación de la información cartográfica e hidrometeorológica.

Revisión de información existente.

Análisis de consistencia de la información.

Estudio de cuencas.

- Análisis estadístico de precipitaciones.
- Determinación de la intensidad la lluvia.
- Determinación de periodos de concentración.
- Cálculo de las descargas máximas en los lugares requeridos.

2.2 Revisión de información existente.

La primera fase es la ubicación de las estaciones que tienen influencia sobre las cuencas de drenaje de los puentes en estudio.

Sólo el puente Maygasbamba, que tiene la estación hidrográfica en uno de sus estribos, nos proporciona información directa y real, pero es de poca extensión.

Se establecen los periodos de retorno para cálculo de niveles de superficie de agua en 100 años y para cálculo de socavación en 500 años.

2.3 Análisis de la información pluviométrica existente.

La influencia sobre las cuencas de drenaje de los puentes en estudio se determinará por el método de Polígonos de Thiessen.

2.4 Estudio de cuencas

El estudio de cuencas se tomará en cuenta las características geográficas de las cuencas, así como los tipos de suelos predominantes, el grado de cobertura vegetal, la presencia de cuerpos de agua, etc. Toda esta información sirve para caracterizar las cuencas de drenaje de los puentes en estudio.

2.5 Análisis Estadístico de Precipitaciones

2.5.1 Aplicación de la distribución de Frecuencias

Para el cálculo de la precipitación probable (Distribución Normal, Distribución Gumbel Distribución Log Normal de 2 Parámetros, Distribución Log Normal de 3 Parámetros y Distribución Log Pearson III) se aplicara el software: HIDROESTA.

2.5.2 Prueba de bondad de ajuste:

Para la aplicación del análisis estadístico a una serie de datos de precipitaciones se requiere hallar la distribución teórica de mejor representante (ajuste) nuestros datos históricos. Para tal fin se dispone de muchos métodos de ajuste de entre los más usados tenemos:

Análisis gráfico

Test de Kolmogorov - Smirnov.

Test de Chi - Cuadrado X².

2.5.3 Determinación de la Intensidad de lluvia.

Las intensidades se obtienen utilizando la expresión de Dyck y Peschke (1978). Esta relación permite estimar la precipitación PD para cualquier duración D (en minutos) y en función de la precipitación máxima en 24 horas.

$$P_D = P_{24h} \left(\frac{D}{1440} \right)^{0.25}$$

Como ya se cuenta con la duración de la tormenta, se divide la precipitación entre la duración y se obtiene la intensidad, es un método fácil y que se puede aplicar a la zona en estudio.

Los resultados se presentaran en gráficos indicando la relación Precipitación – Intensidad utilizada para el presente estudio para las estaciones pluviométricas:

2.5.4 Determinación del Tiempo de concentración

Una de las variables que caracteriza la escorrentía superficial es el tiempo de concentración. El tiempo de concentración mide el tiempo que se necesita para que toda la cuenca contribuya con escorrentía superficial. Para su determinación se ha calculado por medio de 3 métodos y se usa el promedio aritmético de los tiempos de concentración. A continuación se presenta las fórmulas empleadas:

Fórmula de Kirpich:

$$T_c = 0.06628 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Dónde:

T_c = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud de cauce en kilómetros.

S = Pendiente en m/m

A = Área en kilómetros cuadrados km².

D = Duración de la lluvia (horas)

Formula de Bramsby & Williams:

$$T_c = 0.2433 \left(\frac{L}{A^{0.1} S^{0.2}} \right)$$

Dónde:

T_c = Tiempo de concentración en horas hrs.

L = Longitud del cauce en kilómetros km.

S = Pendiente en m/m

A = Área de la cuenca en kilómetros cuadrados km²

Fórmula del US Corps of Engineers:

$$T_c = 0.3 \frac{L^{0.76}}{S^{0.19}}$$

Dónde:

T_c = Tiempo de concentración en horas hrs.

L = Longitud del cauce en kilómetros km.

S = Pendiente en m/m

En la siguiente etapa del proyecto se deberá determinar los caudales de diseño, de acuerdo a los análisis efectuados los métodos de diseño se clasifican de acuerdo a las dimensiones de la cuenca en estudio y el tipo de estructura a diseñar, tal como se indica en la siguiente tabla:

II-1. Caudales de diseño según dimensiones de cuencia y tipo de estructura. 96

Área de Cuenca (Km ²)	Método de cálculo	Estructura a diseñar
< 0.30	Racional	Alcantarillas
[0.30 – 2.50>	Racional	Pontones y Badenes
[2.50 – 50.0>	S.C.S.	Pontones, Badenes y Puentes

Fuente: elaborado por las autoras.

Para el presente estudio el método a usar es el S.C.S.

2.5.5 Determinación de los caudales de diseño

En el presente estudio hidrológico para la determinación de los Caudales Máximos en las cuencas identificadas se empleará los procedimientos de Precipitación – Escorrentia.

Este método es válido para cuencas medianas $2.5 \text{ km}^2 < \text{Área}$. Para lo cual se utilizara el Software HEC - HMS Hydrologic Modeling System Versión 3.2 del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos donde se utilizó las siguientes opciones:

El procedimiento a seguir en el Modelamiento Hidráulico es el siguiente:

Conociendo el caudal de diseño se deben determinar las características hidráulicas del flujo a su paso a través de la sección de cruce y de algunas secciones aguas arriba y aguas abajo de este cruce. Para ello se usará del programa de cómputo Hec - Ras versión 3.1.3 River Análisis System de la U.S. Army Corps of Engineers y fórmulas planteadas por investigadores tales como, Froehlich, Laursen, Lischtvan-Lebediev, Blench, Lacey, etc. para la determinación de la socavación en el lecho del río.

2.5.6 Características hidráulicas de la zona en estudio

Con el objeto de calcular las características hidráulicas del área de estudio se realizará las siguientes actividades: Visita de campo a la zona del estudio y estudios Topográficos con fines de establecer las características geométricas e hidráulicas del cauce, pendientes longitudinales de fondo y de superficie de agua, y propiedades del material de cauce.

El coeficiente de rugosidad de Manning se determinara mediante el Método de Cowan

Con estos datos, se ingresara al modelo hidráulico escogido. La realización del cálculo hidráulico con el programa HECRAS comprenderá los siguientes pasos:

- Modelamiento de la topografía de los ríos y de sus características hidráulicas mediante la digitalización de las secciones transversales.
- Ingreso de las rugosidades (coeficientes de Manning).
- Luego se procede a la asignación de caudales de diseño.
- Finalmente se ejecutará el software para la condición de flujo supercrítico y para flujo subcrítico.

De los planos del levantamiento topográfico de las zonas de estudio, se obtendrán secciones transversales desde un mínimo de 300 m aguas arriba hasta 300 metros aguas abajo de los puentes.

Una vez ingresadas las secciones transversales y el coeficiente de rugosidad del cauce, al programa de cómputo Hec Ras v 3.1.3 se determinará el nivel de agua máximo en cada sección para los caudales establecidos de los puentes, se colocarán secciones de control y se determinara la luz que no produzca flujo en contracción y si es el caso de que los puentes producen contracción del flujo se calculara la socavación local,. Las secciones transversales nos indican los niveles de agua alcanzados en cada una de ellas. Los resultados

serán presentados en tablas conteniendo variables hidráulicas de las secciones transversales

2.5.7 Determinación de la profundidad de erosión.

Con los resultados de la granulometría del lecho de los ríos se calculará el diámetro medio de las partículas.

Para los efectos del cálculo de socavación sea general y local se utilizará varios métodos comúnmente usados en el dimensionamiento de puentes e indicadas en fundamentación teórica de la investigación.

Los resultados serán presentados en cuadro resumen, distinguiendo la socavación general y local; así como secciones transversales donde se muestren las mismas.

CAPITULO III: RESULTADOS

3.1 HIDROLOGÍA

III-1. Estaciones Pluviométricas de Precipitaciones Máximas en 24 horas (mm). Tomado del Estudio Base. 99

Estación	Altitud msnm	Latitud/Este	Longitud/Norte	Período de registro
Chota	2340	6°33' 759,857.125	78°39' 9'274,840.656	1964 – 1982 1993 – 1999
Bambamarca	2580	6°41' 774,537.315	78°31' 9'260,014.076	1962 – 1999

Fuente: Elaborado por las autoras

III-2. Estaciones Hidrométricas – Hidrográficas tomado del Estudio Base. 99

Estación	Río	Área de cuenca Km2	Altud msnm	Latitud/Este	Longitud/Norte	Tipo	Periodo de registro
Pte. Maygasbamba	Maygasbamba	122.0	2550	6°40' 772,700	78°32' 9'261,918	H y HR	1993-1999

Fuente: Elaborado por las autoras

III-3. Información Cartográfica. 100

Denominación	Hoja	Escala	Entidad
14 - f	Chota	1: 100 000	IGN
15 - f	Cajamarca	1: 100 000	IGN

Fuente: elaborado por las autoras

III-4. Estaciones Pluviométricas de Precipitaciones Máximas en 24 horas (mm). 100

Estación	Altitud msnm	Latitud/Este	Longitud/Norte	Tipo	Período de registro
Chota	2340	6°33' 759,857	78°39' 9'274,840	P	1964-1982 1993-2008
Bambamarca	2580	6°41' 774,537	78°31' 9'260,014	p	1962-2008

Fuente: elaborado por las autoras

III-5. Precipitaciones Máximas de 24 h de duración en mm. 100

Año	Chota	Bambamarca	Año	Chota	Bambamarca
1961			1987		27
1962		20	1988		48.8
1963		38.9	1989		27.3
1964	35.1	23	1990		22
1965	41.7	22	1991		29.5
1966	54.1	39.6	1992		24.9
1967	42.4	31.1	1993	36.6	28.7
1968	33.3	33.3	1994	32.5	47.7
1969	38.7	28.2	1995	90.8	24.5
1970	33.1	19.5	1996	28.3	27
1971	50.2	27.2	1997	45.2	30.7
1972	28	34.8	1998	74.3	51.5
1973	36.6	22.8	1999	48.2	32.3
1974	30.2	22.8	2000	35.6	30.4
1975	62	34.6	2001	35.9	25.9
1976	36.5	28.9	2002	47	40.5
1977	34	46.4	2003	60.7	32.8
1978	47.2	35.8	2004	57	32.8
1979	34.5	26.4	2005	38.3	24.9
1980	24	30.7	2006	61.8	22.7
1981	35	24.7	2007	33.7	28.1
1982	27.5	26.2	2008	59.1	30
1983		44.9	Media	43.1	30.6
1984		31.1	Máximo	90.8	51.5
1985		22	Mínimo	24	19.5
1986		34.4	D.típica	14.5	7.8

Fuente: elaborado por las autoras

III-6. Relación de cuencas. 101

N° de Cuenca	Nombre de Quebrada	Progresiva	Área Km2	Long. Cauce principal	Cota Máx. msnm	Cota Mín. msnm	Pendiente
C03	Potrero	165+527	35.82	9.88	3850	2350	0.152
C13	Maygasbamba	197+688.15	114.21	22.80	4000	2590	0.062

Fuente: elaborado por las autoras

III-7. Resultados de la prueba de bondad de ajuste. 101

Estación	Distribución Usada
Chota	Log Pearson III
Bambamarca	Gumbel

Fuente: elaborado por las autoras

III-8. Valores de PM24 probables expresados en mm para las estaciones en estudio. 101

Estaciones pluviométricas	Tiempo de Retorno (Tr), (mm)					
	Tr=2	Tr=10	Tr=20	Tr=50	Tr=100	Tr=500
Bambamarca	29.34	40.84	45.24	50.93	55.19	65.04
Chota	37.52	59.87	70.71	86.9	100.83	139.77

Fuente: elaborado por las autoras

III-9. Valores de Intensidad de lluvia (mm/h) para diferentes duraciones de lluvia. Estación Bambamarca. 101

D (min)	D (horas)	Tr=500	Tr=100	Tr=50	Tr=20	Tr=10	Tr=2
		I (mm/h)	I (mm/h)	I (mm/h)	I (mm/h)	I (mm/h)	I (mm/h)
10	0.17	112.65	95.59	88.21	78.36	70.74	50.82
20	0.33	66.98	56.84	52.45	46.59	42.06	30.22
30	0.50	49.42	41.94	38.70	34.37	31.03	22.29
40	0.67	39.83	33.80	31.19	27.70	25.01	17.97
50	0.83	33.69	28.59	26.38	23.43	21.16	15.20
60	1.00	29.39	24.93	23.01	20.44	18.45	13.26
90	1.50	21.68	18.40	16.98	15.08	13.61	9.78
120	2.00	17.47	14.83	13.68	12.15	10.97	7.88
240	4.00	10.39	8.82	8.14	7.23	6.52	4.69
360	6.00	7.67	6.50	6.00	5.33	4.81	3.46
420	7.00	6.83	5.79	5.35	4.75	4.29	3.08
480	8.00	6.18	5.24	4.84	4.30	3.88	2.79
600	10.00	5.23	4.43	4.09	3.63	3.28	2.36
660	11.00	4.87	4.13	3.81	3.38	3.05	2.19
720	12.00	4.56	3.87	3.57	3.17	2.86	2.06

Fuente: elaborado por las autoras

III-10. Valores de Intensidad de lluvia (mm/h) para diferentes duraciones de lluvia. Estación Chota. 102

D (min)	D (horas)	Tr=500	Tr=100	Tr=50	Tr=20	Tr=10	Tr=2
		I (mm/h)	I (mm/h)	I (mm/h)	I (mm/h)	I (mm/h)	I (mm/h)
10	0.17	242.09	174.64	150.52	122.47	103.70	64.99
20	0.33	143.95	103.84	89.50	72.82	61.66	38.64
30	0.50	106.20	76.61	66.03	53.73	45.49	28.51
40	0.67	85.59	61.75	53.22	43.30	36.66	22.98
50	0.83	72.40	52.23	45.01	36.63	31.01	19.44
60	1.00	63.15	45.56	39.26	31.95	27.05	16.95
90	1.50	46.59	33.61	28.97	23.57	19.96	12.51
120	2.00	37.55	27.09	23.35	19.00	16.08	10.08
240	4.00	22.33	16.11	13.88	11.29	9.56	5.99
360	6.00	16.47	11.88	10.24	8.33	7.06	4.42
420	7.00	14.67	10.59	9.12	7.42	6.29	3.94
480	8.00	13.28	9.58	8.25	6.72	5.69	3.56
600	10.00	11.23	8.10	6.98	5.68	4.81	3.01
660	11.00	10.45	7.54	6.50	5.29	4.48	2.81
720	12.00	9.79	7.07	6.09	4.95	4.20	2.63

Fuente: elaborado por las autoras

III-11. Relación de cuencas y tiempos de concentración. 102

N° de Cuenca	Progresiva	Nombre de Quebrada	Área Km2	Método a utilizar	Tiempo de concentración Tc (horas)			Tc Elegido horas
					Kirpich	B-W	Corps of Engineers	
C03	165+527	Potrero	35.82	SCS	0.80	2.45	2.45	2.45
C13	197+688.15	Maygasbamba	114.21	SCS	2.15	6.03	5.48	4.55

Fuente: elaborado por las autoras

III-12. Caudales de diseño para cuencas medianas por el Método del SCS – HMS. 102

N°	Progresiva Km	Área Km2	Método	Estación Representativa	TR Años	CN	Pmax (mm)	Caudal de diseño (m3/s)	Caudal de diseño Tr=500 (m3/s)	Estructura Proyectoada
C03	165+527.00	35.82	SCS	Chota	100	69	100.83	68.50	138.94	Puente l= 12 m
C13	197+688.15	114.21	SCS	Chota, Hualgayoc	100	79	78.90	117.60	183.61	Puente l= 30 m

Fuente: elaborado por las autoras

**III-13. Caudales Máximos Promedios Diarios (m³/s). Puente
Maygasbamba. 103**

Año	Qmax	Año	Qmax
1963	14.2	1986	14.9
1964	6.4	1987	6.8
1965	14.9	1988	10.4
1966	16.4	1989	18.2
1967	21.8	1990	12.5
1968	29.5	1991	
1969	11.0	1992	
1970	18.2	1993	39.5
1971	18.4	1994	23.6
1972	12.0	1995	6.9
1973	37.4	1996	8.9
1974	25.0	1997	11.7
1975	23.2	1998	15.9
1976	20.6	1999	15.7
1977	15.7	2000	11.2
1978	5.5	2001	16.1
1979	17.5	2002	10.5
1980	11.3	2003	10.3
1981	23.6	2004	7.0
1982	11.4	2005	5.4
1983	31.3	2006	14.5
1984	18.2	2007	13.5
1985	2.4	2008	10.1

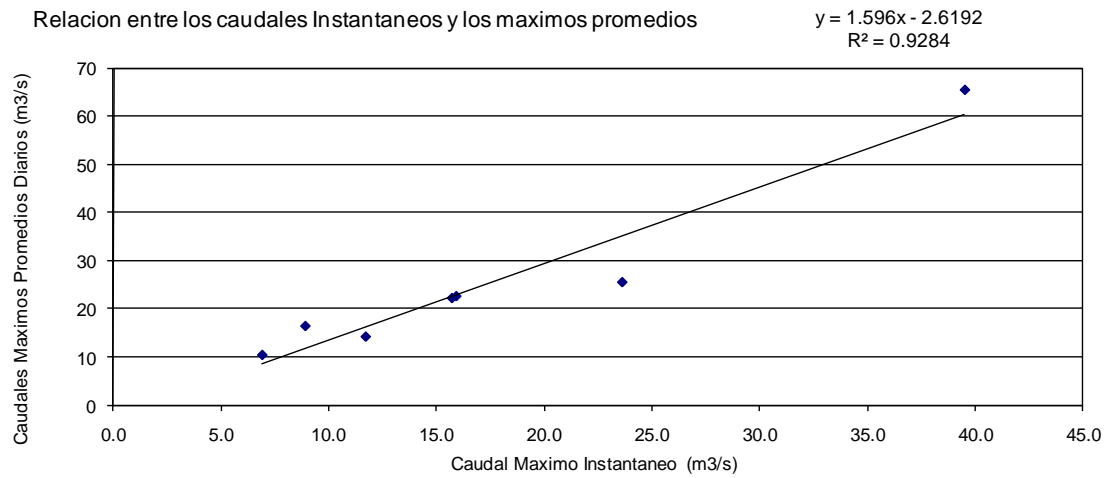
Fuente: elaborado por las autoras

III-14. Caudales Instantáneos (m³/s). 103

Año	Caudal
1993	65.4
1994	25.5
1995	10.4
1996	16.4
1997	14.2
1998	22.6
1999	22.2

Fuente: elaborado por las autoras

Figura 23. Relación entre los caudales instantáneos y los máximos promedios.



Fuente: elaborado por las autoras

III-15. Caudal de diseño. 104

Estación	Ajuste	Caudal de diseño m³/s					
		Tr=2	Tr=10	Tr=20	Tr=50	Tr=100	Tr=500
Maygasbamba	Gumbel	14.3	26.3	30.8	36.7	41.1	51.3
Maygasbamba	Q regresión	20.2	39.2	46.4	55.8	62.9	79.1

CÁLCULO DE INTENSIDADES

A) Precipitaciones de diseño para duraciones menores a 24 horas

Estación Bambamarca

Precipitaciones para periodos menores a 24 horas, Metodo de DYCK – PESCKE

III-16. Tr= 500 años. Precipitación Pmax24 horas, T = 500 años 65.04. 105

D (min)	D (horas)	P (mm)	l (mm/hr)
10	0.17	18.78	112.85
20	0.33	22.33	66.98
30	0.50	24.71	49.42
40	0.67	26.55	39.83
50	0.83	28.08	33.69
60	1.00	29.39	29.39
90	1.50	32.52	21.68
120	2.00	34.95	17.47
240	4.00	41.56	10.39
360	6.00	45.99	7.67
420	7.00	47.80	6.83
480	8.00	49.42	6.18
600	10.00	52.25	5.23
660	11.00	53.52	4.87
720	12.00	54.69	4.56

Fuente: elaborado por las autoras.

III-17. Tr= 100 años. Precipitación Pmax24 horas, T = 100 años 55.19. 105

D (min)	D (horas)	P (mm)	l (mm/hr)
10	0.17	15.93	95.59
20	0.33	18.95	56.84
30	0.50	20.97	41.94
40	0.67	22.53	33.80
50	0.83	23.82	28.59
60	1.00	24.93	24.93
90	1.50	27.60	18.40
120	2.00	29.65	14.83
240	4.00	35.26	8.82
360	6.00	39.03	6.50
420	7.00	40.56	5.79
480	8.00	41.94	5.24
600	10.00	44.34	4.43
660	11.00	45.41	4.13
720	12.00	46.41	3.87

Fuente: elaborado por las autoras

III-18. Tr= 50 años. Precipitación Pmax24 horas, T = 50 años 50.93. 106

D (min)	D (horas)	P (mm)	l (mm/hr)
10	0.17	14.70	88.21
20	0.33	17.48	52.45
30	0.50	19.35	38.70
40	0.67	20.79	31.19
50	0.83	21.98	26.38
60	1.00	23.01	23.01
90	1.50	25.47	16.98
120	2.00	27.36	13.68
240	4.00	32.54	8.14
360	6.00	36.01	6.00
420	7.00	37.43	5.37
480	8.00	38.70	4.84
600	10.00	40.92	4.09
660	11.00	41.91	3.81
720	12.00	42.83	3.57

Fuente: elaborado por las autoras

III-19. Tr= 20 años. Precipitación Pmax24 horas, T = 20 años 45.24. 106

D (min)	D (horas)	P (mm)	l (mm/hr)
10	0.17	13.06	78.36
20	0.33	15.52	46.59
30	0.50	17.19	34.37
40	0.67	18.47	27.70
50	0.83	19.53	23.43
60	1.00	20.44	20.44
90	1.50	22.62	15.08
120	2.00	24.31	12.15
240	4.00	28.91	7.23
360	6.00	31.99	5.33
420	7.00	33.25	4.75
480	8.00	34.37	4.30
600	10.00	36.35	3.63
660	11.00	37.22	3.38
720	12.00	38.04	3.17

Fuente: elaborado por las autoras

III-20. Tr= 10 años. Precipitación Pmax24 horas, T = 10 años 40.84. 107

D (min)	D (horas)	P (mm)	l (mm/hr)
10	0.17	11.79	70.74
20	0.33	14.02	42.06
30	0.50	15.52	31.03
40	0.67	16.67	25.01
50	0.83	17.63	21.16
60	1.00	18.45	18.45
90	1.50	20.42	13.61
120	2.00	21.94	10.97
240	4.00	26.09	6.52
360	6.00	28.88	4.81
420	7.00	30.01	4.29
480	8.00	31.03	3.88
600	10.00	32.81	3.28
660	11.00	33.60	3.05
720	12.00	34.34	2.86

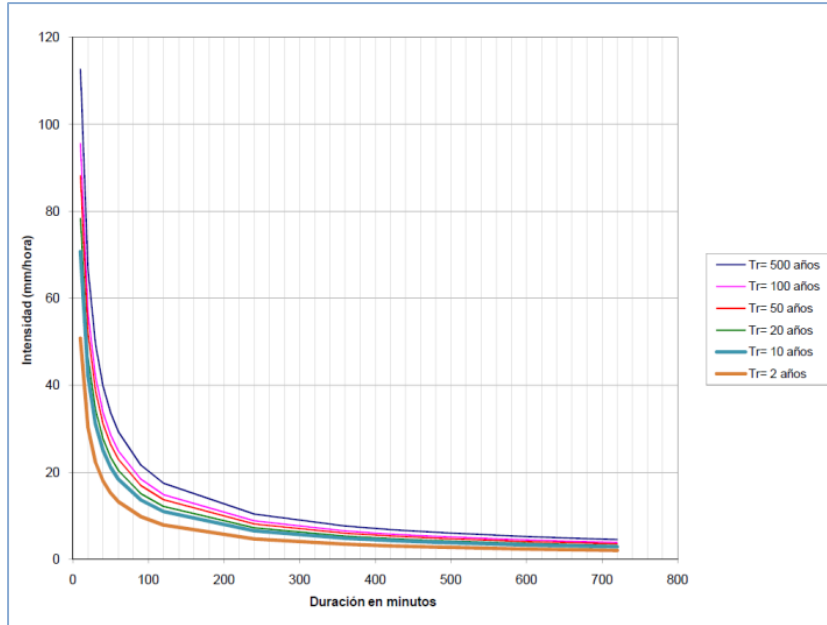
Fuente: elaborado por las autoras

III-21. Tr= 2 años. Precipitación Pmax24 horas, T = 2 años 29.34. 107

D (min)	D (horas)	P (mm)	l (mm/hr)
10	0.17	87.47	50.82
20	0.33	10.07	30.22
30	0.50	11.15	22.29
40	0.67	11.98	17.97
50	0.83	12.67	15.20
60	1.00	13.26	13.26
90	1.50	14.67	9.78
120	2.00	15.76	7.88
240	4.00	18.75	4.69
360	6.00	20.75	3.46
420	7.00	21.56	3.08
480	8.00	22.29	2.79
600	10.00	23.57	2.36
660	11.00	24.14	2.19
720	12.00	24.67	2.06

Fuente: elaborado por las autoras

Figura 24. Curva IDF. Estación Bambamarca



B) Precipitaciones de diseño para duraciones menores a 24 horas

Estación Chota

Precipitaciones para periodos menores a 24 horas, Metodo de DYCK – PESCKE

III-22. Tr= 500 años. Precipitación Pmax24 horas, T = 500 años 139.77. 108

D (min)	D (horas)	P (mm)	I (mm/hr)
10	0.17	40.35	242.09
20	0.33	47.98	143.95
30	0.50	53.10	106.20
40	0.67	57.06	85.59
50	0.83	60.33	72.40
60	1.00	63.15	63.15
90	1.50	69.89	46.59
120	2.00	75.10	37.55
240	4.00	89.31	22.33
360	6.00	98.83	16.47
420	7.00	102.72	14.67
480	8.00	106.20	13.28
600	10.00	112.30	11.23
660	11.00	115.00	10.45
720	12.00	117.53	9.79

Fuente: elaborado por los autores

III-23. Tr= 100 años. Precipitación Pmax24 horas, T = 100 años 100.83. 109

D (min)	D (horas)	P (mm)	l (mm/hr)
10	0.17	29.11	174.64
20	0.33	34.61	103.84
30	0.50	38.31	76.61
40	0.67	41.16	61.75
50	0.83	43.53	52.23
60	1.00	45.56	45.56
90	1.50	50.42	33.61
120	2.00	54.17	27.09
240	4.00	64.42	16.11
360	6.00	71.30	11.88
420	7.00	74.10	10.59
480	8.00	76.61	9.58
600	10.00	81.01	8.10
660	11.00	82.96	7.54
720	12.00	84.79	7.07

Fuente: elaborado por las autoras

III-24. Tr= 50 años. Precipitación Pmax24 horas, T = 50 años 86.90. 109

D (min)	D (horas)	P (mm)	l (mm/hr)
10	0.17	25.09	150.52
20	0.33	29.83	89.50
30	0.50	33.01	66.03
40	0.67	35.48	53.22
50	0.83	37.51	45.01
60	1.00	39.26	39.26
90	1.50	43.45	28.97
120	2.00	46.69	23.35
240	4.00	55.52	13.88
360	6.00	61.45	10.24
420	7.00	63.86	9.12
480	8.00	66.03	8.25
600	10.00	69.82	6.98
660	11.00	71.50	6.50
720	12.00	73.03	6.09

Fuente: elaborado por las autoras

III-25. Tr= 20 años. Precipitación Pmax24 horas, T = 20 años 70.71. 110

D (min)	D (horas)	P (mm)	l (mm/hr)
10	0.17	20.41	122.47
20	0.33	24.27	72.82
30	0.50	26.86	53.73
40	0.67	28.87	43.30
50	0.83	30.52	36.63
60	1.00	31.95	31.95
90	1.50	35.36	23.57
120	2.00	37.99	19.00
240	4.00	45.18	11.29
360	6.00	50.00	8.33
420	7.00	51.96	7.42
480	8.00	53.73	6.72
600	10.00	56.81	5.68
660	11.00	58.18	5.29
720	12.00	59.46	4.95

Fuente: elaborado por las autoras

III-26. Tr= 10 años. Precipitación Pmax24 horas, T = 10 años 59.87. 110

D (min)	D (horas)	P (mm)	l (mm/hr)
10	0.17	17.28	103.70
20	0.33	20.55	61.66
30	0.50	22.75	45.49
40	0.67	24.44	36.66
50	0.83	25.84	31.01
60	1.00	27.05	27.05
90	1.50	29.94	19.96
120	2.00	32.17	16.08
240	4.00	38.25	9.56
360	6.00	42.33	7.06
420	7.00	44.00	6.29
480	8.00	45.49	5.69
600	10.00	48.10	4.81
660	11.00	49.26	4.48
720	12.00	50.34	4.20

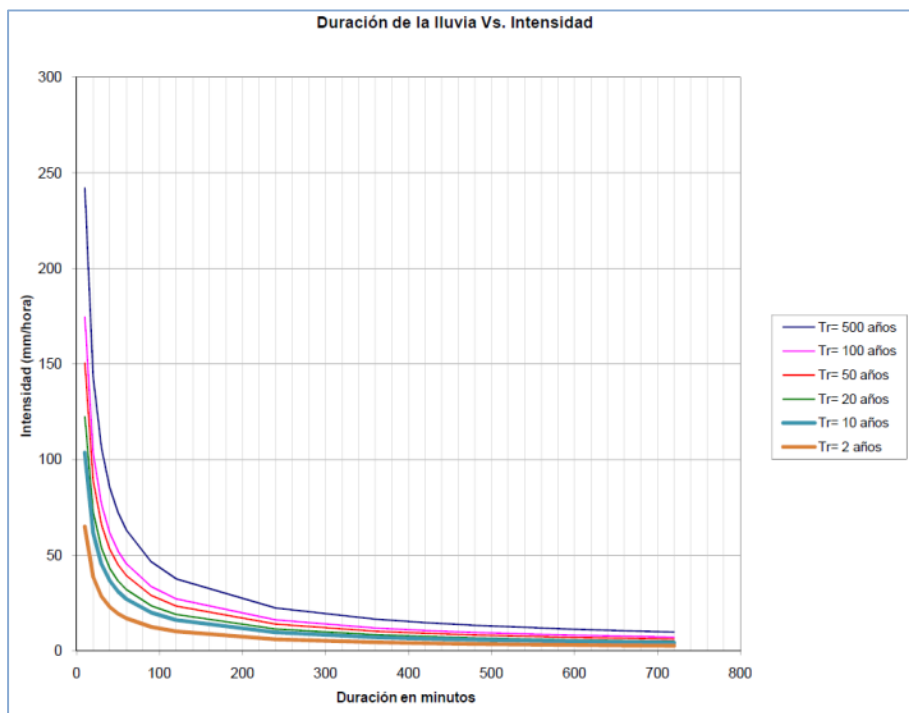
Fuente: elaborado por las autoras

III-27. Tr= 2 años. Precipitación Pmax24 horas, T = 2 años 37.52. 111

D (min)	D (horas)	P (mm)	I (mm/hr)
10	0.17	10.83	64.99
20	0.33	12.88	38.64
30	0.50	14.25	28.51
40	0.67	15.32	22.98
50	0.83	16.20	19.44
60	1.00	16.95	16.95
90	1.50	18.76	12.51
120	2.00	20.16	10.08
240	4.00	23.97	5.99
360	6.00	26.53	4.42
420	7.00	27.57	3.94
480	8.00	28.51	3.56
600	10.00	30.14	3.01
660	11.00	30.87	2.81
720	12.00	31.55	2.63

Fuente: elaborado por las autoras

Figura 25. Curva IDF. Estación Chota



CUENCA C03 POTRERO

Figura 26. Hidrograma de Salida para Tr=100 años

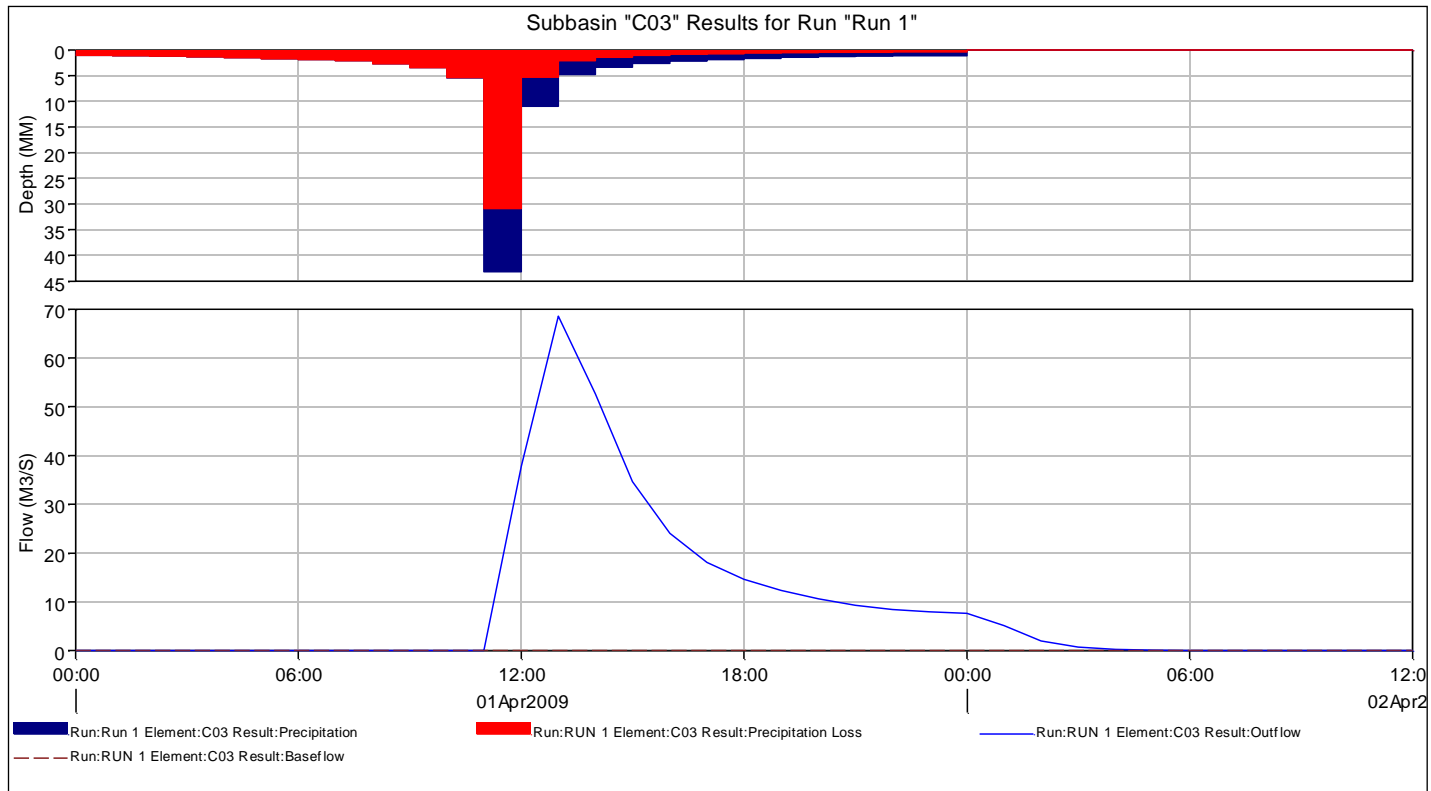
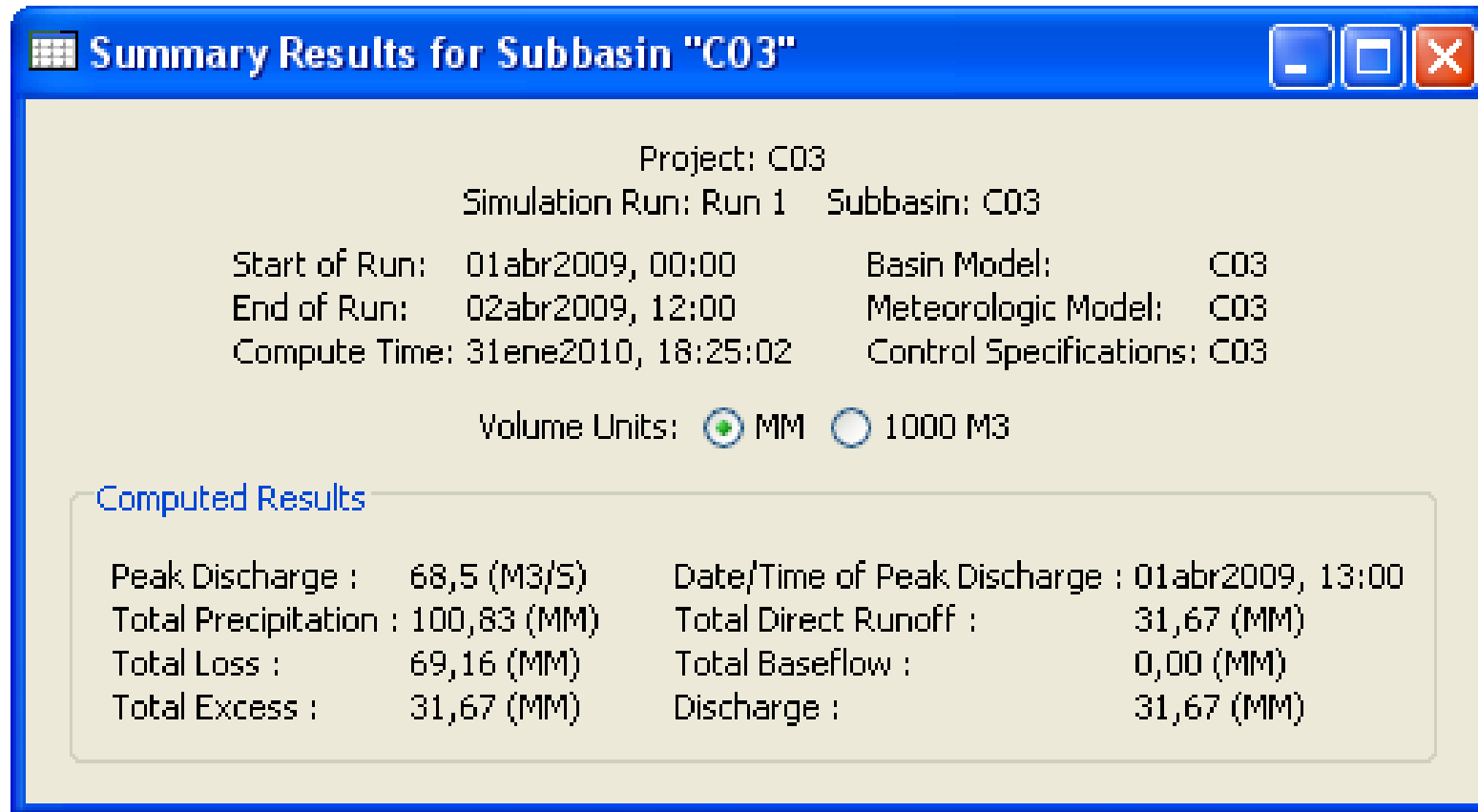


Figura 27. Caudal Máximo para Tr=100 años



CUENCA C03

Figura 28. Hidrograma de Salida para Tr=500 años

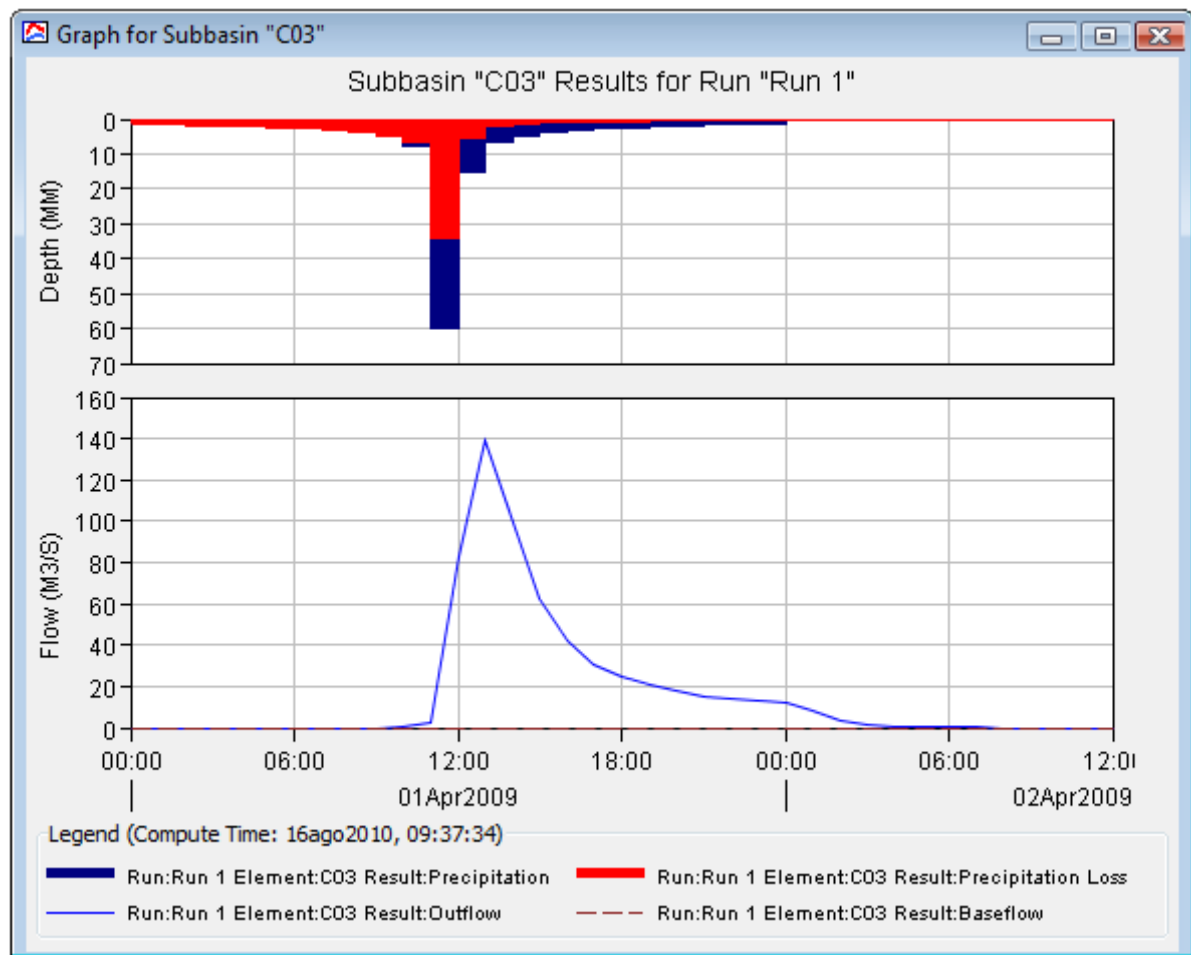
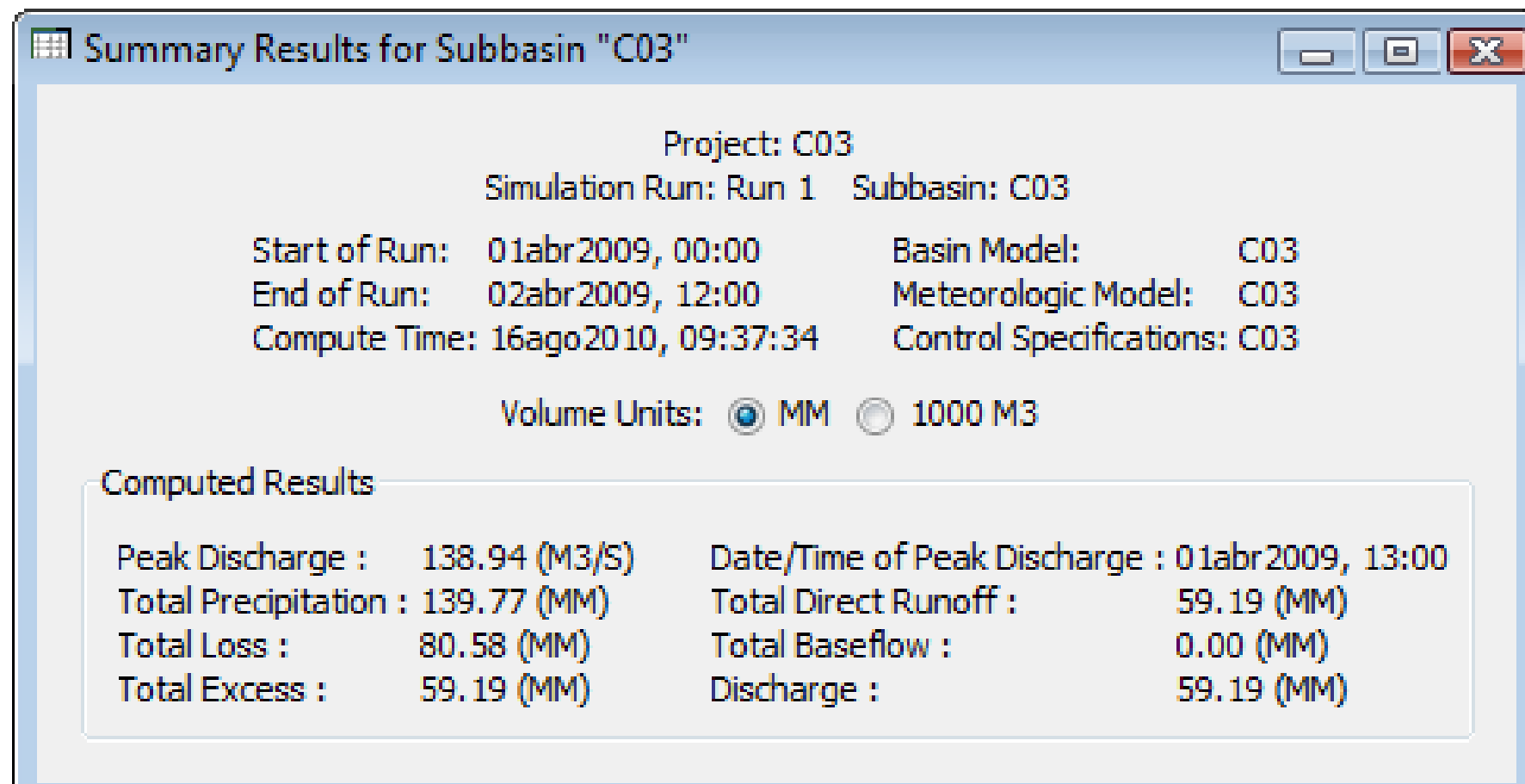


Figura 29. Caudal Máximo para Tr=500 años



CUENCA 13 MAYGASBAMBA

Figura 30. Hidrograma de Salida para Tr=100 años

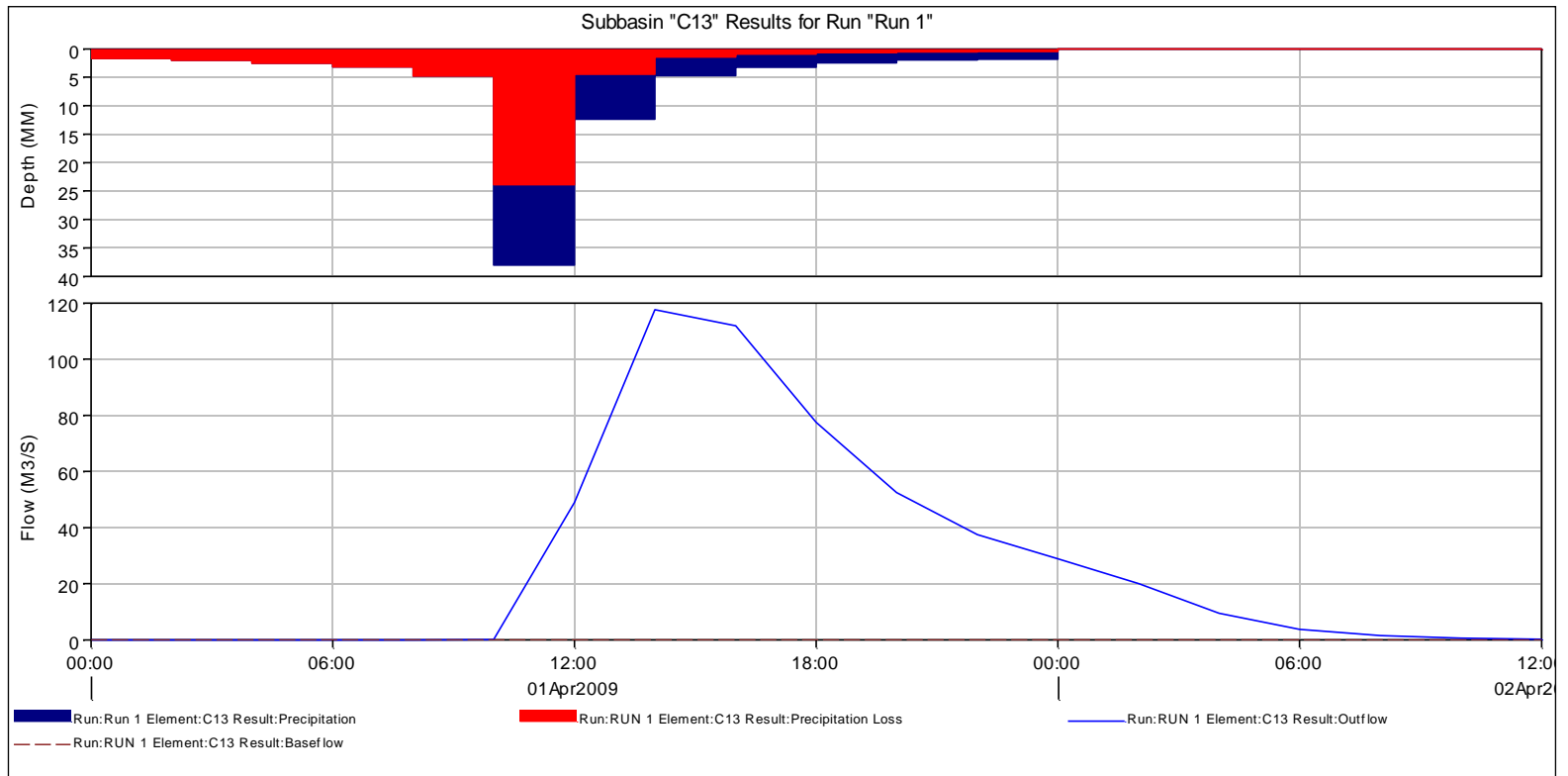
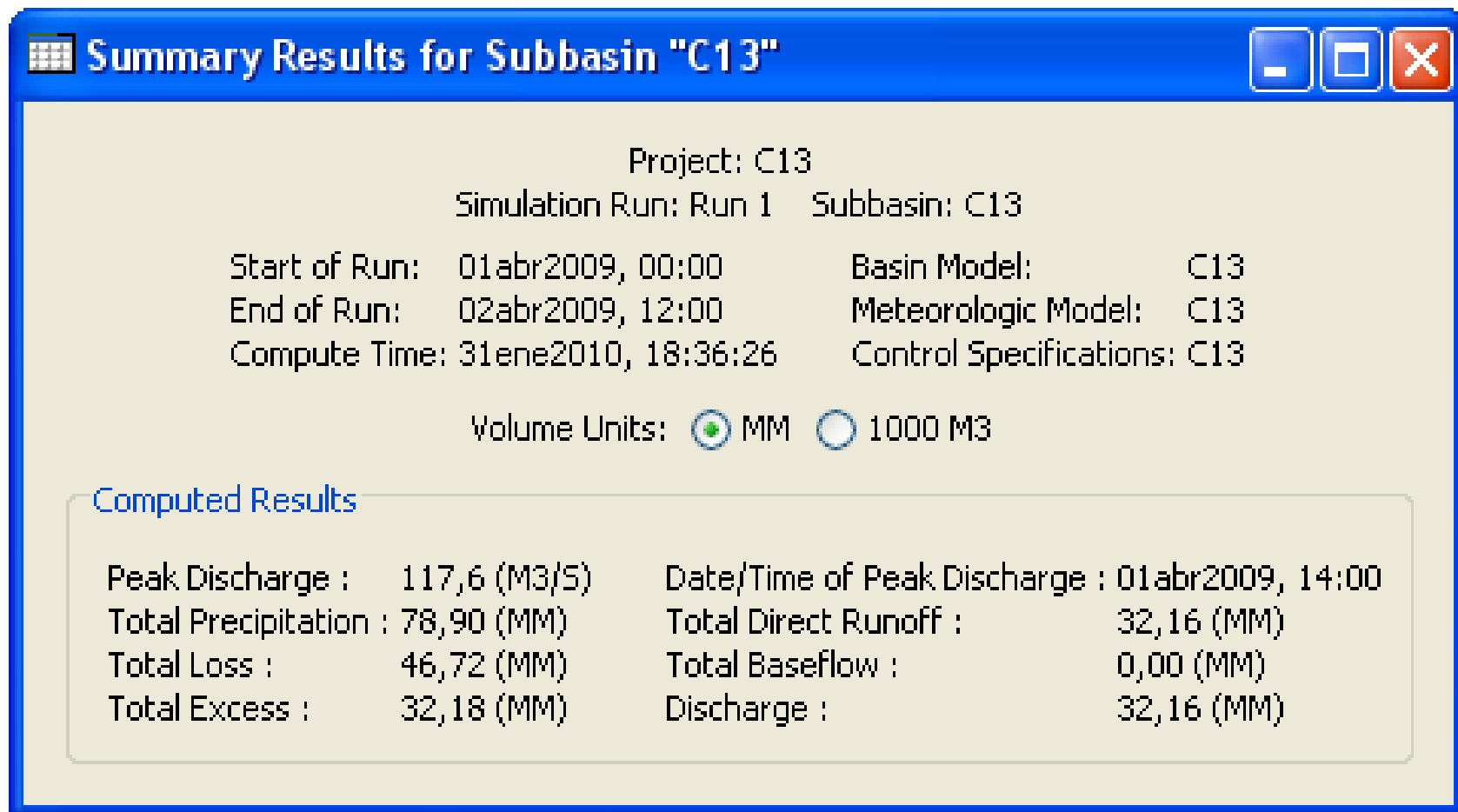


Figura 31. Caudal Máximo para Tr=100 años



CUENCA C13

Figura 32. Hidrograma de Salida para Tr=500 años

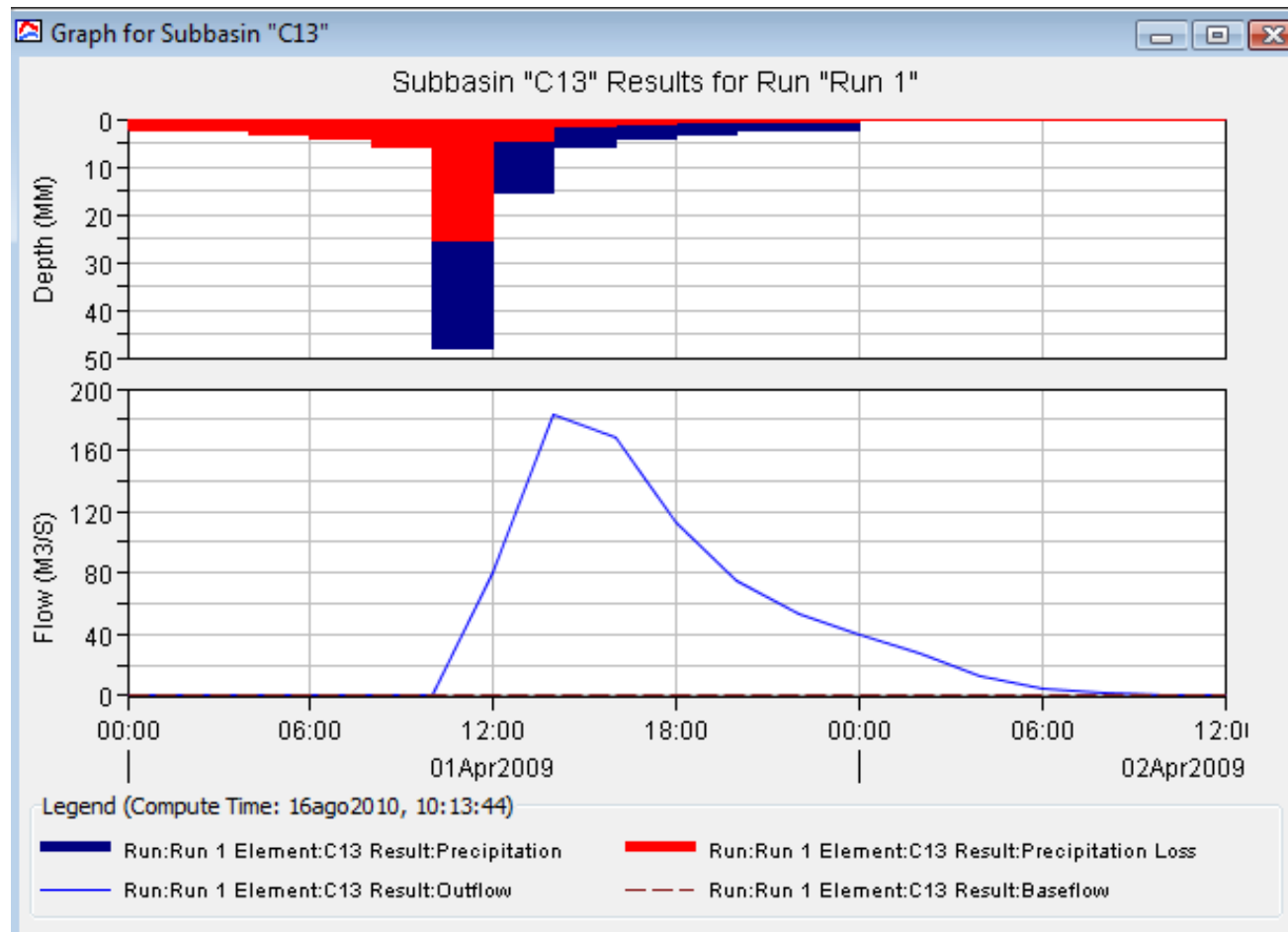
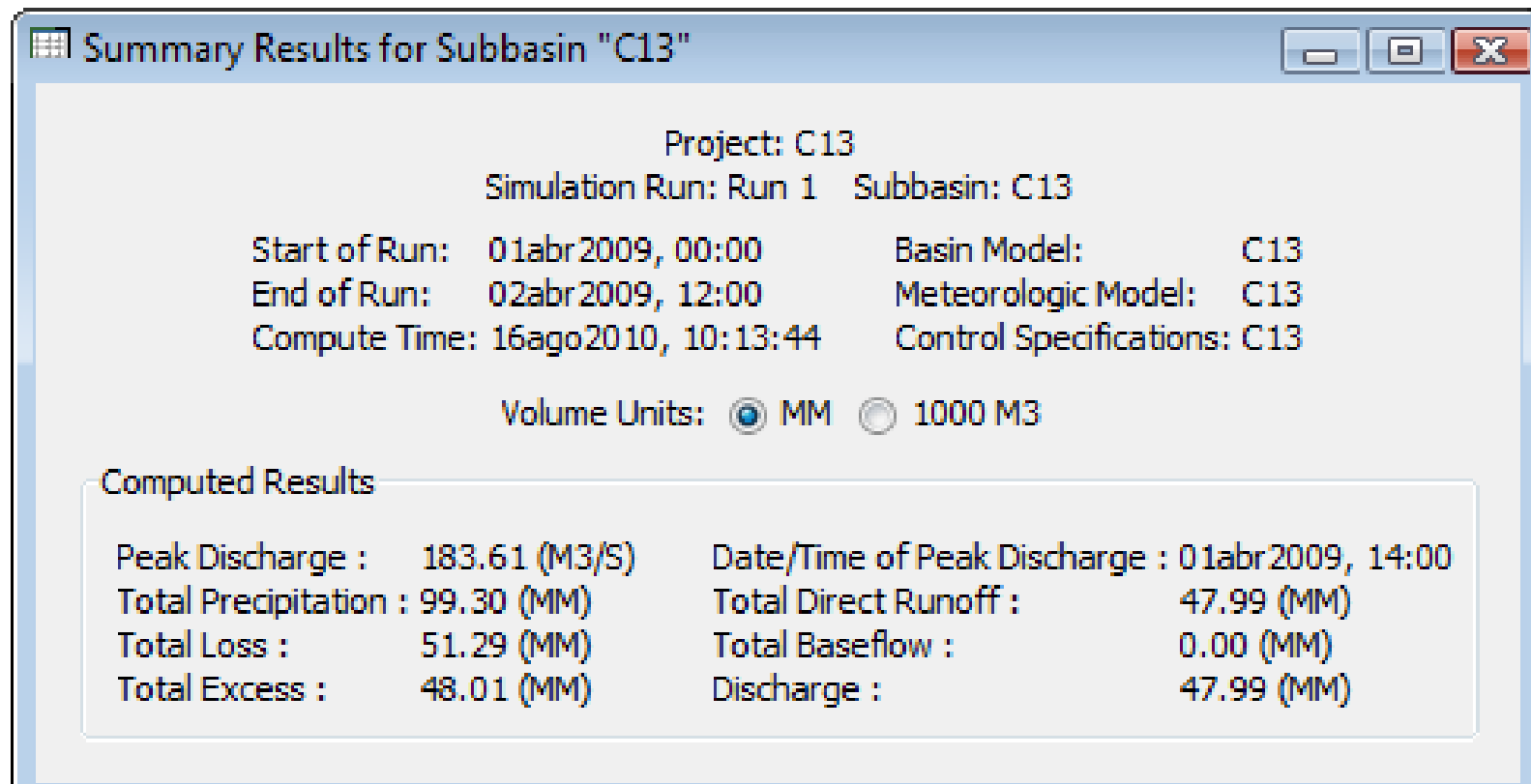


Figura 33. Caudal Máximo para Tr=500 años



3.2 HIDRÁULICA

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE MANNING O COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

III-28. Cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning - método de Cowan. 120

Condiciones del canal		Valores	
Material del lecho	Tierra	n0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava Gruesa		0.038
Grado de irregularidad	Suave	n1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n3	0.000
	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

Fuente: elaborado por las autoras

Expresión de Cowan

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) n_5$$

$n_5 = 1.000$, debido a que no se trata de ríos con meandros o curvas sinuosas.

El valor de “n” para cada estructura se determinó de acuerdo a los siguientes pasos:

Río Maygasbamb:

Canal Principal			Llanuras de inundación		
no	0.030	Canal en tierra	no	0.035	Material gravoso Irregularidad
n1	0.005	Irregularidad menor	n1	0.005	menor
n2	0.005	Variación gradual	n2	0.005	Variación gradual
n3	0.005	Obstrucción menor	n3	0.010	Obstrucción menor
n4	0.000	Vegetación ninguna	n4	0.015	Vegetación media No existen
n5	1.000	No existen meandros	n5	1.000	meandros
n=	0.045		n=	0.070	

Río Potrero

Canal Principal			Llanuras de inundación		
no	0.025	Canal en roca		0.03	
n1	0.005	Irregularidad menor	no	5	Material gravoso
n2	0.005	Variación gradual		0.00	
n3	0.005	Obstrucción menor	n1	5	Irregularidad menor
n4	0.000	Vegetación ninguna		0.00	
n5	1.000	No existen meandros	n2	0	Variación gradual
				0.01	
			n3	0	Obstrucción menor
				0.01	
			n4	0	Vegetación media
				1.00	No existen
			n5	0	meandros
				0.06	
n=	0.040		n=	0	

**III-29. Coeficientes de rugosidad de Manning para las estructuras
planteadas. 122**

N° de Cuenca	Progresiva	Nombre de Quebrada	Area Km ²	Coeficiente de rugosidad		
				Margen Izquierda	Cauce principal	Margen derecha
C03	165+527	Potrero	35.82	0.060	0.040	0.060
C13	197+688.15	Maygasbamba	114.21	0.070	0.045	0.070

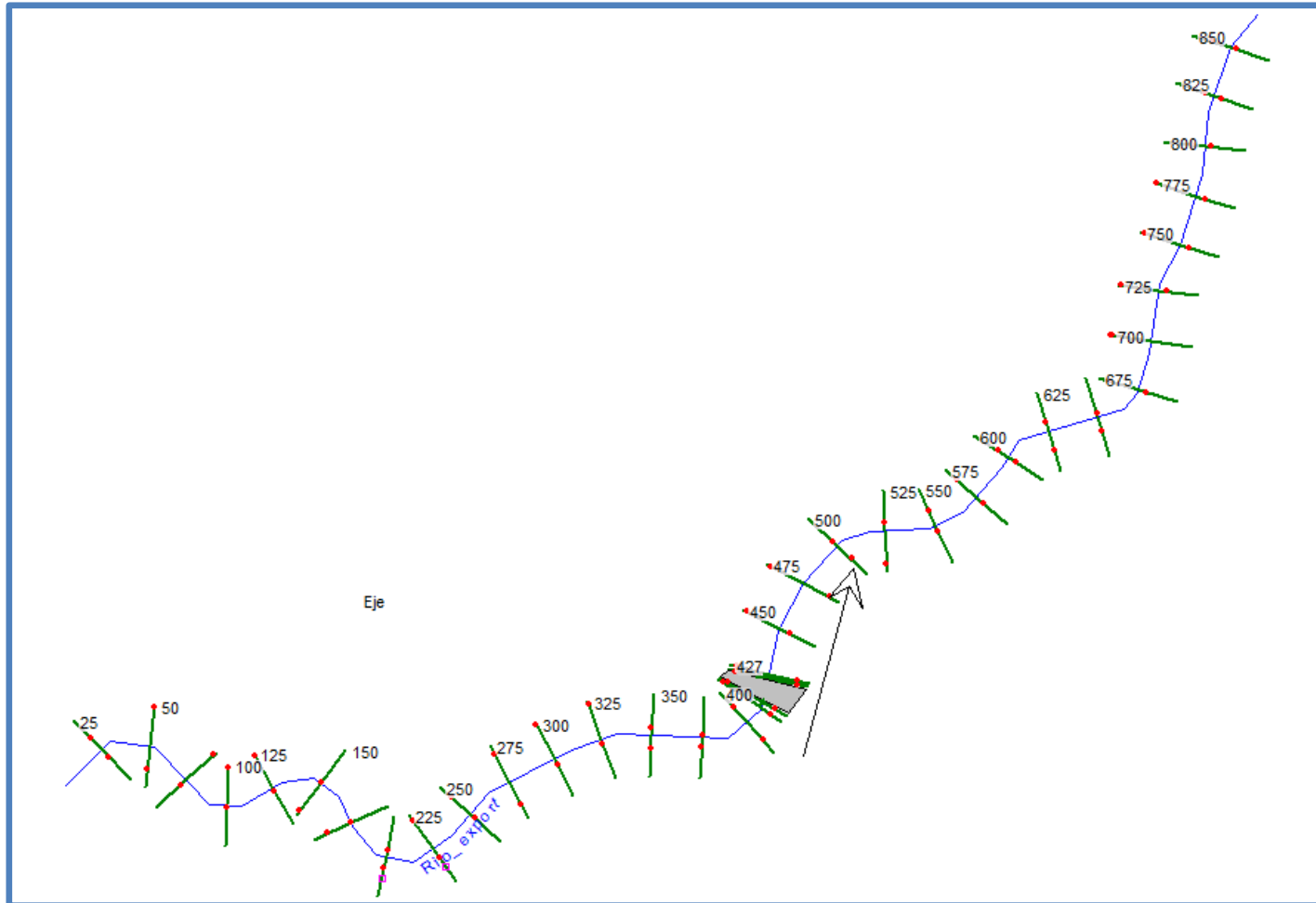
PROPIEDADES DEL AGUA

La temperatura media durante la época de avenidas es de 15 °C. Con esta temperatura se tiene que la viscosidad del agua es la siguiente:

- Viscosidad dinámica : $\mu = 1.519 \times 10^{-3} \text{ N s/m}^2$

- Viscosidad cinemática : $\nu = 1.519 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Figura 34. Resultados obtenidos con el software Hec-Ras
Puente Potrero



**III-30. Análisis hidráulico con el software HEC-RAS. Perfiles de flujo
gradualmente variado. Puente Potrero. T 100 años. 124**

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
Eje	850	T=100	68.50	2325.10	2327.60	2326.65	2327.87	0.00	2.32	32.10	19.06	0.47
Eje	825	T=100	68.50	2324.10	2326.84	2326.84	2327.67	0.01	4.09	18.06	13.23	0.92
Eje	800	T=100	68.50	2324.60	2326.26	2326.26	2326.87	0.01	3.68	23.35	21.14	0.91
Eje	775	T=100	68.50	2323.00	2323.98	2323.98	2324.44	0.02	3.02	22.69	24.68	1.00
Eje	750	T=100	68.50	2322.10	2323.15	2323.15	2323.65	0.02	3.12	21.94	22.30	1.00
Eje	725	T=100	68.50	2320.10	2321.26	2321.26	2321.79	0.02	3.25	21.08	19.87	1.01
Eje	700	T=100	68.50	2320.00	2321.23	2320.88	2321.44	0.01	2.05	33.40	28.58	0.61
Eje	675	T=100	68.50	2319.10	2321.13	2320.35	2321.33	0.00	2.01	34.18	18.98	0.47
Eje	650	T=100	68.50	2318.53	2320.62	2320.62	2321.17	0.01	3.53	26.57	27.93	0.81
Eje	625	T=100	68.50	2317.53	2319.08	2319.08	2319.73	0.02	3.57	19.29	15.98	0.99
Eje	600	T=100	68.50	2317.00	2318.81	2318.81	2319.35	0.01	3.43	25.55	28.11	0.84
Eje	575	T=100	68.50	2315.53	2316.68	2316.68	2317.23	0.01	3.34	21.51	20.23	1.00
Eje	550	T=100	68.50	2314.00	2315.72	2315.72	2316.48	0.01	3.88	18.11	12.81	0.98
Eje	525	T=100	68.50	2312.10	2314.56	2313.44	2314.70	0.00	1.67	41.29	21.50	0.37
Eje	500	T=100	68.50	2312.00	2313.78	2313.78	2314.53	0.02	3.85	17.80	11.94	1.01
Eje	475	T=100	68.50	2311.53	2312.35	2312.35	2312.75	0.02	2.82	24.32	30.29	1.00
Eje	450	T=100	68.50	2310.53	2312.19	2311.71	2312.41	0.00	2.06	33.75	27.27	0.55
Eje	427	T=100	68.50	2309.53	2312.30	2310.40	2312.33	0.00	0.83	85.72	38.40	0.16
Eje	425	T=100	68.50	2309.53	2311.97	2311.12	2312.30	0.00	2.55	26.83	33.62	0.52
Eje	418	Bridge										
Eje	413	T=100	68.50	2309.10	2310.69	2310.69	2311.47	0.01	3.91	17.50	30.53	0.99
Eje	410	T=100	68.50	2309.10	2310.91	2309.94	2310.99	0.00	1.27	55.77	33.52	0.30
Eje	400	T=100	68.50	2308.53	2310.88	2309.64	2310.98	0.00	1.40	53.10	32.52	0.30
Eje	375	T=100	68.50	2307.53	2309.95	2309.95	2310.83	0.01	4.38	19.43	12.88	0.90
Eje	350	T=100	68.50	2306.53	2308.18	2308.18	2308.91	0.01	3.86	19.38	14.82	0.97
Eje	325	T=100	68.50	2305.53	2306.65	2306.65	2307.17	0.02	3.19	21.80	21.70	0.99
Eje	300	T=100	68.50	2305.10	2306.12	2306.12	2306.60	0.02	3.09	22.38	23.71	1.00
Eje	275	T=100	68.50	2304.53	2305.47	2305.47	2305.89	0.02	2.88	24.09	29.89	1.00
Eje	250	T=100	68.50	2303.53	2305.14	2304.84	2305.52	0.01	2.77	26.71	19.99	0.70
Eje	225	T=100	68.50	2303.51	2305.16	2304.57	2305.35	0.00	1.92	36.62	24.46	0.49
Eje	200	T=100	68.50	2302.50	2304.34	2304.34	2305.14	0.01	3.98	18.02	13.33	0.95
Eje	175	T=100	68.50	2300.53	2302.05	2302.05	2302.70	0.01	3.63	20.29	16.65	0.97
Eje	150	T=100	68.50	2299.53	2300.70	2300.70	2301.27	0.02	3.36	20.69	18.77	1.00
Eje	125	T=100	68.50	2298.53	2299.62	2299.62	2300.15	0.02	3.24	21.27	20.18	1.00
Eje	100	T=100	68.50	2298.00	2299.45	2299.09	2299.74	0.01	2.38	29.95	22.86	0.63
Eje	75	T=100	68.50	2298.00	2299.01	2299.01	2299.49	0.02	3.11	22.61	24.03	0.99
Eje	50	T=100	68.50	2297.10	2297.92	2297.92	2298.32	0.02	2.80	24.46	31.07	1.01
Eje	25	T=100	68.50	2295.53	2297.43	2297.05	2297.85	0.01	2.89	24.06	15.57	0.69

Figura 35. Perfil de flujo gradualmente variado. Puente Potrero T=100 Años.

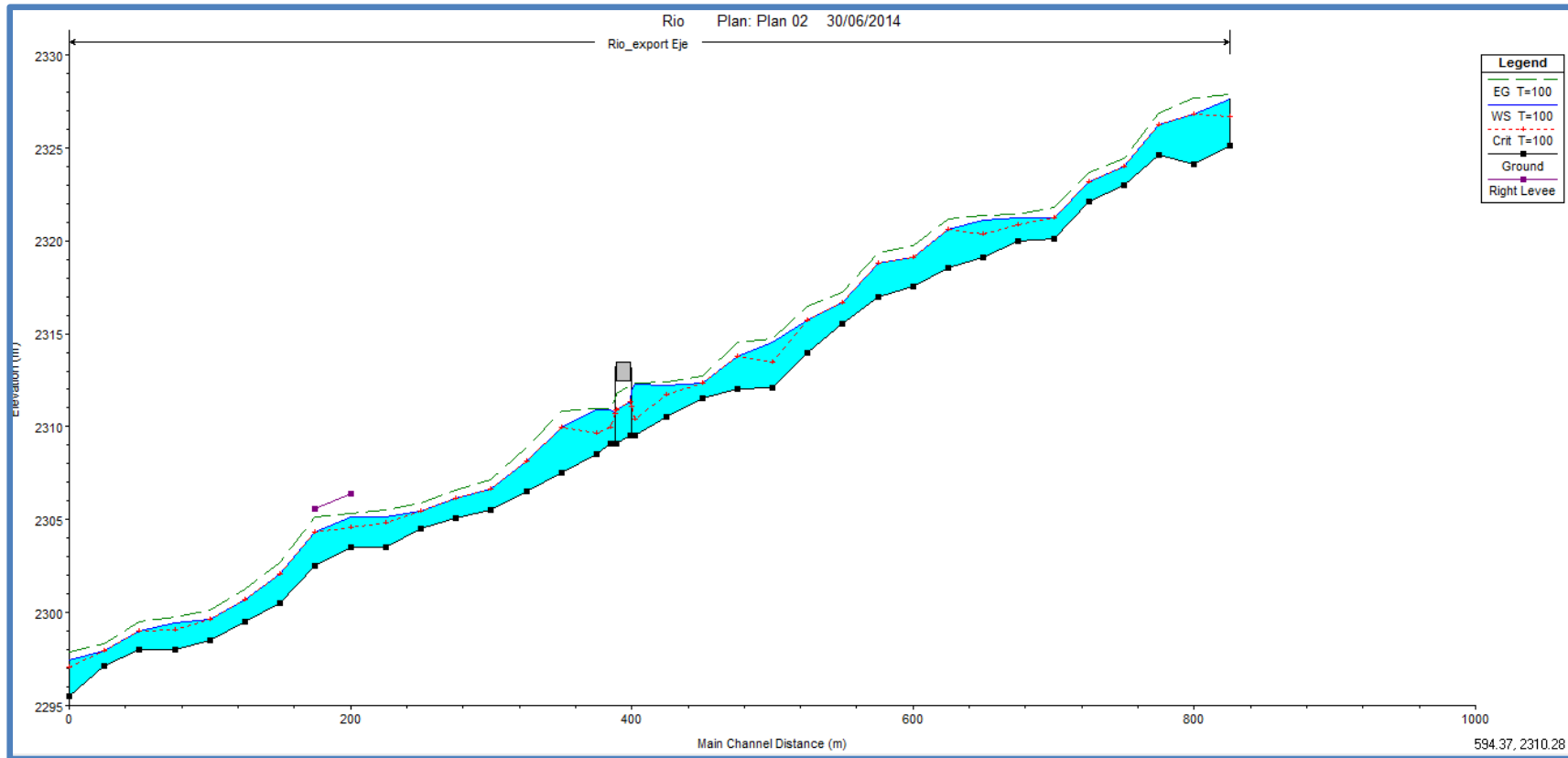
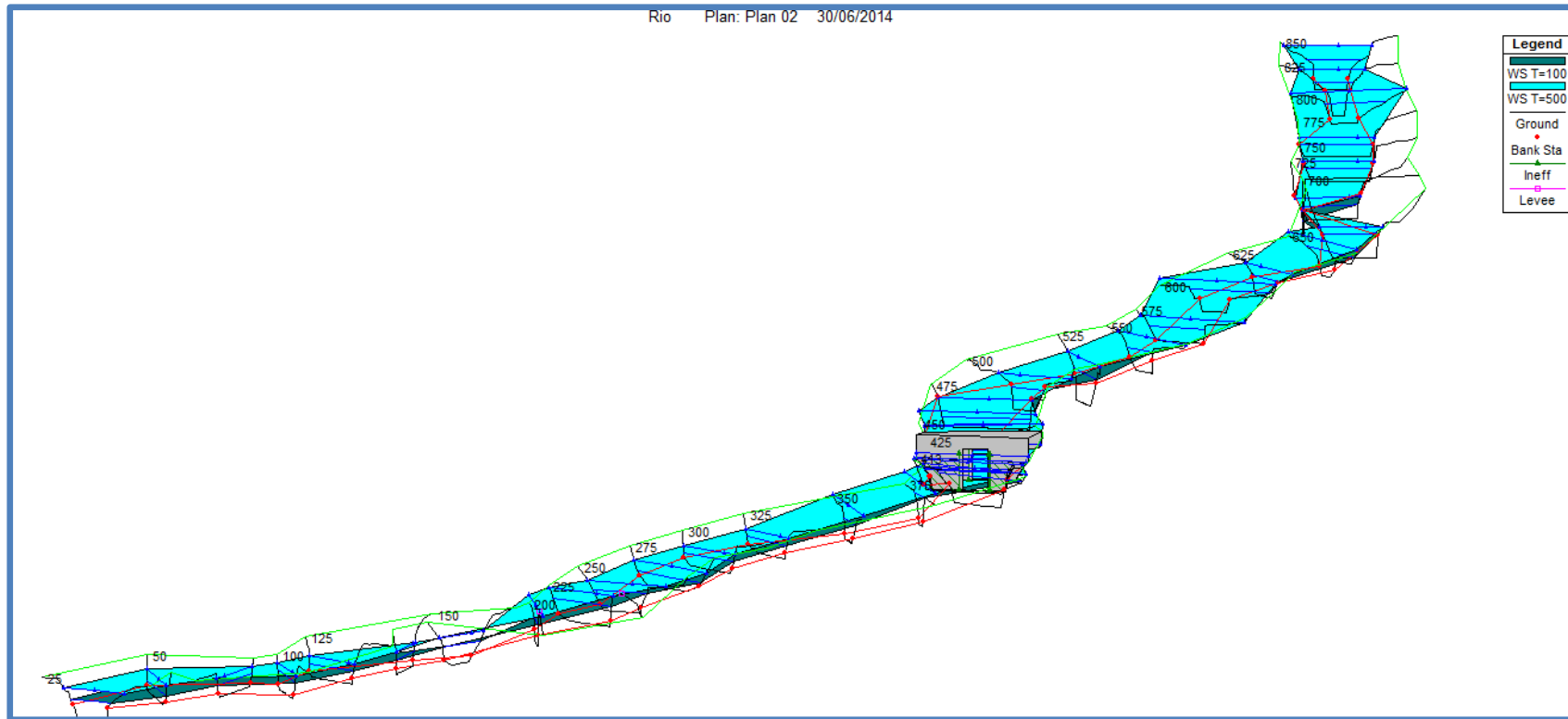


Figura 36. Gráfico pseudo 3d del río Potrero. T=100 Años



**III- 31. Análisis hidráulico con el software HEC-RAS perfiles de flujo
gradualmente variado. Puente Potrero T=500 Años. 126**

Reac h	Rive r 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
Eje	850	T=500	138.94	2325.10	2328.73	2327.65	2329.12	0.00	2.93	60.36	29.61	0.49
Eje	825	T=500	138.94	2324.10	2327.93	2327.93	2328.93	0.01	4.75	37.46	22.12	0.86
Eje	800	T=500	138.94	2324.60	2327.24	2327.24	2327.87	0.01	4.01	52.18	40.00	0.79
Eje	775	T=500	138.94	2323.00	2324.54	2324.54	2325.27	0.01	3.80	36.70	25.32	1.00
Eje	750	T=500	138.94	2322.10	2323.75	2323.75	2324.52	0.01	3.89	35.75	23.81	1.00
Eje	725	T=500	138.94	2320.10	2321.92	2321.92	2322.72	0.01	3.96	35.08	22.10	1.00
Eje	700	T=500	138.94	2320.00	2322.02	2321.40	2322.33	0.00	2.44	56.84	30.37	0.57
Eje	675	T=500	138.94	2319.10	2321.70	2321.06	2322.19	0.01	3.10	45.74	21.43	0.63
Eje	650	T=500	138.94	2318.53	2321.39	2321.39	2322.01	0.01	4.09	54.03	40.00	0.80
Eje	625	T=500	138.94	2317.53	2319.91	2319.91	2320.78	0.01	4.23	37.63	27.58	0.92
Eje	600	T=500	138.94	2317.00	2319.52	2319.52	2320.14	0.01	3.98	51.98	40.00	0.82
Eje	575	T=500	138.94	2315.53	2317.49	2317.49	2318.19	0.01	3.84	42.46	38.04	0.88
Eje	550	T=500	138.94	2314.00	2316.86	2316.86	2317.66	0.01	4.14	43.45	33.76	0.80
Eje	525	T=500	138.94	2312.10	2315.69	2314.20	2315.92	0.00	2.14	70.10	30.14	0.38
Eje	500	T=500	138.94	2312.00	2314.88	2314.88	2315.77	0.01	4.26	37.30	27.24	0.85
Eje	475	T=500	138.94	2311.53	2313.92	2312.83	2314.10	0.00	1.89	73.38	32.02	0.40
Eje	450	T=500	138.94	2310.53	2313.92	2312.32	2314.05	0.00	1.67	98.00	40.00	0.30
Eje	427	T=500	138.94	2309.53	2313.97	2310.91	2314.02	0.00	1.00	151.78	40.00	0.15
Eje	425	T=500	138.94	2309.53	2313.97	2312.07	2314.02	0.00	0.99	152.36	40.00	0.15
Eje	418	Bridge										
Eje	413	T=500	138.94	2309.10	2311.64	2311.64	2312.90	0.01	4.98	27.91	39.92	1.00
Eje	410	T=500	138.94	2309.10	2311.56	2310.43	2311.73	0.00	1.86	79.83	40.00	0.38
Eje	400	T=500	138.94	2308.53	2311.49	2310.31	2311.71	0.00	2.14	75.54	40.00	0.41
Eje	375	T=500	138.94	2307.53	2310.96	2310.96	2311.59	0.01	4.33	58.09	40.00	0.75
Eje	350	T=500	138.94	2306.53	2309.42	2309.42	2310.11	0.01	3.95	49.49	40.00	0.75
Eje	325	T=500	138.94	2305.53	2307.28	2307.28	2308.09	0.01	4.02	35.87	23.13	0.99
Eje	300	T=500	138.94	2305.10	2306.70	2306.70	2307.47	0.01	3.88	36.58	24.72	0.99
Eje	275	T=500	138.94	2304.53	2306.37	2305.99	2306.75	0.01	2.77	53.04	34.28	0.67
Eje	250	T=500	138.94	2303.53	2305.91	2305.60	2306.56	0.01	3.70	43.63	28.76	0.77
Eje	225	T=500	138.94	2303.51	2306.04	2305.17	2306.35	0.00	2.47	59.04	27.05	0.50
Eje	200	T=500	138.94	2302.50	2305.56	2305.56	2306.21	0.01	3.92	52.97	40.00	0.72
Eje	175	T=500	138.94	2300.53	2302.86	2302.86	2303.83	0.01	4.50	34.97	20.08	0.96
Eje	150	T=500	138.94	2299.53	2301.38	2301.38	2302.28	0.01	4.22	34.04	19.79	0.99
Eje	125	T=500	138.94	2298.53	2300.26	2300.26	2301.11	0.01	4.11	34.38	20.84	1.00
Eje	100	T=500	138.94	2298.00	2300.07	2299.72	2300.62	0.01	3.32	44.71	24.76	0.74
Eje	75	T=500	138.94	2298.00	2299.59	2299.59	2300.36	0.01	3.92	37.00	25.06	1.00
Eje	50	T=500	138.94	2297.10	2298.87	2298.40	2299.21	0.01	2.59	53.84	31.32	0.63
Eje	25	T=500	138.94	2295.53	2298.31	2297.92	2299.02	0.01	3.79	40.75	23.12	0.74

Figura 37. Perfil de flujo gradualmente variado. Puente Potrero. T=500 Años

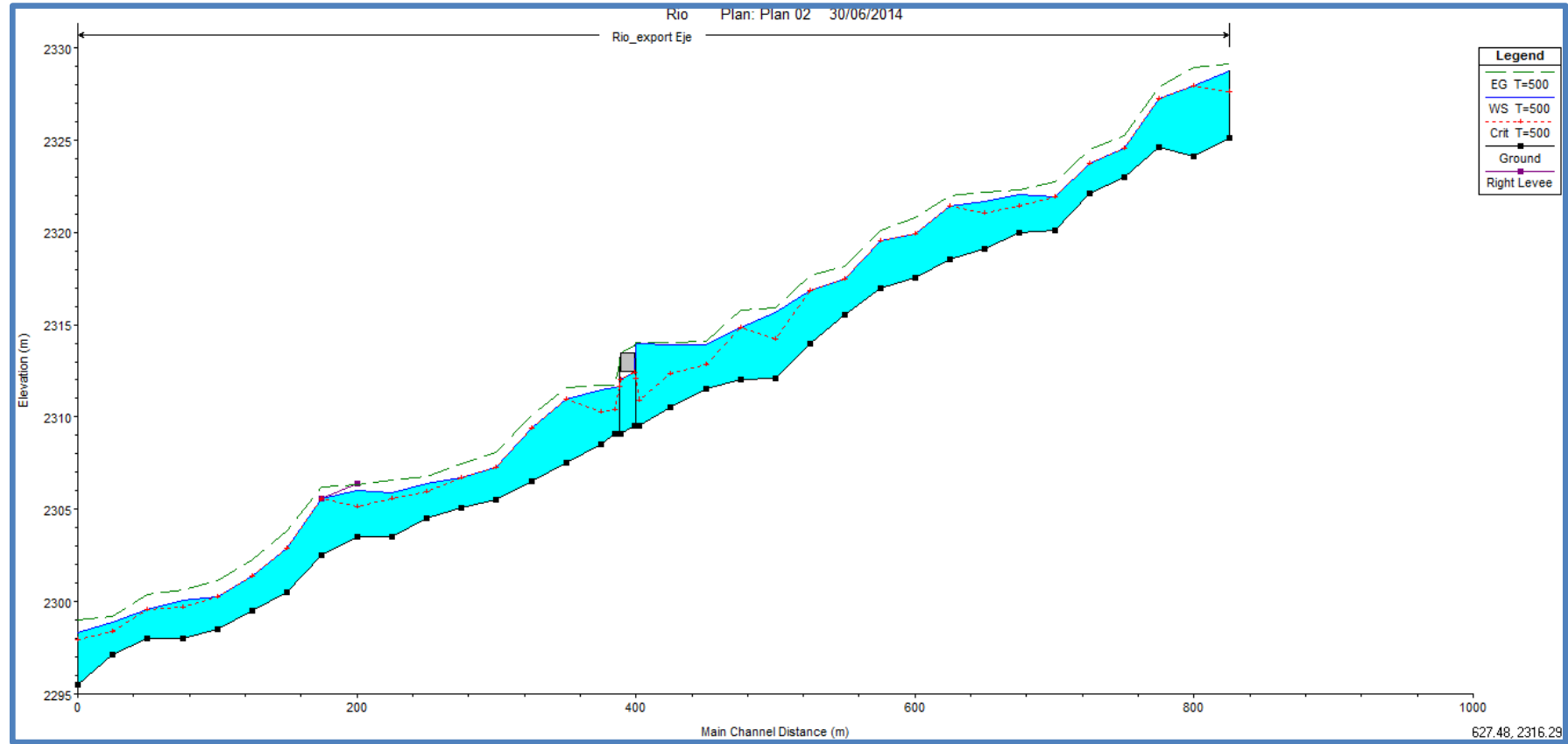
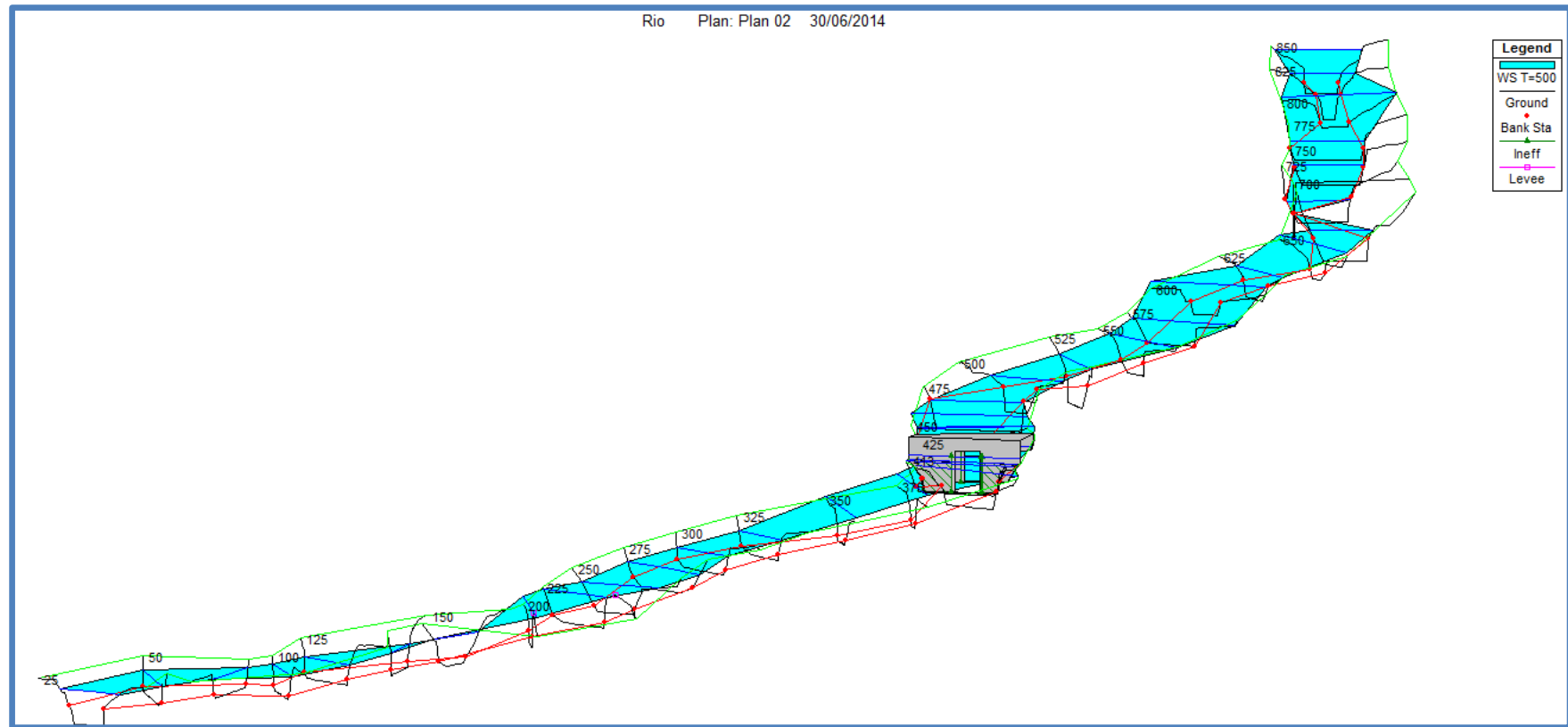


Figura 38. Gráfico pseudo 3d del río Potrero. T=500 Años



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 410 DE ANÁLISIS
PUENTE POTRERO T=100 Años**

DATOS BÁSICOS:

Caudal de Diseño : 68.50 m³ / s
Luz Libre : 10.80 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.040 Canal Principal

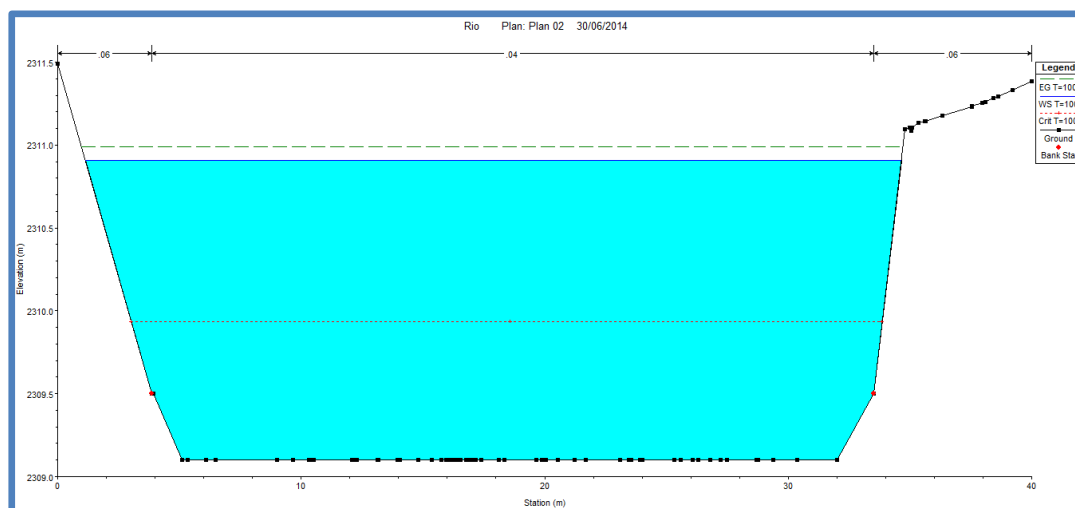
GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 10.80 m

Plan: Plan 02 Rio_export Eje RS: 410 Profile: T=100

E.G. Elev (m)	2,310.99	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.08	Wt. n-Val.	0.06	0.04	0.06
W.S. Elev (m)	2,310.91	Reach Len. (m)	8.94	10.00	10.77
Crit W.S. (m)	2,309.94	Flow Area (m2)	1.94	53.02	0.81
E.G. Slope (m/m)	0.00	Area (m2)	1.94	53.02	0.81
Q Total (m3/s)	68.50	Flow (m3/s)	0.82	67.41	0.27
Top Width (m)	33.52	Top Width (m)	2.75	29.62	1.15
Vel Total (m/s)	1.23	Avg. Vel. (m/s)	0.42	1.27	0.34
Max Chl Dpth (m)	1.81	Hydr. Depth (m)	0.70	1.79	0.70
Conv. Total (m3/s)	1,980.50	Conv. (m3/s)	23.60	1949.00	7.90
Length Wtd. (m)	9.99	Wetted Per. (m)	3.09	29.74	1.82
Min Ch El (m)	2,309.10	Shear (N/m2)	7.35	20.92	5.23
Alpha	1.06	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	0.93	9.10	0.32
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	2.04	7.09	0.67

ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS



RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 410 DE ANÁLISIS PUENTE POTRERO T=500 Años

DATOS BÁSICOS:

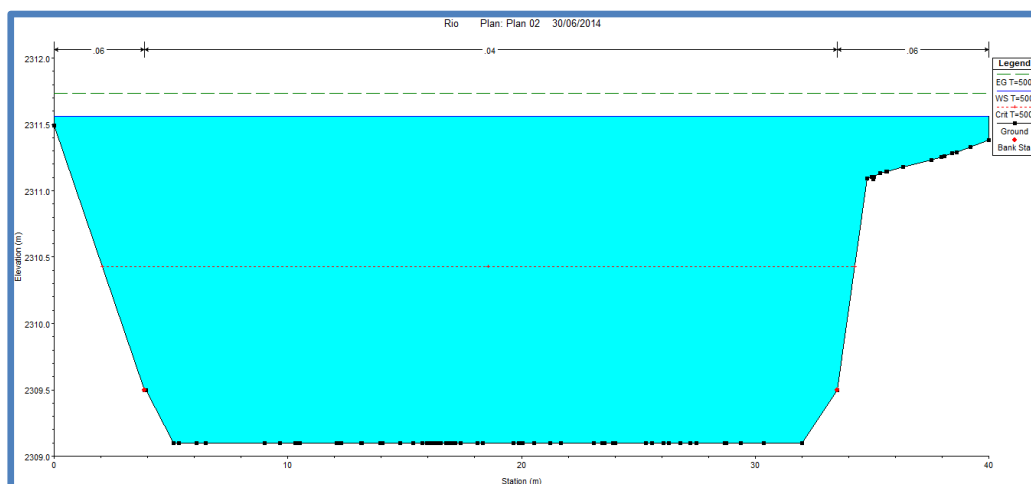
Caudal de Diseño : 138.94 m³ / s
 Luz Libre : 10.80 m
 Coeficiente de Rugosidad : 0.040 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 10.80 m

Plan: Plan 02 Rio_export Eje RS: 410 Profile: T=500

E.G. Elev (m)	2311.73	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.17	Wt. n-Val.	0.06	0.04	0.06
W.S. Elev (m)	2311.56	Reach Len. (m)	8.94	10.00	10.77
Crit W.S. (m)	2310.43	Flow Area (m2)	4.14	72.33	3.36
E.G. Slope (m/m)	0.00	Area (m2)	4.14	72.33	3.36
Q Total (m3/s)	138.94	Flow (m3/s)	2.72	134.87	1.36
Top Width (m)	40.00	Top Width (m)	3.88	29.62	6.50
Vel Total (m/s)	1.74	Avg. Vel. (m/s)	0.66	1.86	0.40
Max Chl Dpth (m)	2.46	Hydr. Depth (m)	1.07	2.44	0.52
Conv. Total (m3/s)	3369.40	Conv. (m3/s)	65.90	3270.60	32.90
Length Wtd. (m)	9.99	Wetted Per. (m)	4.43	29.74	7.45
Min Ch El (m)	2309.10	Shear (N/m2)	15.57	40.56	7.52
Alpha	1.12	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)	4.91	14.62	2.82
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	5.48	7.09	4.07



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 413 DE ANÁLISIS
PUENTE POTRERO T=100 Años**

DATOS BÁSICOS:

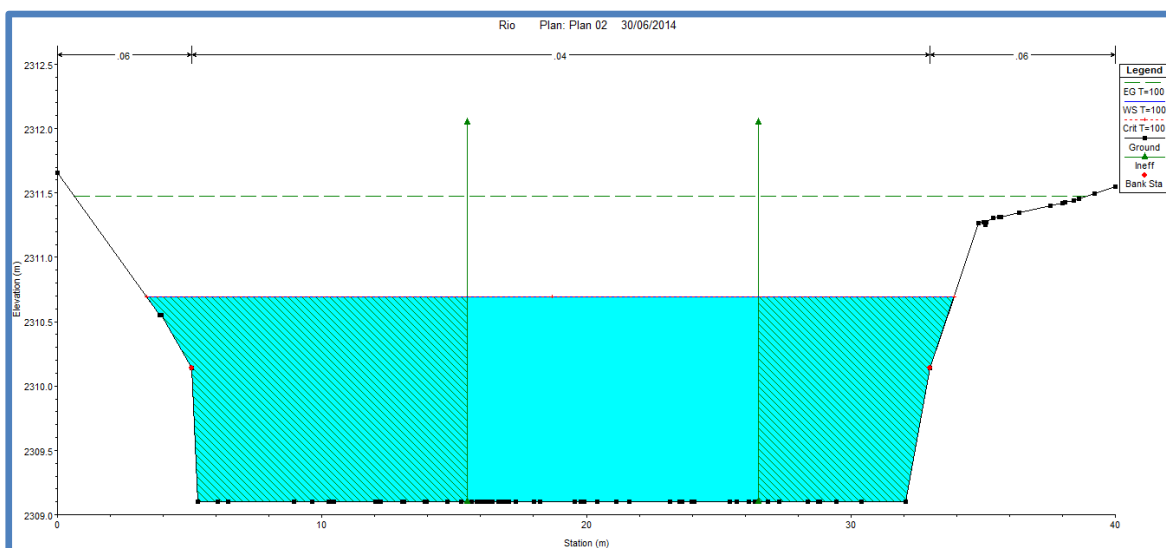
Caudal de Diseño : 68.50 m³ / s
Luz Libre : 10.80 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.040 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 10.80 m

Plan: Plan 02 Rio_export Eje RS: 413 Profile: T=100

E.G. Elev (m)	2311.47	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.78	Wt. n-Val.		0.04	
W.S. Elev (m)	2310.69	Reach Len. (m)	2.68	3.00	3.23
Crit W.S. (m)	2310.69	Flow Area (m2)		17.50	
E.G. Slope (m/m)	0.01	Area (m2)	0.44	43.82	0.25
Q Total (m3/s)	68.50	Flow (m3/s)		68.50	
Top Width (m)	30.53	Top Width (m)	1.70	27.93	0.90
Vel Total (m/s)	3.91	Avg. Vel. (m/s)		3.91	
Max Chl Dpth (m)	1.59	Hydr. Depth (m)		1.59	
Conv. Total (m3/s)	596.20	Conv. (m3/s)		596.20	
Length Wtd. (m)	3.00	Wetted Per. (m)		11.00	
Min Ch El (m)	2309.10	Shear (N/m2)		205.96	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	0.93	9.25	0.32
C & E Loss (m)	0.21	Cum SA (1000 m2)	2.04	7.18	0.67



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 413 DE ANÁLISIS
PUENTE POTRERO T=500 Años**

DATOS BÁSICOS:

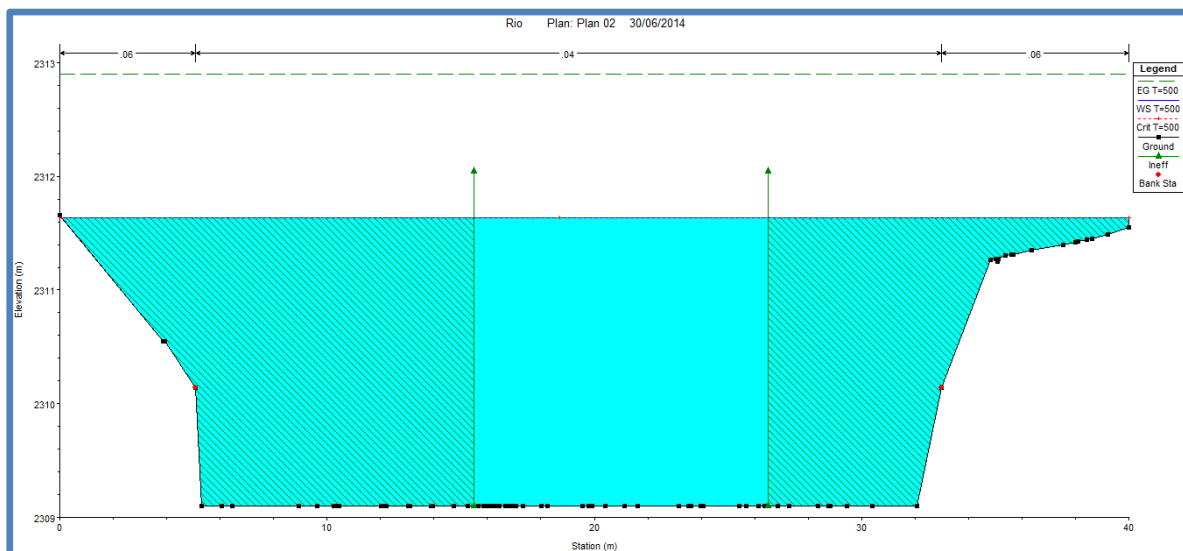
Caudal de Diseño : 138.94 m³ / s
Luz Libre : 10.80 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.040 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 10.80 m

Plan: Plan 02 Rio_export Eje RS: 413 Profile: T=500

E.G. Elev (m)	2312.90	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.26	Wt. n-Val.		0.04	
W.S. Elev (m)	2311.64	Reach Len. (m)	2.68	3.00	3.23
Crit W.S. (m)	2311.64	Flow Area (m2)		27.91	
E.G. Slope (m/m)	0.01	Area (m2)	3.61	70.24	2.95
Q Total (m3/s)	138.94	Flow (m3/s)		138.94	
Top Width (m)	39.92	Top Width (m)	4.99	27.93	7.00
Vel Total (m/s)	4.98	Avg. Vel. (m/s)		4.98	
Max Chl Dpth (m)	2.54	Hydr. Depth (m)		2.54	
Conv. Total (m3/s)	1297.70	Conv. (m3/s)		1297.70	
Length Wtd. (m)	3.00	Wetted Per. (m)		11.00	
Min Ch El (m)	2309.10	Shear (N/m2)		285.18	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	4.92	14.83	2.83
C & E Loss (m)	0.33	Cum SA (1000 m2)	5.49	7.18	4.09



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 418 BR D DE ANÁLISIS
PUENTE POTRERO T=100 Años**

DATOS BÁSICOS:

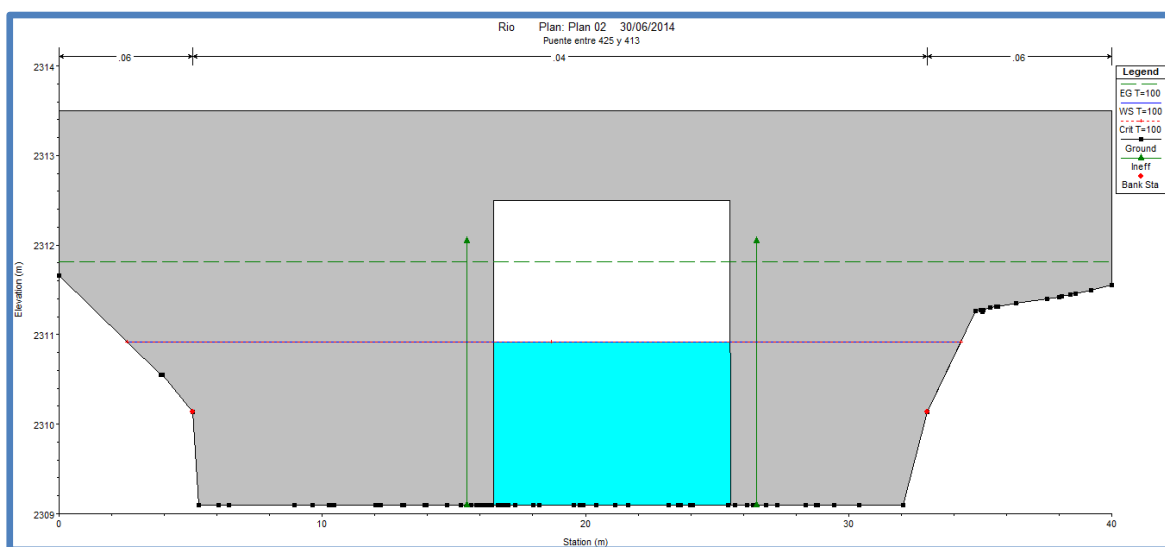
Caudal de Diseño : 68.50 m³ / s
Luz Libre : 10.80 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.040 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 10.80 m

Plan: Plan 02 Rio_export Eje RS: 418 BR D Profile: T=100

E.G. Elev (m)	2311.81	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.89	Wt. n-Val.		0.04	
W.S. Elev (m)	2310.91	Reach Len. (m)	1.00	1.00	1.00
Crit W.S. (m)	2310.91	Flow Area (m2)		16.35	
E.G. Slope (m/m)	0.02	Area (m2)		16.35	
Q Total (m3/s)	68.50	Flow (m3/s)		68.50	
Top Width (m)	9.01	Top Width (m)		9.01	
Vel Total (m/s)	4.19	Avg. Vel. (m/s)		4.19	
Max Chl Dpth (m)	1.81	Hydr. Depth (m)		1.81	
Conv. Total (m3/s)	537.80	Conv. (m3/s)		537.80	
Length Wtd. (m)	1.00	Wetted Per. (m)		10.83	
Min Ch El (m)	2309.10	Shear (N/m2)		240.14	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	0.93	9.28	0.32
C & E Loss (m)	0.03	Cum SA (1000 m2)	2.04	7.20	0.67



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 418 BR D DE ANÁLISIS
PUENTE POTRERO T=500 Años**

DATOS BÁSICOS:

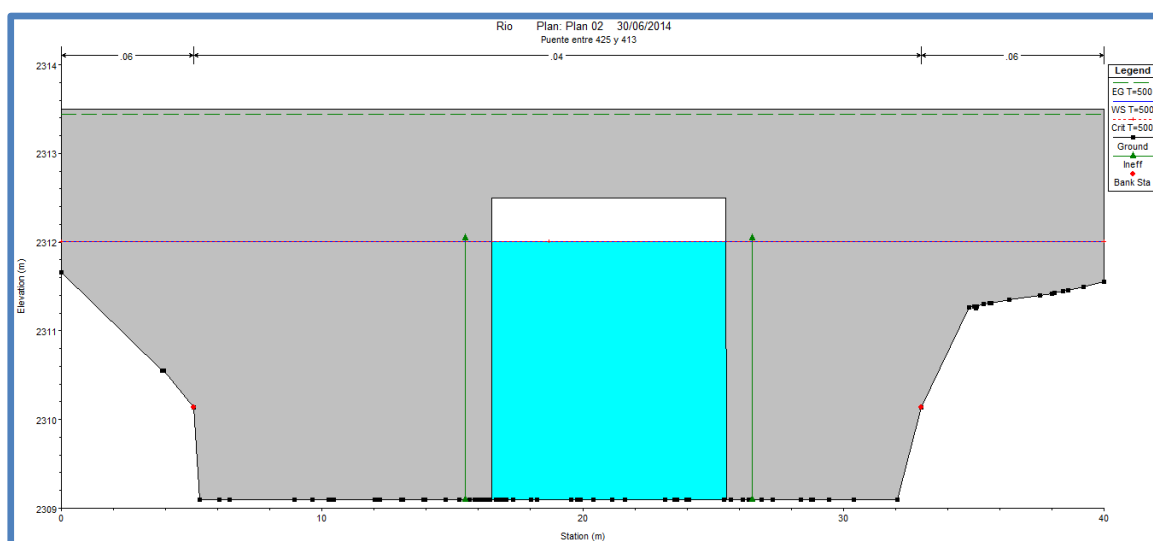
Caudal de Diseño : 138.94 m³ / s
Luz Libre : 10.80 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.040 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 10.80 m

Plan: Plan 02 Rio_export Eje RS: 418 BR D Profile: T=500

E.G. Elev (m)	2313.44	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.44	Wt. n-Val.		0.04	
W.S. Elev (m)	2312.01	Reach Len. (m)	1.00	1.00	1.00
Crit W.S. (m)	2312.01	Flow Area (m2)		26.17	
E.G. Slope (m/m)	0.02	Area (m2)		26.17	
Q Total (m3/s)	138.94	Flow (m3/s)		138.94	
Top Width (m)	9.00	Top Width (m)		9.00	
Vel Total (m/s)	5.31	Avg. Vel. (m/s)		5.31	
Max Chl Dpth (m)	2.90	Hydr. Depth (m)		2.91	
Conv. Total (m3/s)	1105.30	Conv. (m3/s)		1105.30	
Length Wtd. (m)	1.00	Wetted Per. (m)		11.92	
Min Ch El (m)	2309.10	Shear (N/m2)		340.18	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	4.92	14.88	2.83
C & E Loss (m)	0.05	Cum SA (1000 m2)	5.49	7.20	4.10



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 418 BR U DE ANÁLISIS
PUENTE POTRERO T=100 Años**

DATOS BÁSICOS:

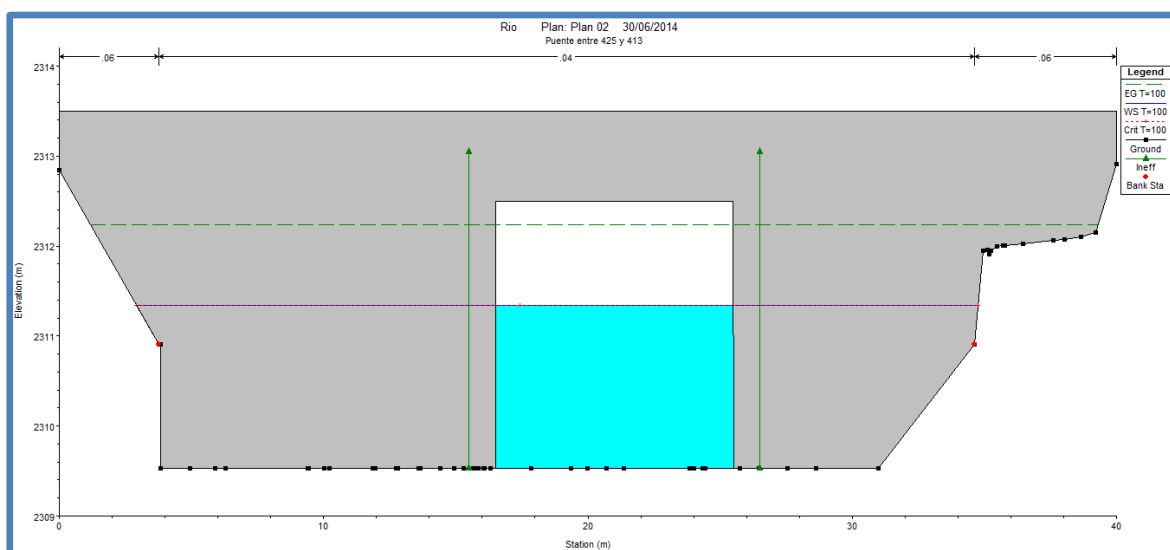
Caudal de Diseño : 68.50 m³ / s
Luz Libre : 10.80 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.040 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 10.80 m

Plan: Plan 02 Rio_export Eje RS: 418 BR U Profile: T=100

E.G. Elev (m)	2312.24	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.90	Wt. n-Val.		0.04	
W.S. Elev (m)	2311.34	Reach Len. (m)	10.00	10.00	10.00
Crit W.S. (m)	2311.34	Flow Area (m2)		16.33	
E.G. Slope (m/m)	0.02	Area (m2)		16.33	
Q Total (m3/s)	68.50	Flow (m3/s)		68.50	
Top Width (m)	9.01	Top Width (m)		9.01	
Vel Total (m/s)	4.19	Avg. Vel. (m/s)		4.19	
Max Chl Dpth (m)	1.81	Hydr. Depth (m)		1.81	
Conv. Total (m3/s)	536.90	Conv. (m3/s)		536.90	
Length Wtd. (m)	10.00	Wetted Per. (m)		10.83	
Min Ch El (m)	2309.53	Shear (N/m2)		240.72	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.16	Cum Volume (1000 m3)	0.93	9.44	0.32
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	2.04	7.29	0.67



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 418 BR U DE ANÁLISIS
PUENTE POTRERO T=500 Años**

DATOS BÁSICOS:

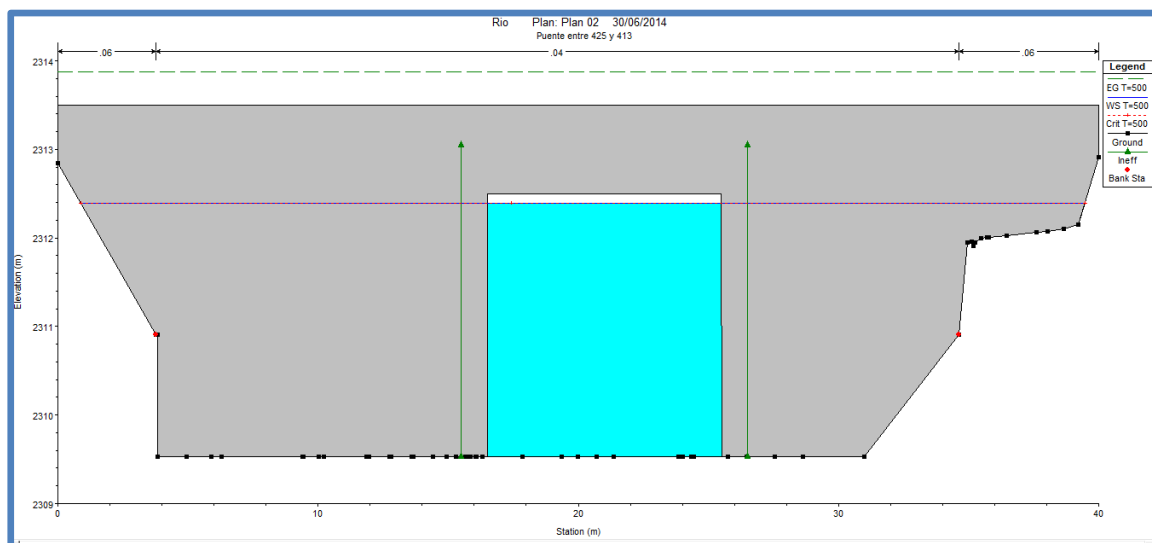
Caudal de Diseño : 138.94 m³ / s
Luz Libre : 10.80 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.040 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 10.80 m

Plan: Plan 02 Rio_export Eje RS: 418 BR U Profile: T=500

E.G. Elev (m)	2313.87	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.48	Wt. n-Val.		0.04	
W.S. Elev (m)	2312.39	Reach Len. (m)	10.00	10.00	10.00
Crit W.S. (m)	2312.39	Flow Area (m2)		25.77	
E.G. Slope (m/m)	0.02	Area (m2)		25.77	
Q Total (m3/s)	138.94	Flow (m3/s)		138.94	
Top Width (m)	9.00	Top Width (m)		9.00	
Vel Total (m/s)	5.39	Avg. Vel. (m/s)		5.39	
Max Chl Dpth (m)	2.86	Hydr. Depth (m)		2.86	
Conv. Total (m3/s)	1080.00	Conv. (m3/s)		1080.00	
Length Wtd. (m)	10.00	Wetted Per. (m)		11.88	
Min Ch El (m)	2309.53	Shear (N/m2)		352.20	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.16	Cum Volume (1000 m3)	4.92	15.14	2.83
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	5.49	7.29	4.10



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 425 DE ANÁLISIS
PUENTE POTRERO T=100 Años**

DATOS BÁSICOS:

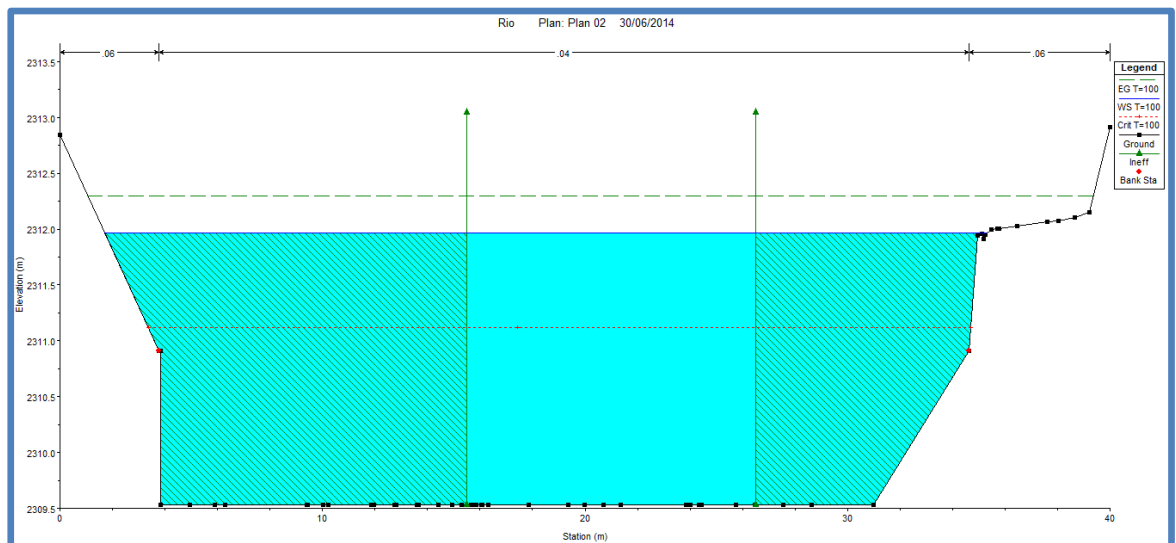
Caudal de Diseño : 68.50 m³ / s
Luz Libre : 10.80 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.040 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 10.80 m

Plan: Plan 02 Rio_export Eje RS: 425 Profile: T=100

E.G. Elev (m)	2312.30	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.33	Wt. n-Val.		0.04	
W.S. Elev (m)	2311.97	Reach Len. (m)	1.00	1.00	1.00
Crit W.S. (m)	2311.12	Flow Area (m2)		26.83	
E.G. Slope (m/m)	0.00	Area (m2)	1.10	72.65	0.18
Q Total (m3/s)	68.50	Flow (m3/s)		68.50	
Top Width (m)	33.62	Top Width (m)	2.07	30.85	0.70
Vel Total (m/s)	2.55	Avg. Vel. (m/s)		2.55	
Max Chl Dpth (m)	2.44	Hydr. Depth (m)		2.44	
Conv. Total (m3/s)	1215.00	Conv. (m3/s)		1215.00	
Length Wtd. (m)	1.00	Wetted Per. (m)		11.00	
Min Ch El (m)	2309.53	Shear (N/m2)		76.01	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	0.93	9.48	0.32
C & E Loss (m)	0.06	Cum SA (1000 m2)	2.04	7.31	0.67



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 425 DE ANÁLISIS
PUENTE POTRERO T=500 Años**

DATOS BÁSICOS:

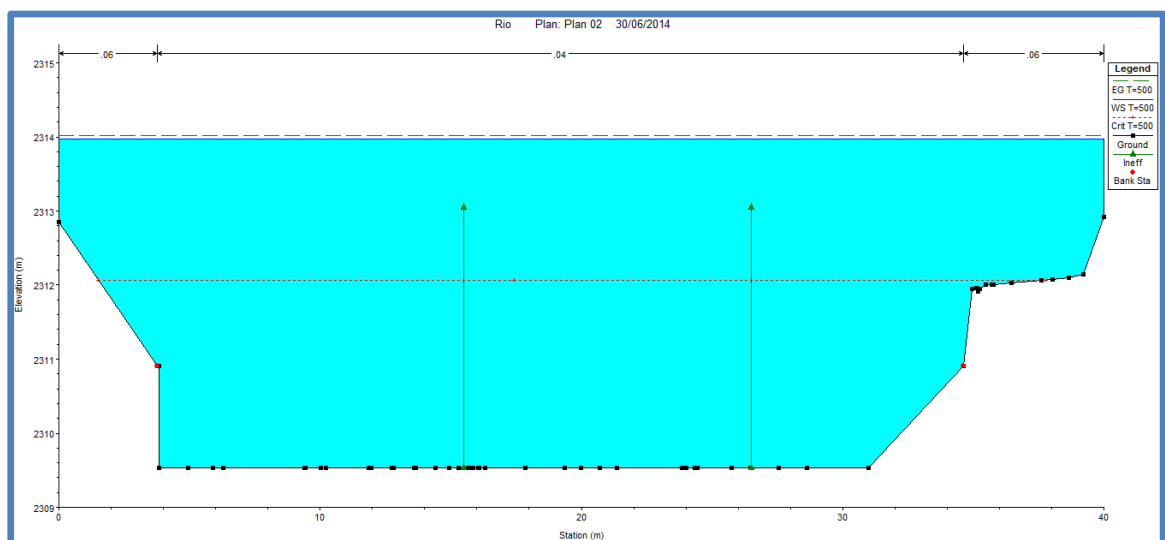
Caudal de Diseño : 138.94 m³ / s
Luz Libre : 10.80 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.040 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 10.80 m

Plan: Plan 02 Rio_export Eje RS: 425 Profile: T=500

E.G. Elev (m)	2314.02	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.05	Wt. n-Val.	0.06	0.04	0.06
W.S. Elev (m)	2313.97	Reach Len. (m)	1.00	1.00	1.00
Crit W.S. (m)	2312.07	Flow Area (m2)	7.91	134.31	10.14
E.G. Slope (m/m)	0.00	Area (m2)	7.91	134.31	10.14
Q Total (m3/s)	138.94	Flow (m3/s)	2.63	133.14	3.17
Top Width (m)	40.00	Top Width (m)	3.78	30.85	5.37
Vel Total (m/s)	0.91	Avg. Vel. (m/s)	0.33	0.99	0.31
Max Chl Dpth (m)	4.44	Hydr. Depth (m)	2.09	4.35	1.89
Conv. Total (m3/s)	9027.70	Conv. (m3/s)	170.70	8651.10	206.00
Length Wtd. (m)	1.00	Wetted Per. (m)	5.37	32.48	7.54
Min Ch El (m)	2309.53	Shear (N/m2)	3.42	9.61	3.12
Alpha	1.14	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	4.93	15.22	2.84
C & E Loss (m)	0.14	Cum SA (1000 m2)	5.49	7.31	4.10



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 427 DE ANÁLISIS
PUENTE POTRERO T=100 Años**

DATOS BÁSICOS:

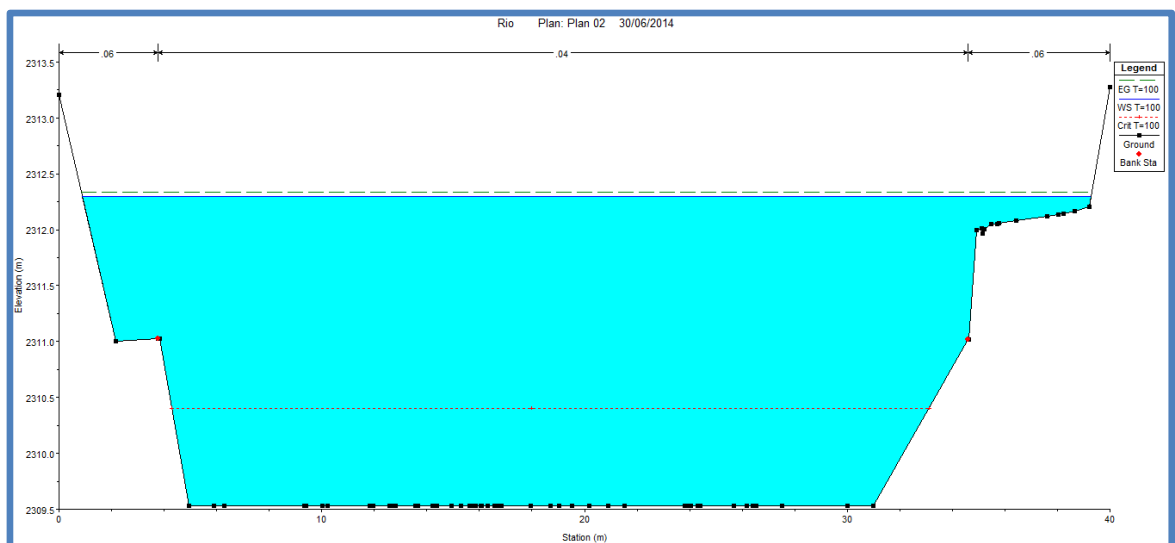
Caudal de Diseño : 68.50 m³ / s
Luz Libre : 10.80 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.040 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 10.80 m

Plan: Plan 02 Rio_export Eje RS: 427 Profile: T=100

E.G. Elev (m)	2312.33	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.03	Wt. n-Val.	0.06	0.04	0.06
W.S. Elev (m)	2312.30	Reach Len. (m)	92.08	2.00	1.94
Crit W.S. (m)	2310.40	Flow Area (m2)	2.89	81.74	1.09
E.G. Slope (m/m)	0.00	Area (m2)	2.89	81.74	1.09
Q Total (m3/s)	68.50	Flow (m3/s)	0.76	67.63	0.11
Top Width (m)	38.40	Top Width (m)	2.88	30.84	4.68
Vel Total (m/s)	0.80	Avg. Vel. (m/s)	0.26	0.83	0.10
Max Chl Dpth (m)	2.77	Hydr. Depth (m)	1.00	2.65	0.23
Conv. Total (m3/s)	3877.60	Conv. (m3/s)	42.90	3828.40	6.20
Length Wtd. (m)	2.50	Wetted Per. (m)	3.42	31.88	5.47
Min Ch El (m)	2309.53	Shear (N/m2)	2.58	7.85	0.61
Alpha	1.06	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	1.12	9.64	0.32
C & E Loss (m)	0.03	Cum SA (1000 m2)	2.27	7.37	0.68



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 427 DE ANÁLISIS
PUENTE POTRERO T=500 Años**

DATOS BÁSICOS:

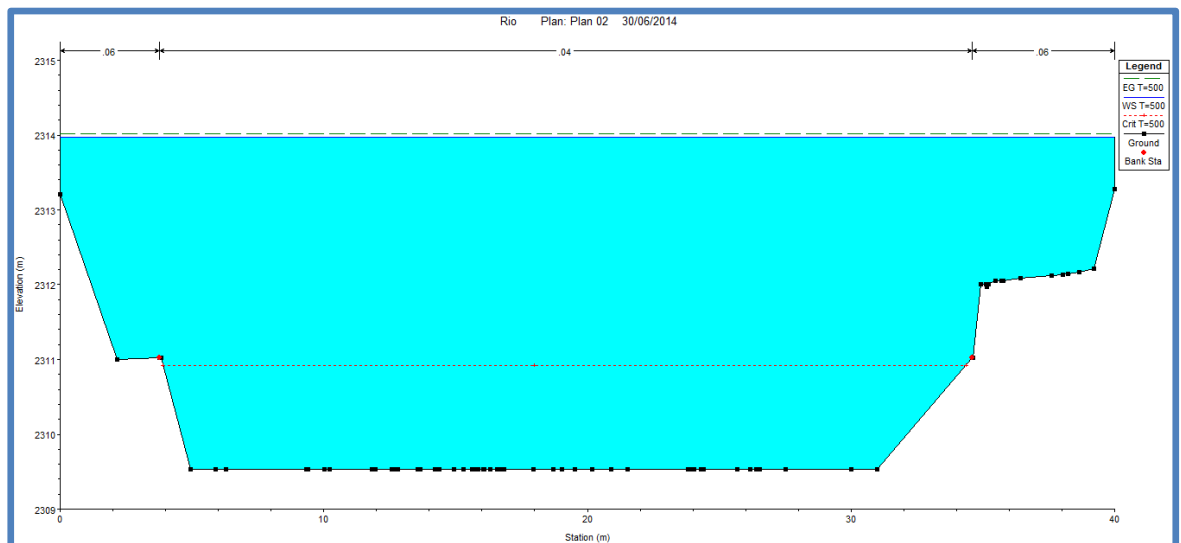
Caudal de Diseño : 138.94 m³ / s
Luz Libre : 10.80 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.040 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 10.80 m

Plan: Plan 02 Rio_export Eje RS: 427 Profile: T=500

E.G. Elev (m)	2314.02	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.05	Wt. n-Val.	0.06	0.04	0.06
W.S. Elev (m)	2313.97	Reach Len. (m)	92.08	2.00	1.94
Crit W.S. (m)	2310.91	Flow Area (m2)	8.77	133.25	9.75
E.G. Slope (m/m)	0.00	Area (m2)	8.77	133.25	9.75
Q Total (m3/s)	138.94	Flow (m3/s)	3.09	132.85	3.01
Top Width (m)	40.00	Top Width (m)	3.77	30.84	5.39
Vel Total (m/s)	0.92	Avg. Vel. (m/s)	0.35	1.00	0.31
Max Chl Dpth (m)	4.44	Hydr. Depth (m)	2.33	4.32	1.81
Conv. Total (m3/s)	9040.50	Conv. (m3/s)	200.80	8644.00	195.80
Length Wtd. (m)	3.85	Wetted Per. (m)	5.46	31.88	7.37
Min Ch El (m)	2309.53	Shear (N/m2)	3.73	9.68	3.06
Alpha	1.14	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	5.69	15.49	2.86
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	5.84	7.37	4.11



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN LOCAL
PUENTE POTRERO T=100 Años**

Hydraulic Design Data

Abutment Scour

Left Right

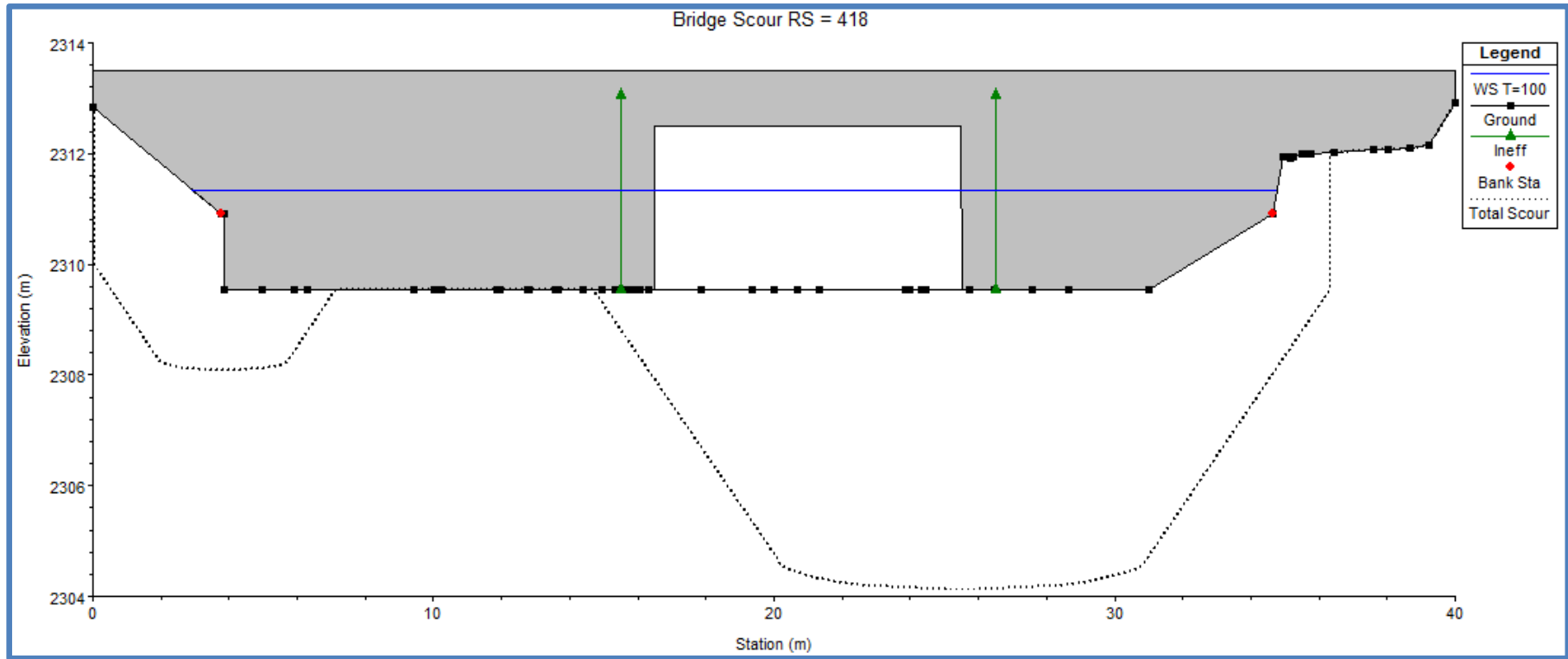
Input Data

Station at Toe (m)	: 3.84	25.51
Toe Sta at aprr (m)	: 3.83	25.49
Abutment Length (m)	: 2.94	13.80
Depth at Toe (m)	: 2.44	2.44
K1 Shape Coef	: 1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees)	: 90.00	90.00
K2 Skew Coef	: 1.00	1.00
Projected Length L' (m)	: 2.94	13.80
Avg Depth Obstructed Ya (m)	: 1.04	1.83
Flow Obstructed Qe (m ³ /s)	: 0.89	20.10
Area Obstructed Ae (m ²)	: 3.05	25.26

Results

Scour Depth Ys (m)	: 1.90	5.40
Qe/Ae = Ve	: 0.29	0.80
Froude #	: 0.09	0.19
Equation	: Froehlich	Froehlich

Figura 39. Análisis hidráulico con el software HEC-RAS. Gráfico del cálculo de la socavación local. Puente Potrero T=100 Años



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS CÁLCULO
DE LA SOCAVACIÓN LOCAL PUENTE POTRERO T=500 Años**

Hydraulic Design Data

Abutment Scour

Left Right

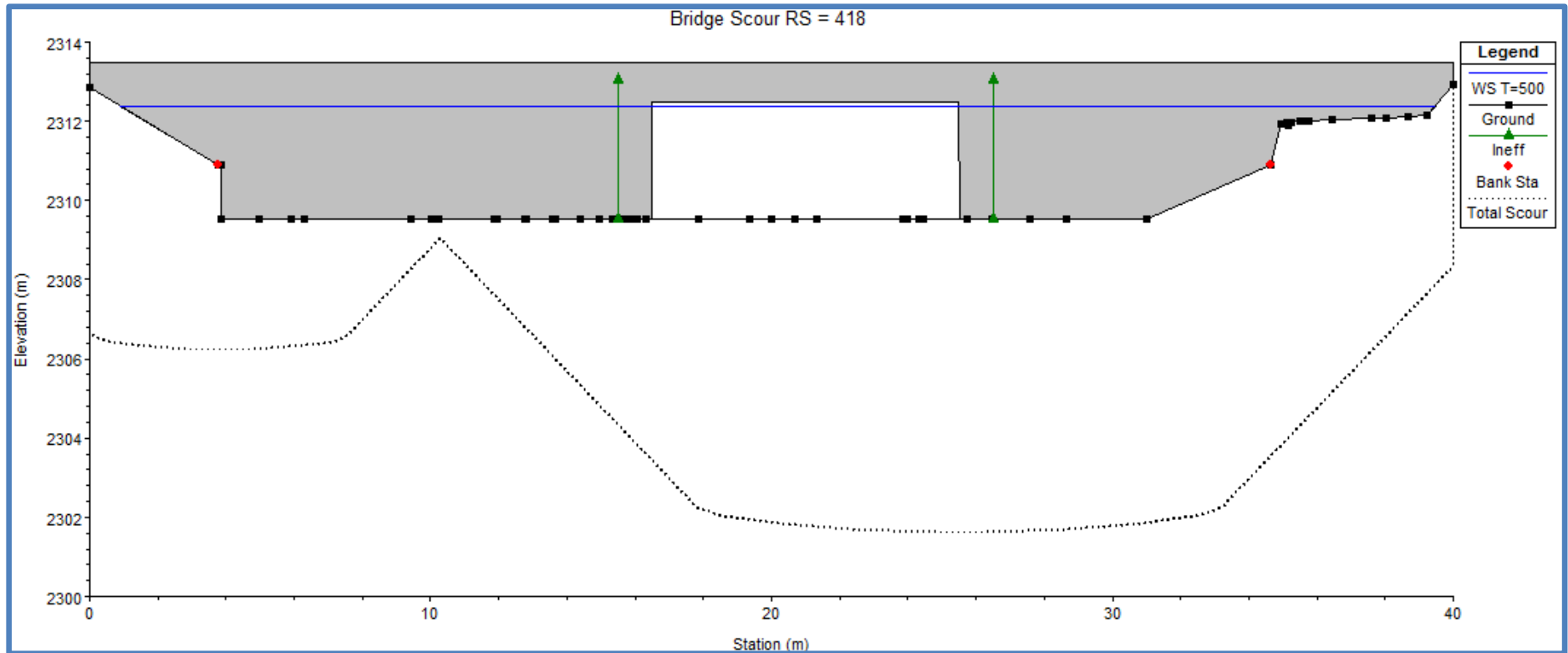
Input Data

Station at Toe (m)	:	3.84	25.51
Toe Sta at apr (m)	:	3.83	25.49
Abutment Length (m)	:	3.83	14.51
Depth at Toe (m)	:	4.44	4.44
K1 Shape Coef	:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees)	:	90.00	90.00
K2 Skew Coef	:	1.00	1.00
Projected Length L' (m)	:	3.83	14.51
Avg Depth Obstructed Ya (m)	:	2.36	3.39
Flow Obstructed Qe (m ³ /s)	:	3.35	42.28
Area Obstructed Ae (m ²)	:	9.04	49.14

Results

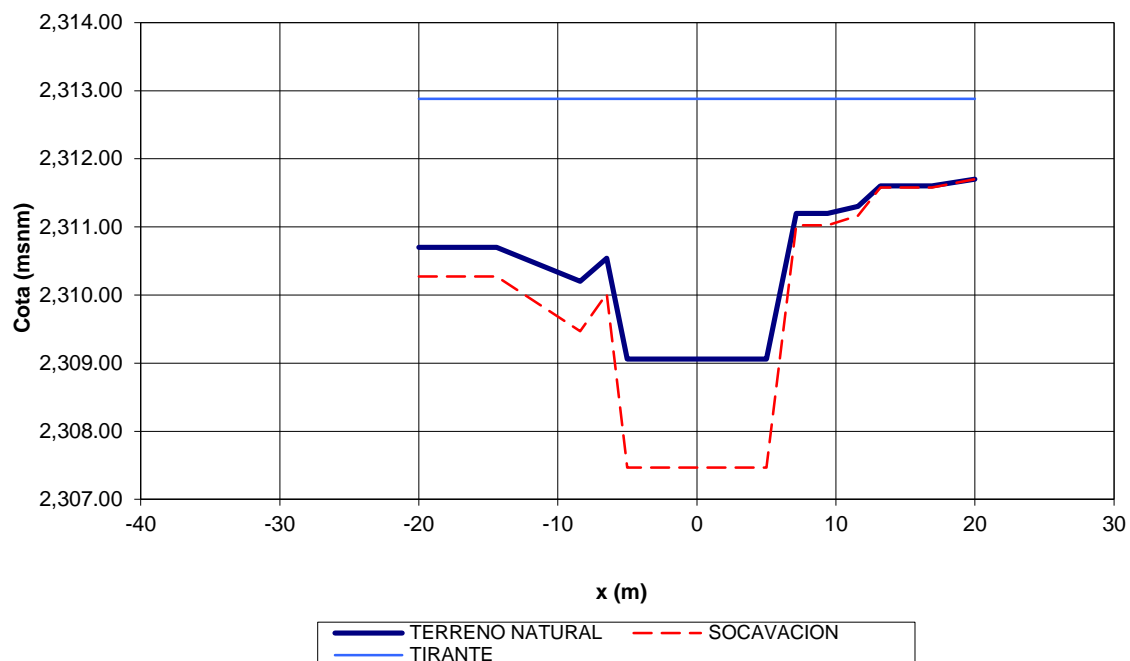
Scour Depth Ys (m)	:	3.74	7.89
Qe/Ae = Ve	:	0.37	0.86
Froude #	:	0.08	0.15
Equation	:	Froehlich	Froehlich

Figura 40. Análisis hidráulico con el software HEC-RAS Gráfico del cálculo de la socavación local Puente Potrero T=500 Años



CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERAL- METODO DE LISCHTVAN-LEBEDIEV							
Eje X	Cota Terreno en estiaje	Nivel de aguas	Tirante (m)	Socavacion (1)	Socavacion (2)	Cota de Socavacion (1)	Cota de Socavacion (2)
-20.00	2,310.70	2,312.88	2.18	0.43	0.00	2310.27	2310.70
-14.40	2,310.70	2,312.88	2.18	0.43	0.00	2310.27	2310.70
-8.40	2,310.20	2,312.88	2.68	0.73	0.00	2309.47	2310.20
-6.48	2,310.54	2,312.88	2.34	0.52	0.00	2310.02	2310.54
-5.00	2,309.06	2,312.88	3.82	1.59	0.00	2307.47	2309.06
5.00	2,309.06	2,312.88	3.82	1.59	0.00	2307.47	2309.06
7.14	2,311.20	2,312.88	1.68	0.18	0.00	2311.02	2311.20
9.40	2,311.20	2,312.88	1.68	0.18	0.00	2311.02	2311.20
11.60	2,311.30	2,312.88	1.58	0.13	0.00	2311.17	2311.30
13.20	2,311.60	2,312.88	1.28	0.02	0.00	2311.58	2311.60
16.90	2,311.60	2,312.88	1.28	0.02	0.00	2311.58	2311.60
20.00	2,311.70	2,312.88	1.18	0.00	0.00	2311.70	2311.70

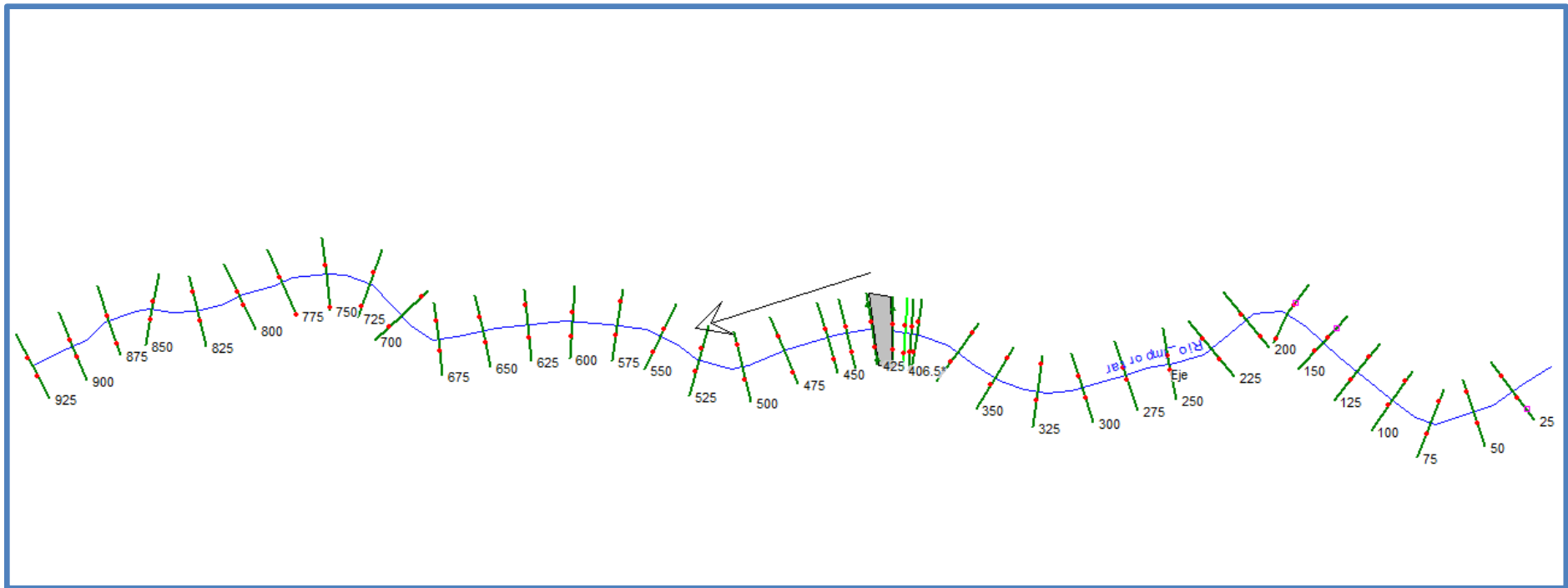
Cálculo de la Socavación - Método de LISCHT VAN-LEBEDIEV



Cálculos de Socavación general en la sección transversal

		Estrato 1	Estrato 2		
				ANALISIS DE LOS RESULTADOS	
Rugosidad		0.04	0.04		
Caudal	m ³ /s	138.9	138.9		
Tr	años	500	500	Estrato 1:	
Nivel aguas	msnm	2312.88	2312.88		
Ancho	m	10.80	10.80		Espesor = 4.00
Tirante					
Medio	m	3.07	3.07		Socavación= 1.59
Velocidad					
Media	m/s	1.24	1.24	Estrato 2:	
Contracción		0.89	0.89		Conglomerado
					Espesor = 3.00 ?
Suelo Cohesivo		No	No		Socavación= 0.00
Suelo No cohesivo		Si	Si		
Gs	Ton/m ³				
Dm	mm	100	100		Total: 1.59 m
Alfa		2.228	2.228		
Beta		0.970	0.970		
x		0.280	0.300		
1/(1+x)		0.781	0.769		
Coefficiente		0.945	0.946		
Exponente		1.302	1.282		
Profundidad alcanzada :		1.59	0.00		

Figura 41. Resultados obtenidos en el software HEC-RAS. Puente Maygasbamba



**III-32. Análisis hidráulico con el software HEC-RAS. Perfiles de flujo gradualmente
variado Puente Maygasbamba T=100 Años. 149**

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
Eje	925	T100	117.60	2586.01	2588.70	2588.70	2589.73	0.02	4.52	27.24	15.43	0.96
Eje	900	T100	117.60	2585.50	2588.10	2588.10	2589.18	0.02	4.65	27.10	14.89	0.94
Eje	875	T100	117.60	2585.13	2586.92	2586.92	2587.79	0.02	4.13	28.66	17.34	0.99
Eje	850	T100	117.60	2583.99	2586.57	2586.57	2587.29	0.01	4.07	39.40	30.53	0.82
Eje	825	T100	117.60	2582.54	2585.66	2584.45	2585.93	0.00	2.36	53.51	24.22	0.44
Eje	800	T100	117.60	2581.69	2584.88	2584.88	2585.74	0.01	4.43	35.91	24.62	0.84
Eje	775	T100	117.60	2580.98	2582.43	2582.43	2583.13	0.02	3.71	31.74	22.74	1.00
Eje	750	T100	117.60	2580.49	2581.92	2581.92	2582.60	0.02	3.66	32.15	23.82	1.01
Eje	725	T100	117.60	2579.49	2581.15	2581.15	2581.92	0.02	3.89	30.32	21.00	1.00
Eje	700	T100	117.60	2578.50	2580.06	2580.06	2580.73	0.02	3.62	32.52	26.17	1.00
Eje	675	T100	117.60	2577.40	2579.38	2579.38	2580.23	0.02	4.09	29.05	18.95	0.99
Eje	650	T100	117.60	2576.08	2578.13	2578.13	2579.12	0.02	4.41	26.68	13.59	1.00
Eje	625	T100	117.60	2575.48	2577.61	2577.12	2578.09	0.01	3.07	38.76	22.04	0.68
Eje	600	T100	117.60	2574.50	2576.75	2576.75	2577.73	0.02	4.39	27.29	16.94	0.97
Eje	575	T100	117.60	2574.07	2576.07	2576.07	2576.84	0.02	3.90	30.77	22.07	0.98
Eje	550	T100	117.60	2573.05	2575.26	2575.10	2576.09	0.02	4.03	29.19	14.50	0.89
Eje	525	T100	117.60	2572.47	2574.62	2574.62	2575.62	0.02	4.42	26.71	14.91	0.99
Eje	500	T100	117.60	2571.45	2573.12	2573.12	2573.87	0.02	3.84	31.22	22.20	0.99
Eje	475	T100	117.60	2570.55	2572.06	2572.06	2572.79	0.02	3.79	31.19	22.25	1.00
Eje	450	T100	117.60	2569.46	2571.92	2571.44	2572.41	0.01	3.09	39.61	23.61	0.67
Eje	439	T100	117.60	2569.22	2571.64	2571.36	2572.29	0.01	3.60	34.75	22.64	0.78
Eje	425	T100	117.60	2568.93	2571.57	2571.11	2572.11	0.01	3.30	39.40	24.35	0.68
Eje	417	Bridge										
Eje	413	T100	117.60	2568.48	2570.87	2570.60	2571.56	0.01	3.69	33.05	19.74	0.79
Eje	403	T100	117.60	2568.23	2570.31	2570.31	2571.25	0.02	4.31	27.36	15.72	1.00
Eje	400	T100	117.60	2567.99	2569.91	2569.91	2570.78	0.02	4.12	28.54	16.52	1.00
Eje	375	T100	117.60	2566.98	2568.88	2568.88	2569.65	0.02	3.90	30.16	20.04	1.00
Eje	350	T100	117.60	2566.41	2568.23	2568.23	2569.05	0.02	4.02	29.74	19.82	0.99
Eje	325	T100	117.60	2565.49	2568.19	2567.28	2568.49	0.00	2.41	49.23	22.03	0.50
Eje	300	T100	117.60	2564.84	2567.37	2567.37	2568.26	0.01	4.24	30.62	20.32	0.92
Eje	275	T100	117.60	2563.47	2566.77	2566.77	2567.85	0.01	4.83	30.06	18.58	0.89
Eje	250	T100	117.60	2563.00	2566.40	2566.40	2567.28	0.01	4.45	34.64	24.29	0.84
Eje	225	T100	117.60	2561.97	2564.52	2564.52	2565.44	0.02	4.24	28.00	17.66	0.99
Eje	200	T100	117.60	2561.49	2563.47	2563.47	2564.26	0.02	3.99	31.47	22.71	0.95
Eje	175	T100	117.60	2560.48	2563.04	2562.29	2563.36	0.00	2.50	47.17	22.00	0.54
Eje	150	T100	117.60	2559.00	2561.91	2561.91	2563.06	0.02	4.76	24.99	11.48	0.97
Eje	125	T100	117.60	2558.47	2560.36	2560.36	2561.11	0.02	3.90	33.68	25.45	0.93
Eje	100	T100	117.60	2557.40	2559.28	2559.28	2560.03	0.01	3.87	32.61	27.20	0.92
Eje	75	T100	117.60	2556.42	2558.26	2558.26	2559.01	0.02	3.85	31.73	23.19	0.98
Eje	50	T100	117.60	2554.98	2556.77	2556.77	2557.56	0.02	3.97	30.37	20.29	0.99
Eje	25	T100	117.60	2554.00	2556.44	2555.92	2556.99	0.01	3.28	37.03	16.83	0.67

Figura 42. Perfil de flujo gradualmente variado Puente Maygasbamba T=100 Años

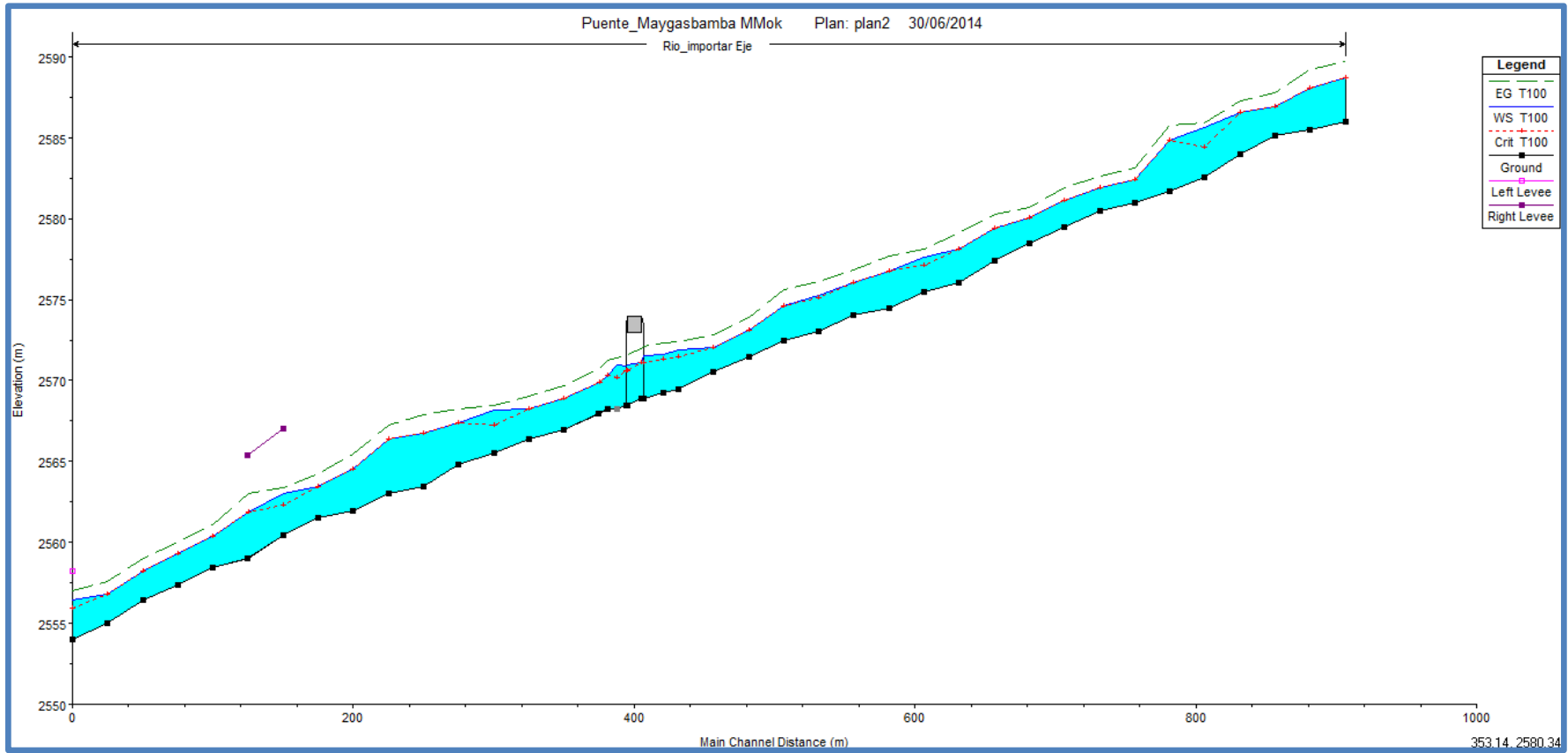
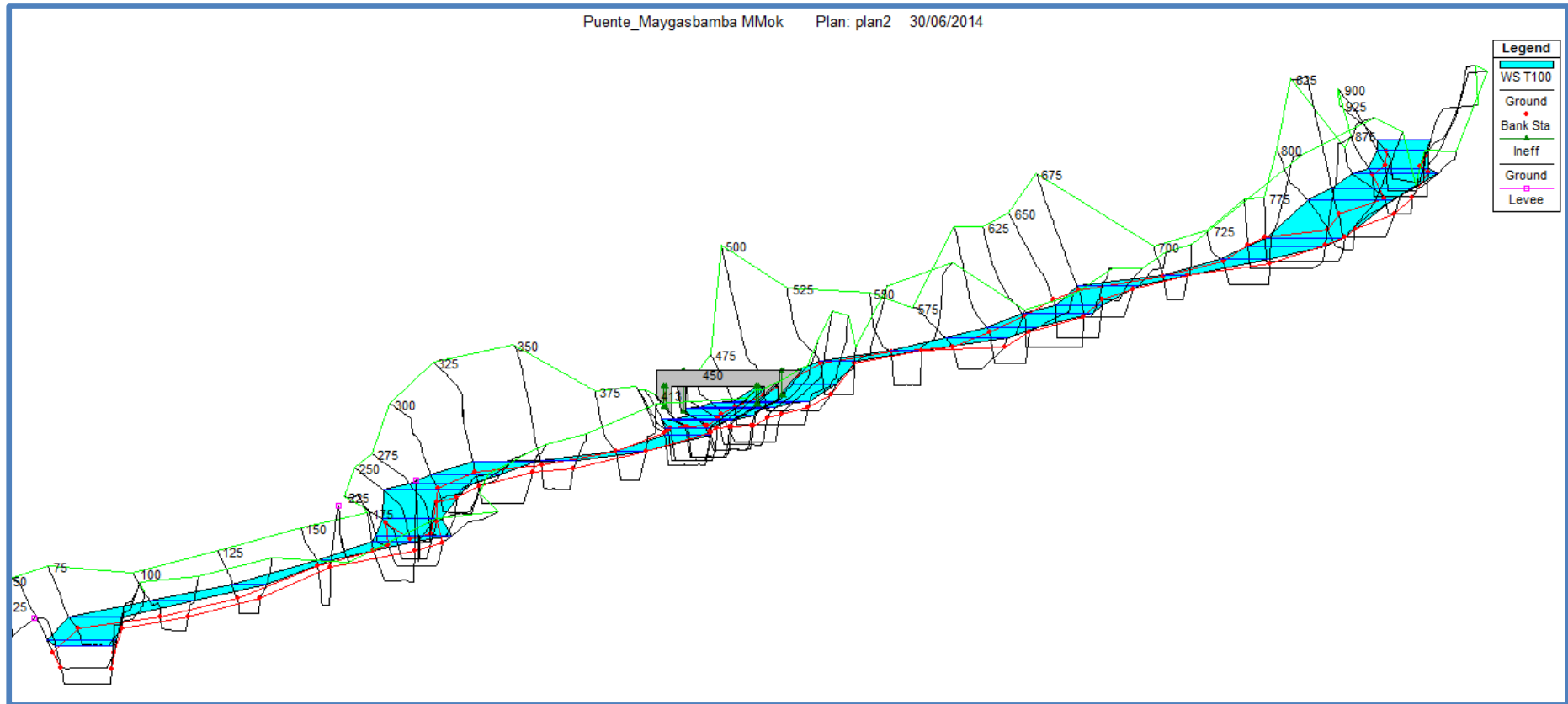


Figura 43. Gráfico pseudo 3D del río Maygasbamba T=100 Años



III-33. Análisis hidráulico con el software HEC-RAS. Perfiles de flujo gradualmente variado. Puente Maygasbamba T=500 Años. 152

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
Eje	925	T500	183.61	2586.01	2589.50	2589.50	2590.72	0.01	5.03	41.22	19.48	0.92
Eje	900	T500	183.61	2585.50	2589.05	2589.05	2590.21	0.01	4.96	44.57	22.51	0.86
Eje	875	T500	183.61	2585.13	2587.56	2587.56	2588.67	0.02	4.70	40.67	21.00	0.97
Eje	850	T500	183.61	2583.99	2587.15	2587.15	2587.99	0.01	4.61	58.58	36.03	0.84
Eje	825	T500	183.61	2582.54	2586.35	2585.06	2586.76	0.00	2.89	72.24	27.99	0.48
Eje	800	T500	183.61	2581.69	2585.55	2585.55	2586.56	0.01	5.01	54.94	32.04	0.85
Eje	775	T500	183.61	2580.98	2582.91	2582.91	2583.85	0.02	4.29	43.13	24.47	1.00
Eje	750	T500	183.61	2580.49	2582.39	2582.39	2583.30	0.02	4.23	43.51	24.35	1.00
Eje	725	T500	183.61	2579.49	2581.72	2581.72	2582.69	0.02	4.39	43.58	24.58	0.96
Eje	700	T500	183.61	2578.50	2580.78	2580.55	2581.43	0.01	3.60	54.13	32.76	0.80
Eje	675	T500	183.61	2577.40	2580.02	2580.02	2581.08	0.01	4.59	42.41	22.93	0.95
Eje	650	T500	183.61	2576.08	2578.94	2578.94	2580.07	0.02	4.74	40.92	21.44	0.93
Eje	625	T500	183.61	2575.48	2578.31	2577.73	2578.93	0.01	3.52	55.29	25.48	0.68
Eje	600	T500	183.61	2574.50	2577.56	2577.56	2578.63	0.01	4.69	45.70	28.71	0.88
Eje	575	T500	183.61	2574.07	2576.67	2576.67	2577.60	0.01	4.33	46.37	29.03	0.93
Eje	550	T500	183.61	2573.05	2575.92	2575.92	2577.02	0.02	4.69	42.21	24.90	0.90
Eje	525	T500	183.61	2572.47	2575.47	2575.47	2576.55	0.01	4.69	44.07	24.82	0.88
Eje	500	T500	183.61	2571.45	2573.65	2573.65	2574.63	0.02	4.41	43.59	24.75	0.98
Eje	475	T500	183.61	2570.55	2572.68	2572.57	2573.54	0.01	4.13	45.81	26.07	0.91
Eje	450	T500	183.61	2569.46	2572.63	2572.06	2573.23	0.01	3.51	59.12	31.15	0.66
Eje	439	T500	183.61	2569.22	2572.43	2572.10	2573.14	0.01	3.87	56.60	31.32	0.72
Eje	425	T500	183.61	2568.93	2572.39	2571.84	2572.99	0.01	3.59	61.82	31.17	0.64
Eje	417	Bridge										
Eje	413	T500	183.61	2568.48	2571.65	2571.35	2572.45	0.01	4.05	52.16	28.97	0.75
Eje	403	T500	183.61	2568.23	2571.06	2571.06	2572.16	0.01	4.69	42.64	24.19	0.92
Eje	400	T500	183.61	2567.99	2570.56	2570.56	2571.65	0.02	4.64	40.72	21.69	0.96
Eje	375	T500	183.61	2566.98	2569.45	2569.45	2570.43	0.02	4.41	43.03	24.91	0.97
Eje	350	T500	183.61	2566.41	2568.83	2568.83	2569.87	0.02	4.55	42.76	23.34	0.96
Eje	325	T500	183.61	2565.49	2568.95	2567.82	2569.36	0.00	2.85	67.07	26.05	0.51
Eje	300	T500	183.61	2564.84	2568.04	2568.04	2569.13	0.01	4.79	45.52	24.11	0.91
Eje	275	T500	183.61	2563.47	2567.75	2567.75	2568.78	0.01	5.01	55.27	32.34	0.80
Eje	250	T500	183.61	2563.00	2567.15	2567.15	2568.09	0.01	4.88	55.61	32.21	0.82
Eje	225	T500	183.61	2561.97	2565.33	2565.33	2566.25	0.01	4.38	49.05	32.03	0.86
Eje	200	T500	183.61	2561.49	2564.06	2564.06	2565.04	0.01	4.52	46.24	26.81	0.93
Eje	175	T500	183.61	2560.48	2564.04	2562.81	2564.40	0.00	2.68	69.67	23.27	0.48
Eje	150	T500	183.61	2559.00	2562.94	2562.94	2564.16	0.01	5.01	42.22	22.71	0.86
Eje	125	T500	183.61	2558.47	2560.90	2560.90	2561.85	0.01	4.50	48.10	28.68	0.94
Eje	100	T500	183.61	2557.40	2559.85	2559.85	2560.76	0.01	4.36	49.57	31.85	0.90
Eje	75	T500	183.61	2556.42	2558.80	2558.80	2559.76	0.01	4.40	44.83	25.32	0.97
Eje	50	T500	183.61	2554.98	2557.38	2557.33	2558.37	0.01	4.46	43.34	22.18	0.95
Eje	25	T500	183.61	2554.00	2557.17	2556.56	2557.93	0.01	3.90	49.58	18.03	0.70

Figura 44. Perfil de flujo gradualmente variado. Puente Maygasbamba T=500 años

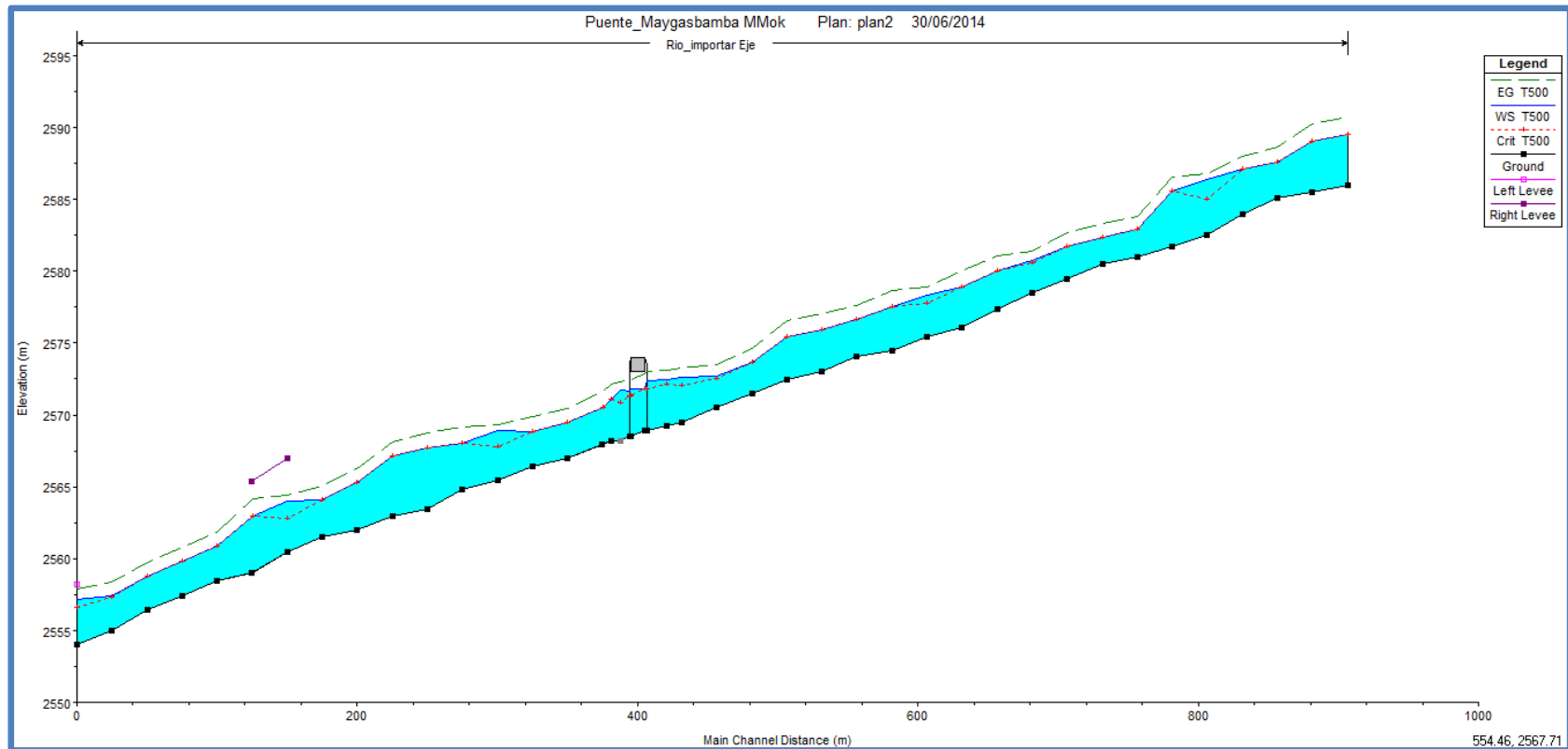
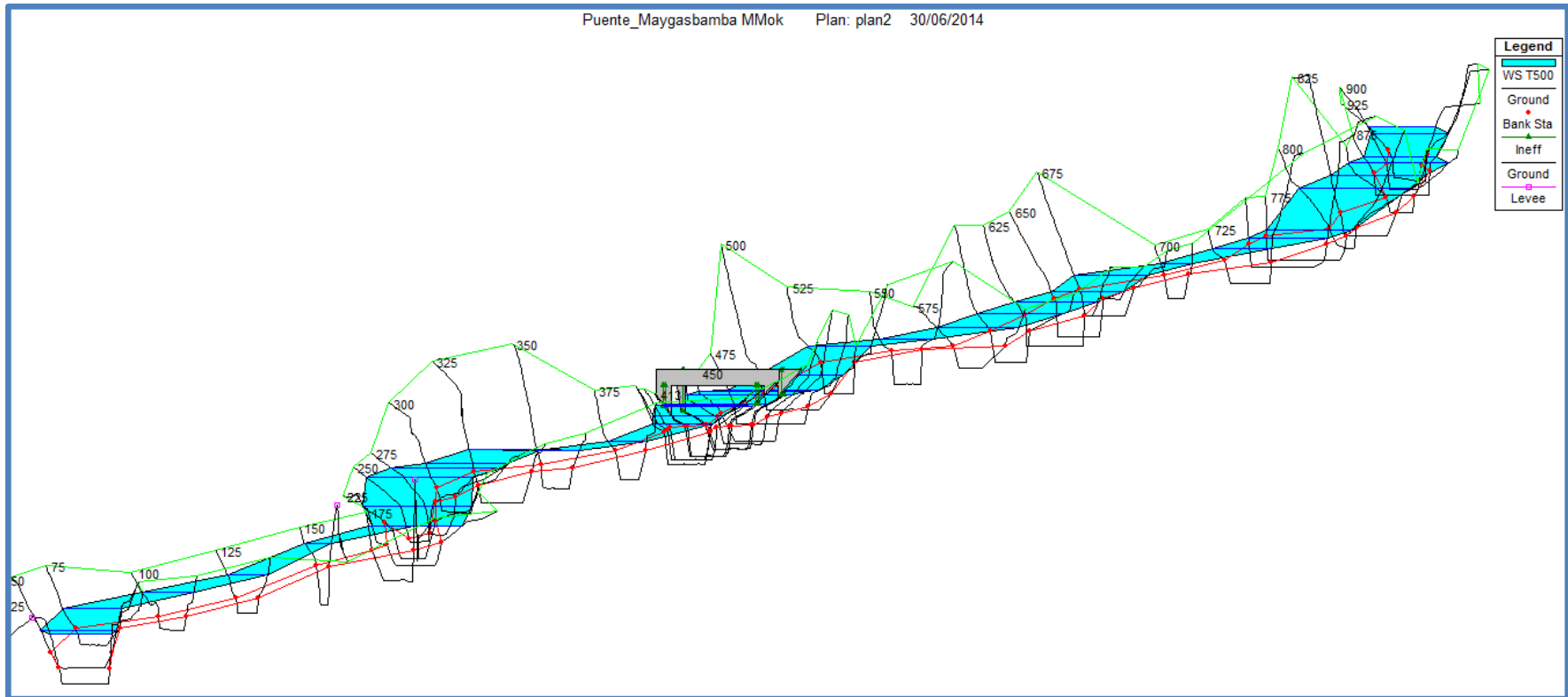


Figura 45. Gráfico pseudo 3D del río Maygasbamba. T=500 Años



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 403 DE ANÁLISIS
PUENTE MAYGASBAMBA T=100 Años**

DATOS BÁSICOS:

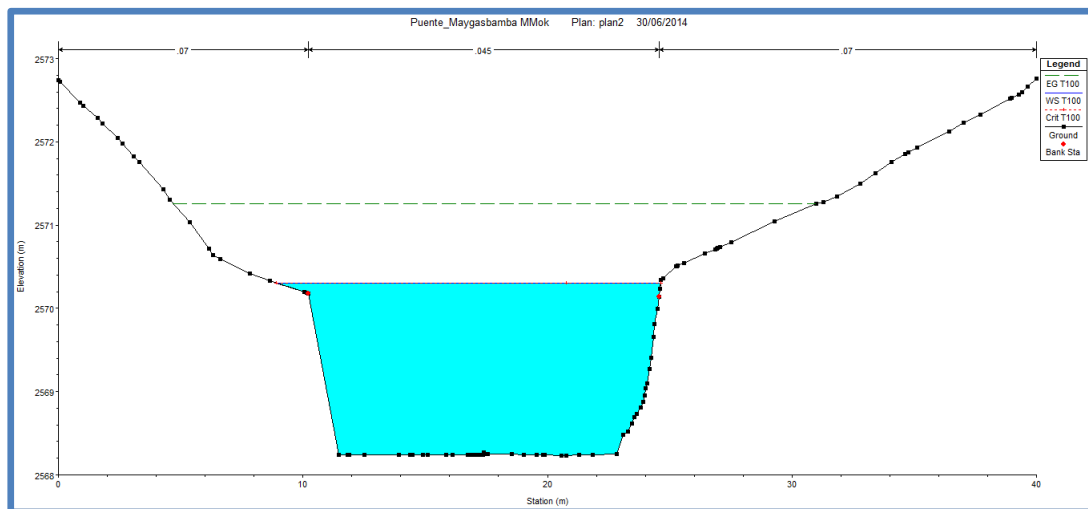
Caudal de Diseño : 117.60 m³ / s
Luz Libre : 30.00 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.045 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 30.00 m

Plan: plan2 Rio_importar Eje RS: 403 Profile: T100

E.G. Elev (m)	2571.25	Element	Left OB	Channe I	Right OB
Vel Head (m)	0.95	Wt. n-Val.	0.07	0.05	0.07
W.S. Elev (m)	2570.31	Reach Len. (m)	6.25	6.50	6.82
Crit W.S. (m)	2570.31	Flow Area (m2)	0.08	27.27	0.01
E.G. Slope (m/m)	0.02	Area (m2)	0.08	27.27	0.01
Q Total (m3/s)	117.60	Flow (m3/s)	0.03	117.57	0.00
Top Width (m)	15.72	Top Width (m)	1.29	14.36	0.07
Vel Total (m/s)	4.30	Avg. Vel. (m/s)	0.31	4.31	0.20
Max Chl Dpth (m)	2.08	Hydr. Depth (m)	0.06	1.90	0.09
Conv. Total (m3/s)	851.10	Conv. (m3/s)	0.20	850.90	0.00
Length Wtd. (m)	6.50	Wetted Per. (m)	1.30	16.40	0.18
Min Ch El (m)	2568.23	Shear (N/m2)	11.79	311.44	5.94
Alpha	1.01	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.12	Cum Volume (1000 m3)	1.42	11.62	0.34
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	2.42	5.89	0.94



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 403 DE ANÁLISIS
PUENTE MAYGASBAMBA T=500 Años**

DATOS BÁSICOS:

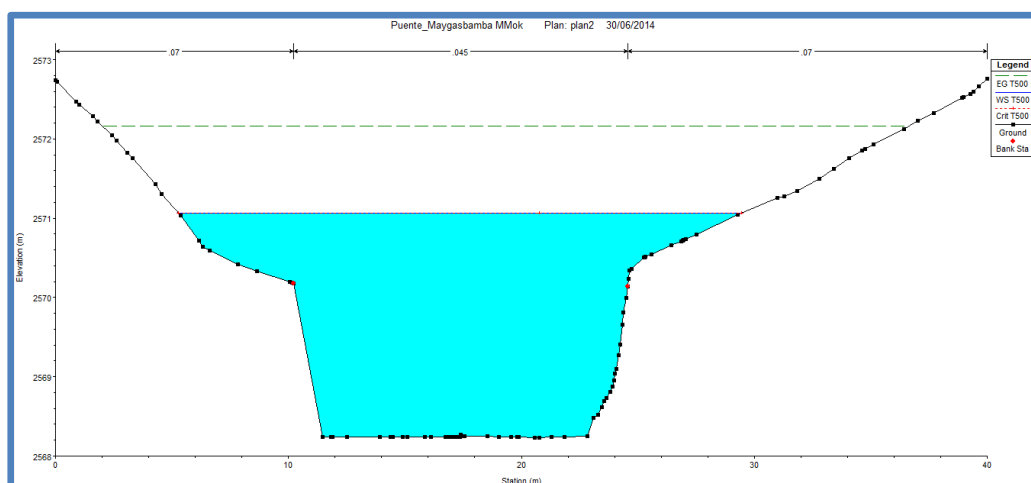
Caudal de Diseño : 183.61 m³ / s
Luz Libre : 30.00 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.045 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 30.00 m

Plan: plan2 Rio_importar Eje RS: 403 Profile: T500

E.G. Elev (m)	2572.16	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.09	Wt. n-Val.	0.07	0.05	0.07
W.S. Elev (m)	2571.06	Reach Len. (m)	6.25	6.50	6.82
Crit W.S. (m)	2571.06	Flow Area (m2)	2.85	38.14	1.65
E.G. Slope (m/m)	0.01	Area (m2)	2.85	38.14	1.65
Q Total (m3/s)	183.61	Flow (m3/s)	3.34	178.93	1.34
Top Width (m)	24.19	Top Width (m)	4.94	14.36	4.89
Vel Total (m/s)	4.31	Avg. Vel. (m/s)	1.17	4.69	0.81
Max Chl Dpth (m)	2.83	Hydr. Depth (m)	0.58	2.66	0.34
Conv. Total (m3/s)	1526.80	Conv. (m3/s)	27.70	1487.90	11.20
Length Wtd. (m)	6.50	Wetted Per. (m)	5.05	16.40	5.09
Min Ch El (m)	2568.23	Shear (N/m2)	79.91	329.87	46.07
Alpha	1.16	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.10	Cum Volume (1000 m3)	3.80	15.71	1.40
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	4.52	5.90	1.89



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 413 DE ANÁLISIS
PUENTE MAYGASBAMBA T=100 Años**

DATOS BÁSICOS:

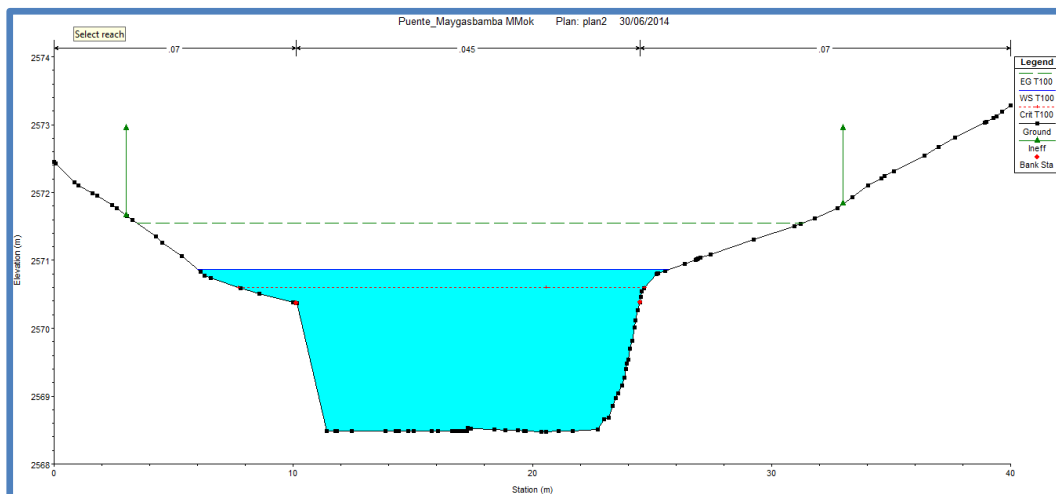
Caudal de Diseño : 117.60 m³ / s
Luz Libre : 30.00 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.045 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 30.00 m

Plan: plan2 Rio_importar Eje RS: 413 Profile: T100

E.G. Elev (m)	2571.56	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.69	Wt. n-Val.	0.07	0.05	0.07
W.S. Elev (m)	2570.87	Reach Len. (m)	6.25	6.50	6.82
Crit W.S. (m)	2570.60	Flow Area (m2)	1.20	31.68	0.17
E.G. Slope (m/m)	0.01	Area (m2)	1.20	31.68	0.17
Q Total (m3/s)	117.60	Flow (m3/s)	0.80	116.74	0.06
Top Width (m)	19.74	Top Width (m)	4.12	14.39	1.23
Vel Total (m/s)	3.56	Avg. Vel. (m/s)	0.67	3.69	0.37
Max Chl Dpth (m)	2.39	Hydr. Depth (m)	0.29	2.20	0.14
Conv. Total (m3/s)	1102.60	Conv. (m3/s)	7.50	1094.50	0.60
Length Wtd. (m)	6.50	Wetted Per. (m)	4.16	16.34	1.38
Min Ch El (m)	2568.48	Shear (N/m2)	32.26	216.29	13.47
Alpha	1.06	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.05	Cum Volume (1000 m3)	1.43	12.08	0.35
C & E Loss (m)	0.14	Cum SA (1000 m2)	2.45	6.09	0.97



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 413 DE ANÁLISIS
PUENTE MAYGASBAMBA T=500 Años**

DATOS BÁSICOS:

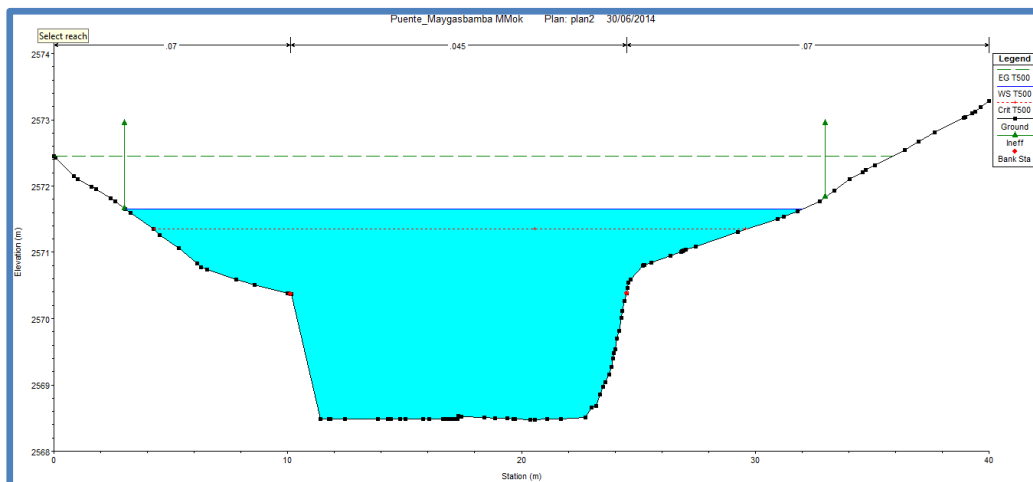
Caudal de Diseño : 183.61 m³ / s
Luz Libre : 30.00 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.045 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 30.00 m

Plan: plan2 Rio_importar Eje RS: 413 Profile: T500

E.G. Elev (m)	2572.45	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.80	Wt. n-Val.	0.07	0.05	0.07
W.S. Elev (m)	2571.65	Reach Len. (m)	6.25	6.50	6.82
Crit W.S. (m)	2571.35	Flow Area (m2)	5.56	42.98	3.62
E.G. Slope (m/m)	0.01	Area (m2)	5.56	42.98	3.62
Q Total (m3/s)	183.61	Flow (m3/s)	6.40	174.23	2.98
Top Width (m)	28.97	Top Width (m)	7.05	14.39	7.53
Vel Total (m/s)	3.52	Avg. Vel. (m/s)	1.15	4.05	0.82
Max Chl Dpth (m)	3.18	Hydr. Depth (m)	0.79	2.99	0.48
Conv. Total (m3/s)	1918.40	Conv. (m3/s)	66.90	1820.40	31.10
Length Wtd. (m)	6.50	Wetted Per. (m)	7.19	16.34	7.74
Min Ch El (m)	2568.48	Shear (N/m2)	69.41	236.33	42.02
Alpha	1.26	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.04	Cum Volume (1000 m3)	3.86	16.32	1.46
C & E Loss (m)	0.14	Cum SA (1000 m2)	4.59	6.09	2.00



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 417 BR D DE ANÁLISIS
PUENTE MAYGASBAMBA T=100 Años**

DATOS BÁSICOS:

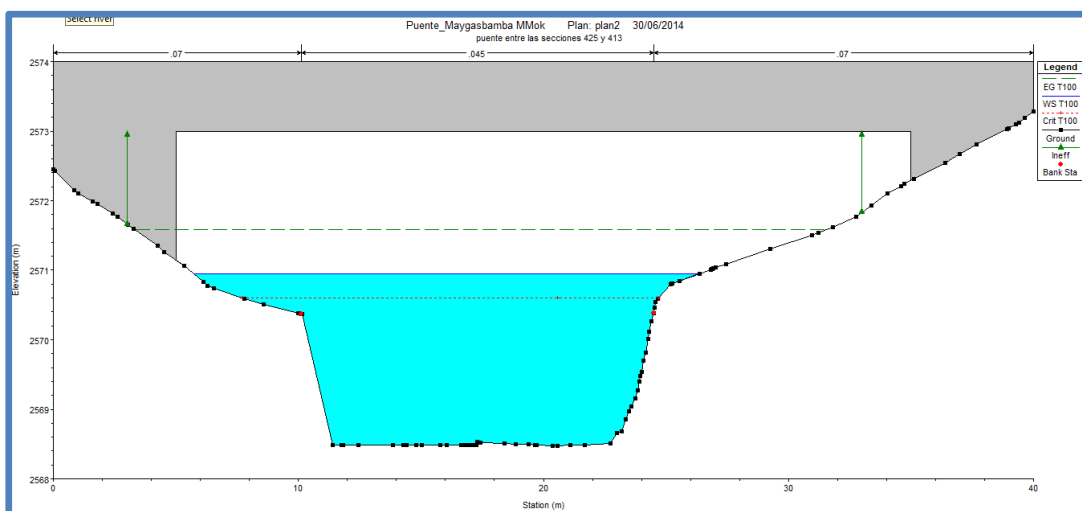
Caudal de Diseño : 117.60 m³ / s
Luz Libre : 30.00 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.045 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 30.00 m

Plan: plan2 Rio_importar Eje RS: 417 BR D Profile: T100

E.G. Elev (m)	2571.58	Element	Left OB	Channe l	Right OB
Vel Head (m)	0.64	Wt. n-Val.	0.07	0.05	0.07
W.S. Elev (m)	2570.94	Reach Len. (m)	1.00	1.00	1.00
Crit W.S. (m)	2570.60	Flow Area (m2)	1.52	32.76	0.28
E.G. Slope (m/m)	0.01	Area (m2)	1.52	32.76	0.28
Q Total (m3/s)	117.60	Flow (m3/s)	1.07	116.41	0.11
Top Width (m)	20.58	Top Width (m)	4.37	14.39	1.82
Vel Total (m/s)	3.40	Avg. Vel. (m/s)	0.71	3.55	0.39
Max Chl Dpth (m)	2.47	Hydr. Depth (m)	0.35	2.28	0.16
Conv. Total (m3/s)	1169.60	Conv. (m3/s)	10.70	1157.80	1.10
Length Wtd. (m)	1.00	Wetted Per. (m)	4.42	16.34	1.98
Min Ch El (m)	2568.48	Shear (N/m2)	34.14	198.80	14.15
Alpha	1.08	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	1.44	12.11	0.35
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	2.46	6.11	0.97



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 417 BR D DE ANÁLISIS
PUENTE MAYGASBAMBA T=500 Años**

DATOS BÁSICOS:

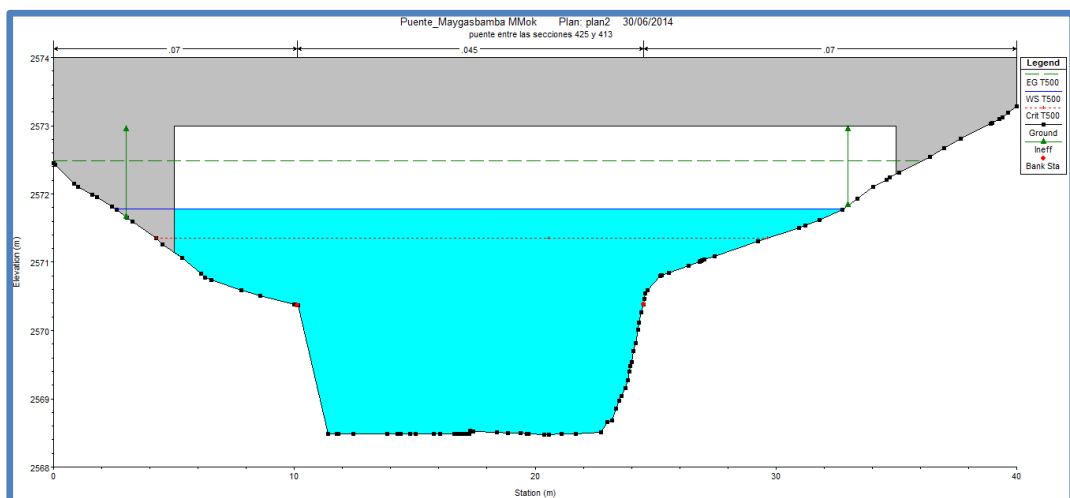
Caudal de Diseño : 183.61 m³ / s
Luz Libre : 30.00 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.045 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 30.00 m

Plan: plan2 Rio_importar Eje RS: 417 BR D Profile: T500

E.G. Elev (m)	2572.49	Element	Left OB	Channe l	Right OB
Vel Head (m)	0.71	Wt. n-Val.	0.07	0.05	0.07
W.S. Elev (m)	2571.78	Reach Len. (m)	1.00	1.00	1.00
Crit W.S. (m)	2571.35	Flow Area (m2)	5.70	44.75	4.59
E.G. Slope (m/m)	0.01	Area (m2)	5.70	44.75	4.59
Q Total (m3/s)	183.61	Flow (m3/s)	7.67	172.09	3.85
Top Width (m)	27.76	Top Width (m)	5.11	14.39	8.26
Vel Total (m/s)	3.34	Avg. Vel. (m/s)	1.35	3.85	0.84
Max Chl Dpth (m)	3.30	Hydr. Depth (m)	1.12	3.11	0.56
Conv. Total (m3/s)	2076.90	Conv. (m3/s)	86.80	1946.60	43.50
Length Wtd. (m)	1.00	Wetted Per. (m)	5.18	16.34	8.47
Min Ch El (m)	2568.48	Shear (N/m2)	84.27	209.90	41.50
Alpha	1.25	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	3.86	16.37	1.47
C & E Loss (m)	0.03	Cum SA (1000 m2)	4.60	6.11	2.01



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 417 BR U DE ANÁLISIS
PUENTE MAYGASBAMBA T=100 Años**

DATOS BÁSICOS:

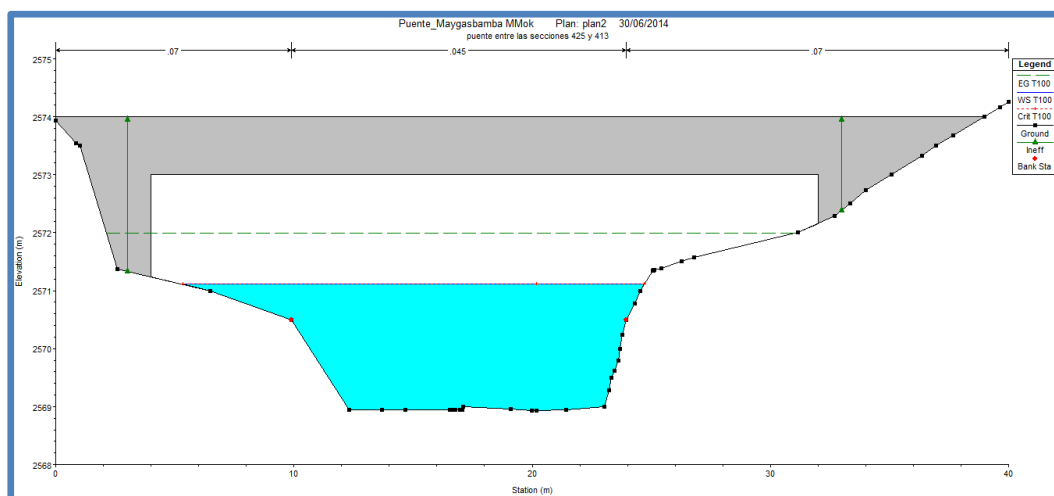
Caudal de Diseño : 117.60 m³ / s
Luz Libre : 30.00 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.045 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 30.00 m

Plan: plan2 Rio_importar Eje RS: 417 BR U Profile: T100

E.G. Elev (m)	2572.00	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.88	Wt. n-Val.	0.07	0.05	0.07
W.S. Elev (m)	2571.11	Reach Len. (m)	10.00	10.00	10.00
Crit W.S. (m)	2571.11	Flow Area (m2)	1.29	27.81	0.22
E.G. Slope (m/m)	0.02	Area (m2)	1.29	27.81	0.22
Q Total (m3/s)	117.60	Flow (m3/s)	1.00	116.45	0.15
Top Width (m)	19.35	Top Width (m)	4.54	14.07	0.74
Vel Total (m/s)	4.01	Avg. Vel. (m/s)	0.78	4.19	0.68
Max Chl Dpth (m)	2.19	Hydr. Depth (m)	0.28	1.98	0.30
Conv. Total (m3/s)	925.20	Conv. (m3/s)	7.90	916.10	1.20
Length Wtd. (m)	10.00	Wetted Per. (m)	4.58	15.41	0.96
Min Ch El (m)	2568.93	Shear (N/m2)	44.50	285.97	36.06
Alpha	1.08	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.13	Cum Volume (1000 m3)	1.45	12.41	0.35
C & E Loss (m)	0.12	Cum SA (1000 m2)	2.50	6.25	0.98



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 417 BR U DE ANÁLISIS
PUENTE MAYGASBAMBA T=500 Años**

DATOS BÁSICOS:

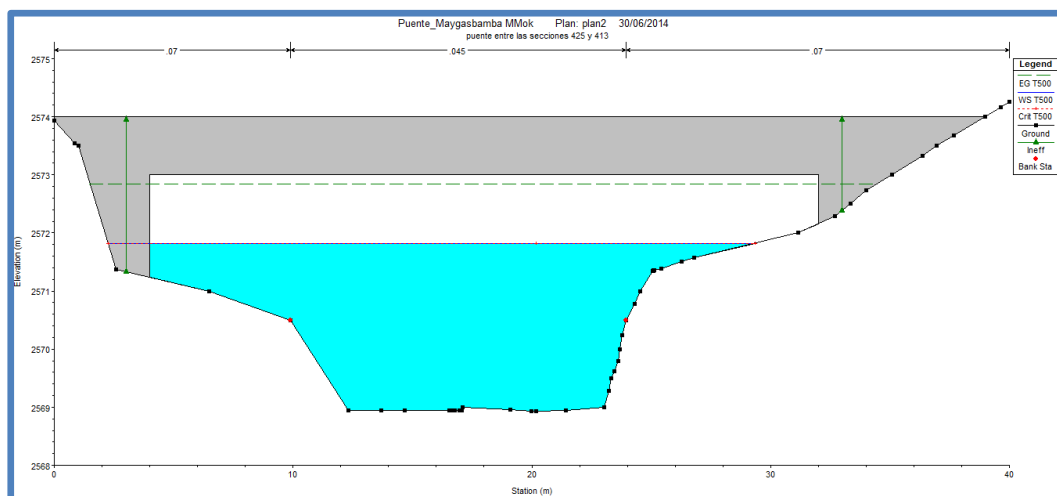
Caudal de Diseño : 183.61 m³ / s
Luz Libre : 30.00 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.045 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 30.00 m

Plan: plan2 Rio_importar Eje RS: 417 BR U Profile: T500

E.G. Elev (m)	2572.85	Element	Left OB	Channe l	Right OB
Vel Head (m)	1.02	Wt. n-Val.	0.07	0.05	0.07
W.S. Elev (m)	2571.82	Reach Len. (m)	10.00	10.00	10.00
Crit W.S. (m)	2571.82	Flow Area (m2)	5.40	37.84	1.92
E.G. Slope (m/m)	0.01	Area (m2)	5.40	37.84	1.92
Q Total (m3/s)	183.61	Flow (m3/s)	8.22	173.89	1.50
Top Width (m)	25.35	Top Width (m)	5.89	14.07	5.39
Vel Total (m/s)	4.07	Avg. Vel. (m/s)	1.52	4.60	0.78
Max Chl Dpth (m)	2.90	Hydr. Depth (m)	0.92	2.69	0.36
Conv. Total (m3/s)	1616.20	Conv. (m3/s)	72.30	1530.60	13.20
Length Wtd. (m)	10.00	Wetted Per. (m)	5.94	15.41	5.71
Min Ch El (m)	2568.93	Shear (N/m2)	115.01	310.82	42.50
Alpha	1.22	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.10	Cum Volume (1000 m3)	3.92	16.78	1.50
C & E Loss (m)	0.16	Cum SA (1000 m2)	4.65	6.25	2.07



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 425 DE ANÁLISIS
PUENTE MAYGASBAMBA T=100 Años**

DATOS BÁSICOS:

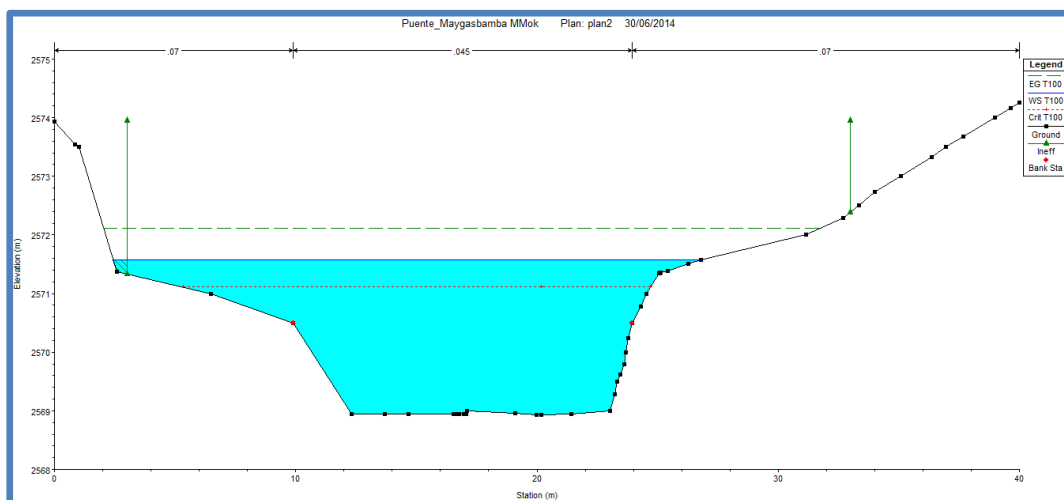
Caudal de Diseño : 117.60 m³ / s
Luz Libre : 30.00 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.045 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 30.00 m

Plan: plan2 Rio_importar Eje RS: 425 Profile: T100

E.G. Elev (m)	2572.11	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.54	Wt. n-Val.	0.07	0.05	0.07
W.S. Elev (m)	2571.57	Reach Len. (m)	1.00	1.00	1.00
Crit W.S. (m)	2571.11	Flow Area (m2)	4.20	34.31	0.89
E.G. Slope (m/m)	0.01	Area (m2)	4.31	34.31	0.89
Q Total (m3/s)	117.60	Flow (m3/s)	3.74	113.38	0.48
Top Width (m)	24.35	Top Width (m)	7.45	14.07	2.83
Vel Total (m/s)	2.98	Avg. Vel. (m/s)	0.89	3.30	0.54
Max Chl Dpth (m)	2.65	Hydr. Depth (m)	0.61	2.44	0.31
Conv. Total (m3/s)	1348.50	Conv. (m3/s)	42.90	1300.10	5.50
Length Wtd. (m)	1.00	Wetted Per. (m)	6.94	15.41	3.14
Min Ch El (m)	2568.93	Shear (N/m2)	45.13	166.06	21.07
Alpha	1.18	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	1.45	12.44	0.35
C & E Loss (m)	0.10	Cum SA (1000 m2)	2.51	6.26	0.98



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 425 DE ANÁLISIS
PUENTE MAYGASBAMBA T=500 Años**

DATOS BÁSICOS:

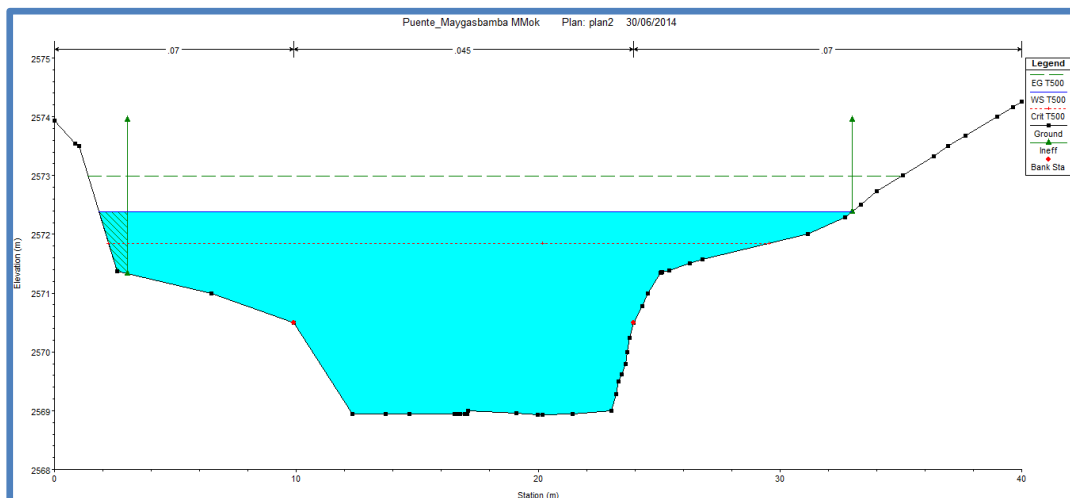
Caudal de Diseño : 183.61 m³ / s
Luz Libre : 30.00 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.045 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 30.00 m

Plan: plan2 Rio_importar Eje RS: 425 Profile: T500

E.G. Elev (m)	2572.99	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.60	Wt. n-Val.	0.07	0.05	0.07
W.S. Elev (m)	2572.39	Reach Len. (m)	1.00	1.00	1.00
Crit W.S. (m)	2571.84	Flow Area (m2)	9.82	45.79	6.22
E.G. Slope (m/m)	0.01	Area (m2)	10.63	45.79	6.22
Q Total (m3/s)	183.61	Flow (m3/s)	13.83	164.51	5.27
Top Width (m)	31.17	Top Width (m)	8.06	14.07	9.04
Vel Total (m/s)	2.97	Avg. Vel. (m/s)	1.41	3.59	0.85
Max Chl Dpth (m)	3.46	Hydr. Depth (m)	1.43	3.25	0.69
Conv. Total (m3/s)	2347.00	Conv. (m3/s)	176.80	2102.90	67.30
Length Wtd. (m)	1.00	Wetted Per. (m)	6.94	15.41	9.41
Min Ch El (m)	2568.93	Shear (N/m2)	84.89	178.33	39.64
Alpha	1.33	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	3.93	16.82	1.51
C & E Loss (m)	0.13	Cum SA (1000 m2)	4.66	6.27	2.08



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 439 DE ANÁLISIS
PUENTE MAYGASBAMBA T=100 Años**

DATOS BÁSICOS:

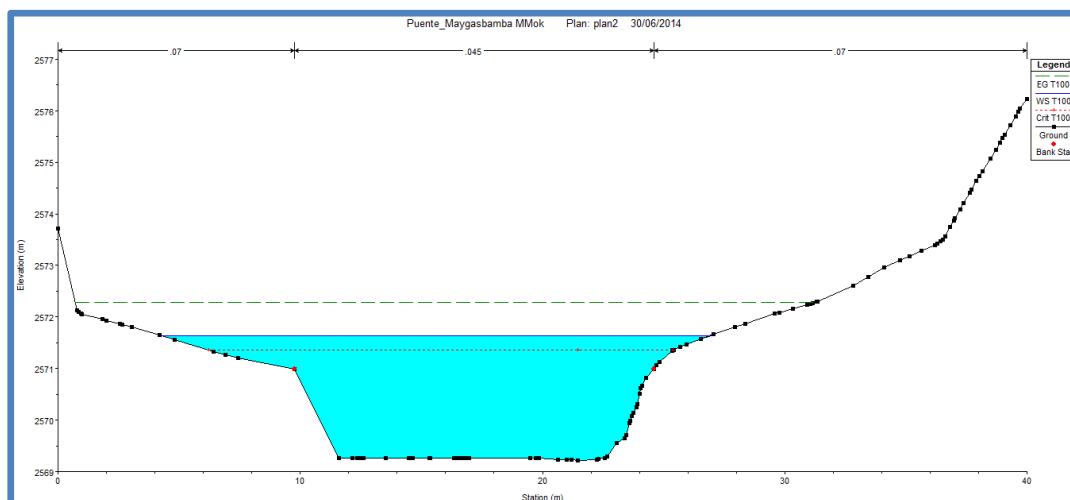
Caudal de Diseño : 117.60 m³ / s
Luz Libre : 30.00 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.045 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 30.00 m

Plan: plan2 Rio_importar Eje RS: 439 Profile: T100

E.G. Elev (m)	2572.29	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.65	Wt. n-Val.	0.07	0.05	0.07
W.S. Elev (m)	2571.64	Reach Len. (m)	13.79	14.00	14.39
Crit W.S. (m)	2571.36	Flow Area (m2)	1.97	32.20	0.58
E.G. Slope (m/m)	0.01	Area (m2)	1.97	32.20	0.58
Q Total (m3/s)	117.60	Flow (m3/s)	1.46	115.82	0.32
Top Width (m)	22.64	Top Width (m)	5.47	14.82	2.36
Vel Total (m/s)	3.38	Avg. Vel. (m/s)	0.74	3.60	0.56
Max Chl Dpth (m)	2.42	Hydr. Depth (m)	0.36	2.17	0.24
Conv. Total (m3/s)	1146.20	Conv. (m3/s)	14.20	1128.80	3.10
Length Wtd. (m)	14.00	Wetted Per. (m)	5.51	16.25	2.46
Min Ch El (m)	2569.22	Shear (N/m2)	36.96	204.54	24.18
Alpha	1.11	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.12	Cum Volume (1000 m3)	1.50	12.91	0.36
C & E Loss (m)	0.06	Cum SA (1000 m2)	2.60	6.47	1.02



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
RESULTADOS PARA LA SECCIÓN 439 DE ANÁLISIS
PUENTE MAYGASBAMBA T=500 Años**

DATOS BÁSICOS:

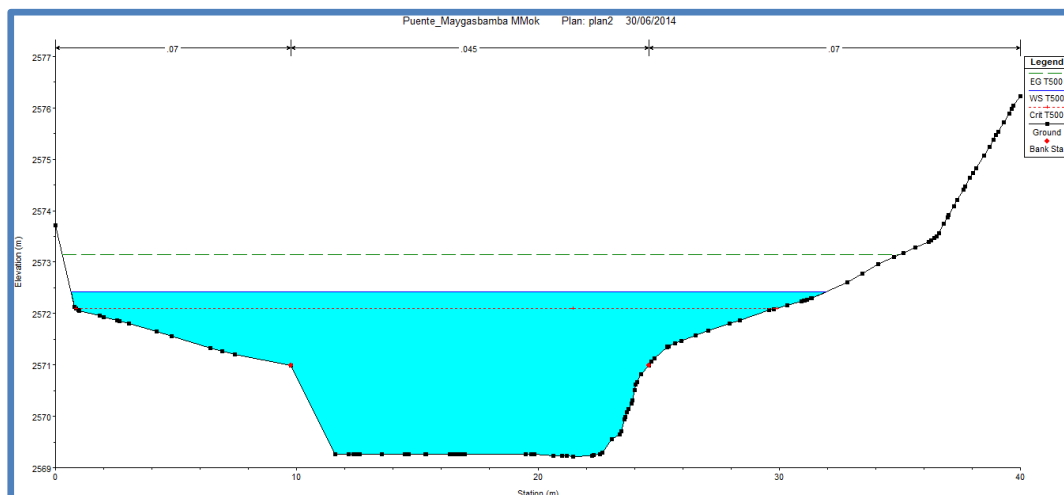
Caudal de Diseño : 183.61 m³ / s
Luz Libre : 30.00 m
Coeficiente de Rugosidad : 0.045 Canal Principal

GEOMETRÍA DEL CAUCE:

Ancho de la Sección en Análisis : 30.00 m

Plan: plan2 Rio_importar Eje RS: 439 Profile: T500

E.G. Elev (m)	2573.14	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.71	Wt. n-Val.	0.07	0.05	0.07
W.S. Elev (m)	2572.43	Reach Len. (m)	13.79	14.00	14.39
Crit W.S. (m)	2572.10	Flow Area (m2)	8.28	43.89	4.43
E.G. Slope (m/m)	0.01	Area (m2)	8.28	43.89	4.43
Q Total (m3/s)	183.61	Flow (m3/s)	9.77	169.85	3.99
Top Width (m)	31.32	Top Width (m)	9.13	14.82	7.37
Vel Total (m/s)	3.24	Avg. Vel. (m/s)	1.18	3.87	0.90
Max Chl Dpth (m)	3.21	Hydr. Depth (m)	0.91	2.96	0.60
Conv. Total (m3/s)	2044.40	Conv. (m3/s)	108.80	1891.20	44.40
Length Wtd. (m)	14.00	Wetted Per. (m)	9.40	16.25	7.54
Min Ch El (m)	2569.22	Shear (N/m2)	69.74	213.59	46.48
Alpha	1.33	Stream Power (N/m s)	1915.12	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.10	Cum Volume (1000 m3)	4.06	17.45	1.58
C & E Loss (m)	0.06	Cum SA (1000 m2)	4.78	6.47	2.20



**ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN LOCAL
PUENTE MAYGASBAMBA T=100 Años**

Hydraulic Design Data

Contraction Scour

		Left	Channel	Right
Input Data				
Average Depth (m)	:	0.36	2.17	0.24
Approach Velocity (m/s)	:	0.74	3.60	0.56
Br Average Depth (m)	:	0.28	1.98	0.30
BR Opening Flow (m ³ /s)	:	1.00	116.45	0.15
BR Top WD (m)	:	110.00	110.00	110.00
Approach Flow (m ³ /s)	:	1.46	115.82	0.32
Approach Top WD (m)	:	5.47	14.82	2.36
K1 Coefficient	:	0.590	0.640	0.590
Results				
Scour Depth Ys (m)	:	0.00	0.27	0.00
Critical Velocity (m/s)	:	2.49	3.37	2.33
Equation	:	Clear	Live	Clear

Abutment Scour

Left Right

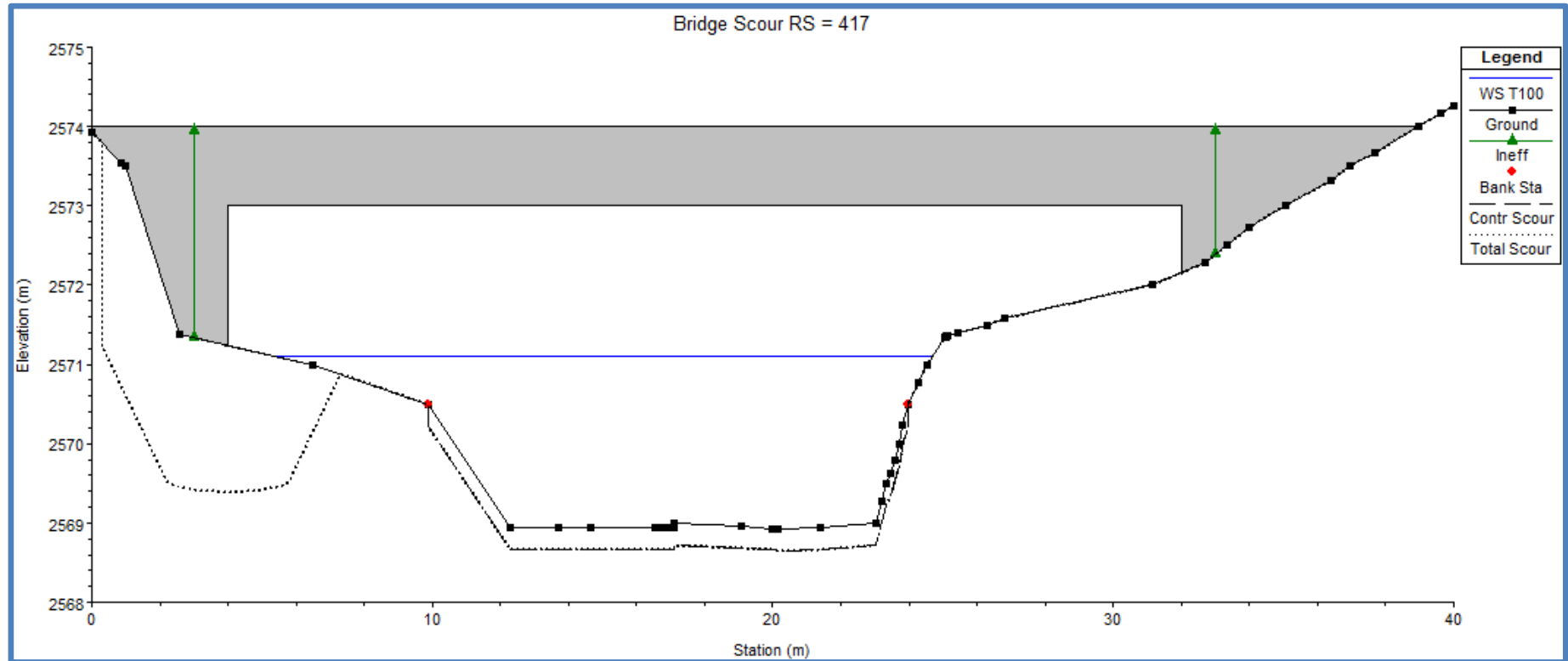
Input Data

Station at Toe (m)	:	4.00	32.00	
Toe Sta at appr (m)	:	3.88	32.63	
Abutment Length (m)	:	5.47	2.36	
Depth at Toe (m)	:	0.33	-0.58	
K1 Shape Coef	:	1.00 - Vertical		
abutment				
Degree of Skew (degrees)	:	90.00	90.00	
K2 Skew Coef	:	1.00	1.00	
Projected Length L' (m)	:	5.47	2.36	
Avg Depth Obstructed Ya (m)	:	0.36	0.24	
Flow Obstructed Qe (m ³ /s)	:	1.46	0.32	
Area Obstructed Ae (m ²)	:	1.97	0.58	
Results				
Scour Depth Ys (m)	:	1.85		
Qe/Ae = Ve	:	0.74		
Froude #	:	0.39		
Equation	:	Froehlich	Default	

Combined Scour Depths

Left abutment scour + contraction scour (m): 1.85

Figura 46. Análisis hidráulico con el software HEC-RAS. Gráfico del cálculo de la socavación local. Puente Maygasbamba T=100 Años



ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS
CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN LOCAL
PUENTE MAYGASBAMBA T=500 Años

Hydraulic Design Data

Contraction Scour

	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m)	0.91	2.96	0.60
Approach Velocity (m/s)	1.18	3.87	0.90
Br Average Depth (m)	0.92	2.69	0.36
BR Opening Flow (m ³ /s)	8.22	173.89	1.50
BR Top WD (m)	5.89	14.07	5.39
Grain Size D50 (mm)	110.00	110.00	110.00
Approach Flow (m ³ /s)	9.77	169.85	3.99
Approach Top WD (m)	9.13	14.82	0.590

Results

Scour Depth Ys (m)	:	0.00	0.43	0.00
Critical Velocity (m/s)	:	2.91	3.54	2.71
Equation	:	Clear	Live	Clear

Abutment Scour

	Left	Right
Input Data		
Station at Toe (m)	4.00	32.00
Toe Sta at appr (m)	3.88	32.63
Abutment Length (m)	9.13	7.37
Depth at Toe (m)	1.15	0.23
K1 Shape Coef	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees)	90.00	90.00
K2 Skew Coef	1.00	1.00
Projected Length L' (m)	9.13	7.37
Avg Depth Obstructed Ya (m)	0.91	0.60
Flow Obstructed Qe (m ³ /s)	9.77	3.99
Area Obstructed Ae (m ²)	8.28	4.43

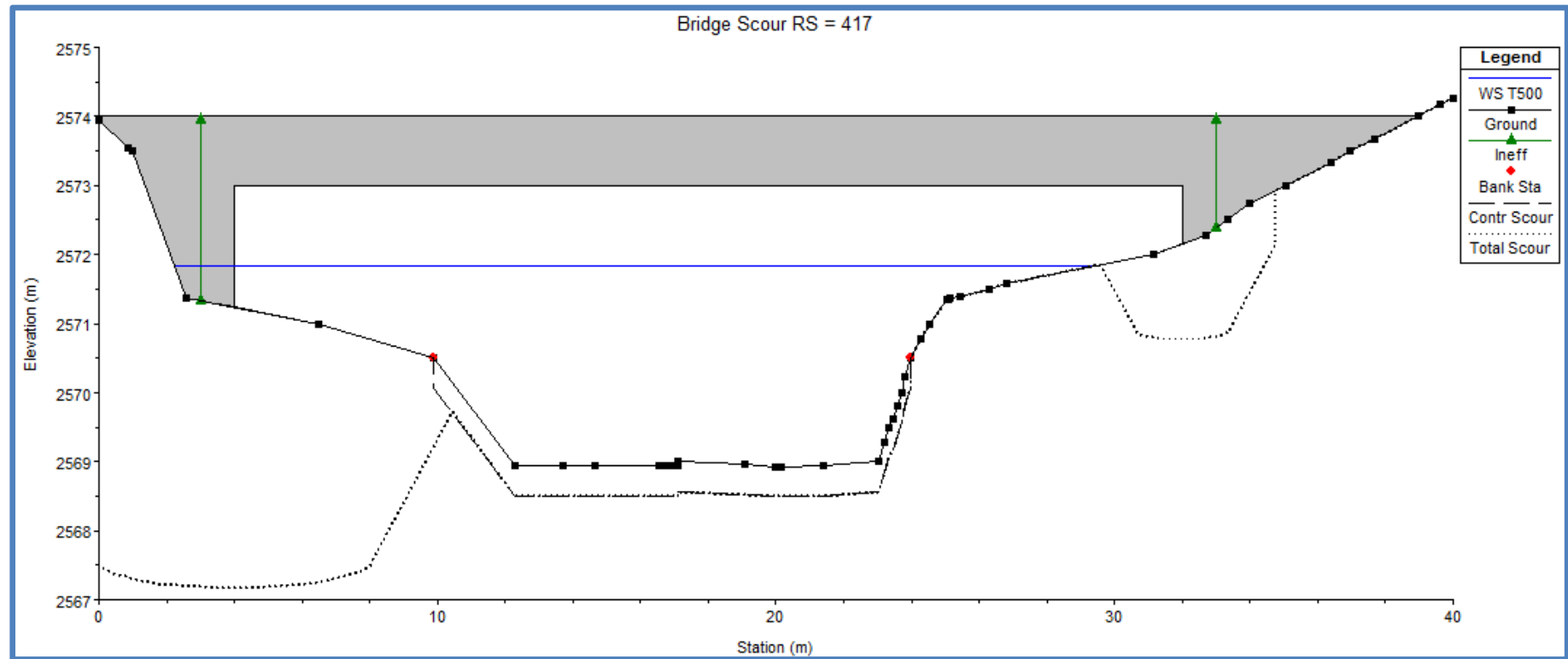
Results

Scour Depth Ys (m)	:	4.07	1.39
Qe/Ae = Ve	:	1.18	0.36
Froude #	:	0.39	0.57
Equation	:	Froehlich	HIRE

Combined Scour Depths

Left abutment scour + contraction scour (m)	:	4.07
Right abutment scour + contraction scour (m)	:	1.39

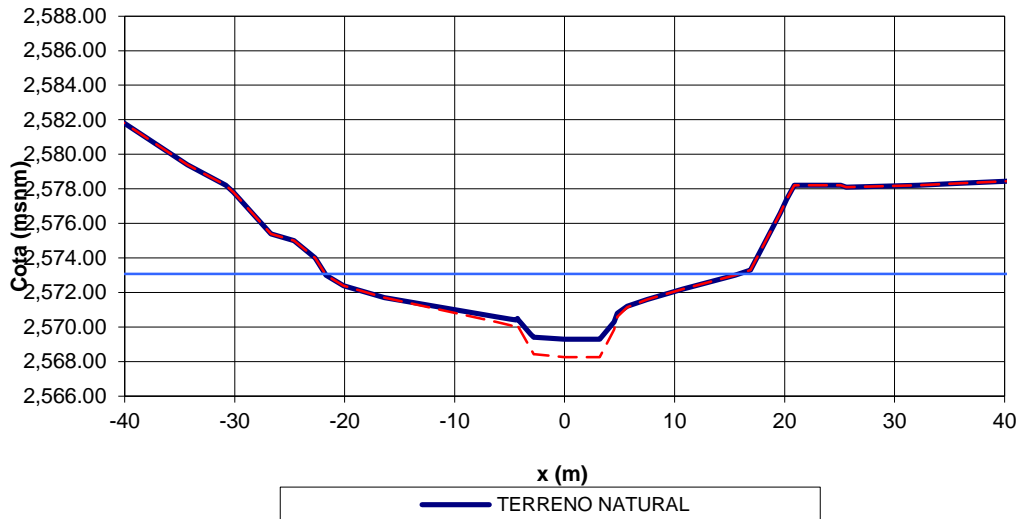
Figura 47. Análisis hidráulico con el software HEC-RAS. Gráfico del cálculo de la socavación local. Puente Maygabamba. T=500 Años



CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL - METODO DE LISCHTVAN-LEBEDIEV

Eje X	Cota Terreno en estiaje	Nivel de aguas	Tirante (m)	Socavacion (1)	Socavacion (2)	Cota de Socavacion (1)	Cota de Socavacion (2)	
1	-50.00	2,585.80	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2585.80	2585.80
2	-48.50	2,585.60	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2585.60	2585.60
3	-46.00	2,584.30	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2584.30	2584.30
4	-34.30	2,579.40	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2579.40	2579.40
5	-30.80	2,578.20	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2578.20	2578.20
6	-30.10	2,577.80	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2577.80	2577.80
7	-26.70	2,575.40	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2575.40	2575.40
8	-24.60	2,575.00	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2575.00	2575.00
9	-22.70	2,574.00	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2574.00	2574.00
10	-21.70	2,573.00	2,573.07	0.07	0.00	0.00	2573.00	2573.00
11	-20.10	2,572.40	2,573.07	0.67	0.00	0.00	2572.40	2572.40
12	-16.40	2,571.70	2,573.07	1.37	0.00	0.00	2571.70	2571.70
13	-6.20	2,570.60	2,573.07	2.47	0.30	0.00	2570.30	2570.60
14	-5.00	2,570.47	2,573.07	2.60	0.36	0.00	2570.10	2570.47
15	-4.40	2,570.40	2,573.07	2.67	0.40	0.00	2570.00	2570.40
16	-4.30	2,570.50	2,573.07	2.57	0.35	0.00	2570.15	2570.50
17	-4.20	2,570.40	2,573.07	2.67	0.40	0.00	2570.00	2570.40
18	-3.10	2,569.60	2,573.07	3.47	0.85	0.00	2568.75	2569.60
19	-2.80	2,569.40	2,573.07	3.67	0.98	0.00	2568.42	2569.40
20	-2.70	2,569.40	2,573.07	3.67	0.98	0.00	2568.42	2569.40
21	0.00	2,569.30	2,573.07	3.77	1.04	0.00	2568.26	2569.30
22	3.20	2,569.30	2,573.07	3.77	1.04	0.00	2568.26	2569.30
23	4.50	2,570.30	2,573.07	2.77	0.45	0.00	2569.85	2570.30
24	4.80	2,570.80	2,573.07	2.27	0.21	0.00	2570.59	2570.80
25	5.70	2,571.20	2,573.07	1.87	0.06	0.00	2571.14	2571.20
26	7.49	2,571.60	2,573.07	1.47	0.00	0.00	2571.60	2571.60
27	10.80	2,572.20	2,573.07	0.87	0.00	0.00	2572.20	2572.20
28	15.49	2,573.00	2,573.07	0.07	0.00	0.00	2573.00	2573.00
29	16.89	2,573.30	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2573.30	2573.30
30	19.59	2,576.60	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2576.60	2576.60
31	20.19	2,577.40	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2577.40	2577.40
32	20.89	2,578.20	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2578.20	2578.20
33	25.09	2,578.20	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2578.20	2578.20
34	25.59	2,578.10	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2578.10	2578.10
35	32.19	2,578.20	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2578.20	2578.20
36	35.19	2,578.30	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2578.30	2578.30
37	42.39	2,578.50	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2578.50	2578.50
38	43.29	2,578.70	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2578.70	2578.70
39	46.39	2,578.90	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2578.90	2578.90
40	49.99	2,579.30	2,573.07	0.00	0.00	0.00	2579.30	2579.30

Cálculo de la Socavación - Método de LISCHT VAN-LEBEDIEV



Cálculos de Socavación general en la sección transversal

		Estrato 1	Estrato 2	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	
Rugosidad		0.04	0.04		
Caudal	m ³ /s	183.6	183.6		
Tr	años	500	500	Estrato 1:	
Nivel aguas	msnm	2573.07	2573.07	Espesor =	3.00
Ancho	m	30.00	30.00	Socavación=	0.98
Tirante Medio	m	1.91	1.91	Estrato 2:	
Velocidad Media	m/s	3.78	3.78	Conglomerado	
Contracción		0.96	0.96	Espesor =	3.00 ?
Suelo Cohesivo		No	No	Socavación=	0.00
Suelo No cohesivo		Si	Si		
Gs	Ton/m ³			Total: 0.98 m	
Dm	mm	110	110		
Alfa		2.163	2.163		
Beta		1.050	1.050		
x		0.275	0.275		
1/(1+x)		0.784	0.784		
Coefficiente		0.849	0.849		
Exponente		1.307	1.307		
Profundidad alcanzada :		0.98	0.00		

CAPITULO IV: DISCUSIÓN DE RESULTADOS

1. HIDROLOGÍA

Mediante el estudio de cuencas hemos delimitado las cuencas Potrero y Maygasbamba en estudio, las mismas que pertenecen a la carta Nacional 14-f.

Al momento de delimitar ambas cuencas nos dimos cuenta que la cuenca Potrero tiene un área menor y la cuenca Maygasbamba un área mucho mayor.

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

Para la aplicación del análisis estadístico a una serie de datos de precipitaciones se requiere hallar la distribución teórica de mejor representante (ajuste) nuestros datos históricos. Para tal fin se dispone de muchos métodos de ajuste de entre los más usados tenemos:

Análisis gráfico.

Test de Kolmogorov – Smirnov.

Test de Chi – Cuadrado χ^2

De los cuales se aplicará el Test de Kolmogorov – Smirnov, ya que es aplicable a la todas las distribuciones teóricas que se pretende analizar para este estudio. Los resultados de las pruebas de ajuste se presentan en el siguiente cuadro:

IV-1. Resultados de la prueba de bondad de ajuste. 173

Estación	Distribución usada
Chota	Log Pearson III
Bambamarca	Gumbel

Fuente: elaborado por las autoras

IV-2. Valores de PM24 probables expresados en mm para las estaciones en estudio. 174

Estaciones pluviométricas	Tiempo de Retorno (Tr), (mm)					
	Tr=2	Tr=10	Tr=20	Tr=50	Tr=100	Tr=500
Bambamarca	29.34	40.84	45.24	50.93	55.19	65.04
Chota	37.52	59.87	70.71	86.9	100.83	139.77

Fuente: elaborado por las autoras

DETERMINACIÓN DE LA INTENSIDAD DE LLUVIA

Las intensidades se obtienen utilizando la expresión de Dyck y Peschke (1978). Esta relación permite estimar la precipitación PD para cualquier duración D (en minutos) y en función de la precipitación máxima en 24 horas.

$$P_D = P_{24h} \left(\frac{D}{1440} \right)^{0.25}$$

Como ya se cuenta con la duración de la tormenta, se divide la precipitación entre la duración y se obtiene la intensidad, es un método fácil y que se puede aplicar a la zona en estudio.

A continuación presentamos los gráficos indicando la relación Precipitación – Intensidad utilizada para el presente estudio para las diversas estaciones pluviométricas en estudio:

IV-3. Valores de Intensidad de lluvia (mm/h) para diferentes duraciones de lluvia. Estación Bambamarca. 175

D (min)	D (horas)	Tr=500 I (mm/h)	Tr=100 I (mm/h)	Tr=50 I (mm/h)	Tr=20 I (mm/h)	Tr=10 I (mm/h)	Tr=2 I (mm/h)
10	0.17	112.65	95.59	88.21	78.36	70.74	50.82
20	0.33	66.98	56.84	52.45	46.59	42.06	30.22
30	0.50	49.42	41.94	38.70	34.37	31.03	22.29
40	0.67	39.83	33.80	31.19	27.70	25.01	17.97
50	0.83	33.69	28.59	26.38	23.43	21.16	15.20
60	1.00	29.39	24.93	23.01	20.44	18.45	13.26
90	1.50	21.68	18.40	16.98	15.08	13.61	9.78
120	2.00	17.47	14.83	13.68	12.15	10.97	7.88
240	4.00	10.39	8.82	8.14	7.23	6.52	4.69
360	6.00	7.67	6.50	6.00	5.33	4.81	3.46
420	7.00	6.83	5.79	5.35	4.75	4.29	3.08
480	8.00	6.18	5.24	4.84	4.30	3.88	2.79
600	10.00	5.23	4.43	4.09	3.63	3.28	2.36
660	11.00	4.87	4.13	3.81	3.38	3.05	2.19
720	12.00	4.56	3.87	3.57	3.17	2.86	2.06

Fuente: elaborado por las autoras

IV-4. Valores de Intensidad de lluvia (mm/h) para diferentes duraciones de lluvia. Estación Chota. 176

D (min)	D (horas)	Tr=500	Tr=100	Tr=50	Tr=20	Tr=10	Tr=2
		I (mm/h)	I (mm/h)	I (mm/h)	I (mm/h)	I (mm/h)	I (mm/h)
10	0.17	242.09	174.64	150.52	122.47	103.70	64.99
20	0.33	143.95	103.84	89.50	72.82	61.66	38.64
30	0.50	106.20	76.61	66.03	53.73	45.49	28.51
40	0.67	85.59	61.75	53.22	43.30	36.66	22.98
50	0.83	72.40	52.23	45.01	36.63	31.01	19.44
60	1.00	63.15	45.56	39.26	31.95	27.05	16.95
90	1.50	46.59	33.61	28.97	23.57	19.96	12.51
120	2.00	37.55	27.09	23.35	19.00	16.08	10.08
240	4.00	22.33	16.11	13.88	11.29	9.56	5.99
360	6.00	16.47	11.88	10.24	8.33	7.06	4.42
420	7.00	14.67	10.59	9.12	7.42	6.29	3.94
480	8.00	13.28	9.58	8.25	6.72	5.69	3.56
600	10.00	11.23	8.10	6.98	5.68	4.81	3.01
660	11.00	10.45	7.54	6.50	5.29	4.48	2.81
720	12.00	9.79	7.07	6.09	4.95	4.20	2.63

Fuente: elaborado por las autoras

DETERMINACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO PARA CUENCAS MEDIANAS

En este caso para la determinación de descargas máximas en las **cuencas medianas**, donde aparecen efectos de difusión, que atenúan el caudal pico, se aplicó el método de precipitación-descarga.

Este método es válido para cuencas medianas $2.5 \text{ km}^2 < \text{Área}$. Para lo cual se utilizó el Software HEC – HMS Hydrologic Modeling System Versión 3.2 del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos donde se utilizó las siguientes opciones:

IV-5. Determinación de caudales de diseño para cuencas medianas 2.5 km^2 . Software HEC-HMS. 177

N°	Progresiva	Área Km2	Método	Estación Representativa	TR Años	CN	Pmax (mm)	Caudal de diseño	Caudal de diseño
	Km							Tr=100 (m3/s)	Tr=500 (m3/s)
C03	165+527.00	35.82	SCS	Chota	100	69	100.83	68.50	138.94
C13	197+688.15	114.21	SCS	Chota, Hualgayoc	100	79	78.90	117.60	183.61

Fuente: elaborado por las autoras

2. HIDRÁULICA

El diseño de puentes sobre un cruce de agua demanda que se tomen en cuenta las características del flujo que pasa por debajo de este, de modo de establecer los parámetros hidráulicos para el dimensionamiento de la estructura.

Conociendo el caudal de diseño se deben determinar las características hidráulicas del flujo a su paso a través de la sección de cruce y de algunas secciones aguas arriba y aguas abajo de este cruce. Para ello se ha realizado el uso del programa de cómputo Hec – Ras versión 3.1.3 River Analysis System de la U.S. Army Corps of Engineers y el uso de fórmulas planteadas por investigadores tales como, Froehlich, Laursen, Lischtvan-Lebediev, Blench, Lacey, etc. para la determinación de la socavación en el lecho del río, el cual permite determinar el perfil de flujo en un tramo dado ante el paso de cierto caudal, proporcionando además datos de velocidad, régimen de flujo, área, ancho superficial, demás características hidráulicas de interés.

Características hidráulicas de la zona en estudio

Con el objeto de calcular las características hidráulicas del área de estudio se realizaron las siguientes actividades: Visita de campo a la zona del estudio y estudios Topográficos con fines de establecer las características geométricas e hidráulicas del cauce, pendientes longitudinales de fondo y de superficie de agua, y propiedades del material de cauce.

Donde pudimos comprobar que ambas cuencas tienen una pendiente muy elevada debido al tipo de topografía accidentada de la zona.

Se establecieron las siguientes propiedades:

Gradiente Hidráulica

La pendiente promedio de la superficie de agua en la zona de estudio se ha estimado en el modelo HECRAS, en general se establece que el flujo es de régimen supercrítico debido a la fuerte pendiente del cauce.

Coefficiente de rugosidad

El coeficiente de rugosidad de Manning se ha determinado mediante el Metodo de Cowan, los valores se obtienen de la siguiente tabla obtenida del libro de Chow

“Hidráulica de Canales Abiertos” los resultados obtenidos son:

IV-6. Hidráulica de canales abiertos. 179

	Río Maygasbamba	Río Puente Potrero
Canal Principal	0.045	0.040
Llanura de Inundación	0.070	0.060
Llanura de Inundación	0.070	0.060

Modelamiento Hidráulico en HEC-RAS

Una vez ingresadas las secciones transversales y el coeficiente de rugosidad del cauce, al programa de cómputo Hec Ras v 3.1.3 se ha determinado el nivel de agua máximo en cada sección para los caudales establecidos de los puentes y pontones, se han colocado las secciones de control y se han determinado la luz que no produzca flujo en contracción y si es el caso de que los puentes producen contracción del flujo se ha calculado la socavación local, si el nivel de agua alcanza a la estructura es decir habría interacción entre el flujo y la estructura. Las secciones transversales nos indican los niveles de agua alcanzados en cada una de ellas.

Este Modelamiento nos sirve para hallar la socavación local, los resultados obtenidos fueron los siguientes:

IV-7. Modelamiento para hallar la socavación local. 179

Puente Maygasbamba	Ys (Left)	Ys (Right)
T -100 Años	1.85	-
T- 500 Años	4.07	1.39

Puente Potrero	Ys (Left)	Ys (Right)
T -100 Años	1.90	5.40
T- 500 Años	3.74	7.89

Como podemos observar las profundidades halladas en el software son excesivas para ello se le puede colocar un enrocado al cauce de ambos ríos 20 m aguas arriba y 20 m aguas abajo para de ese modo asegurar una menor profundidad de socavación y una mayor protección a la cimentación de ambos puentes.

A continuación mostramos los cálculos del enrocado sugerido:

Puente Potrero Km 165+527

Se requiere proteger el cauce ante los fenómenos de socavación, se ha determinado que el enrocado requerido deberá tener un $d_{50} = 1.25$ m y un espesor total de 2.00 m. Las características del enrocado son de tal forma que abarca todo el ancho interior del lecho del cauce y sirve para fijar el nivel del cauce.

El diámetro d_{50} del enrocado es calculado mediante la siguiente expresión de ISBACH:

$$D_{50} = 1.384 V^2 / (4 g (SS-1))$$

Donde:

V= Velocidad media del flujo, en este caso $V = 6,58$ m/s

g= Aceleración de la gravedad

SS= Gravedad específica del enrocado.

Se tiene un tamaño $d_{50} = 1.25$ m, como mínimo, a continuación se muestra la gradación recomendada.

IV-8. Gradación recomendada Puente Potrero. 180

GRADACION

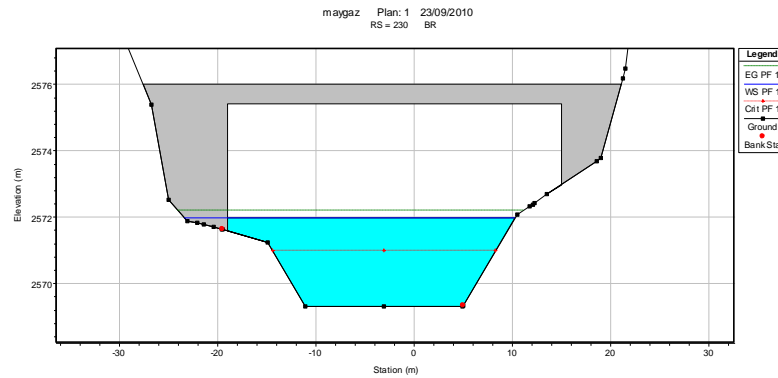
Rango de tamaño de partícula (m)	% que pasa		
		100	1.88 a
	85	1.50 a	1.75
	50	1.25 a	1.44
	15	0.50 a	0.75

El espesor de la capa de enrocado se toma como la mayor dimensión de la tabla de

gradación, en este caso el espesor es 2,00 m.

Puente Masgaybamba Km 197+688.15

En esta estructura se propone realizar un encausamiento 20 m aguas arriba y 20 m aguas abajo del eje del puente. La sección típica del encauzamiento tendrá forma trapezoidal en la base y taludes bien tendidos hacia los lados, con inclinación 1V: 3H. Según los análisis realizados la socavación local es de 3.50 m, y la socavación general es nula. Sin embargo para evitar que el cauce se desplace hacia alguno de los estribos se propone proteger el cauce mediante un enrocado, la extensión del enrocado es a todo lo ancho del cauce, especialmente en la zona interior del puente y se puede tener un ancho igual a la luz del puente.



Esquema de protección de estribo del puente Maygasbamba

El diámetro d_{50} del enrocado es calculado mediante la siguiente expresión (ISBACH):

$$D_{50} = 1.384 V^2 / (4 g (SS-1))$$

Donde:

V= Velocidad media del flujo, en este caso V= 3,00 m/s

g= Aceleración de la gravedad

SS= Gravedad específica del enrocado.

Se tiene un tamaño $d_{50} = 0.60$ m, como mínimo, a continuación se muestra la gradación recomendada.

IV-9. Gradación recomendada. Puente Masgaybamba. 182

GRADACION

Rango de tamaño de partícula (m)	% que pasa	100	0.90 a 1.02
		85	0.72 a 0.84
		50	0.60 a 0.69
		15	0.24 a 0.36

El espesor de la capa de enrocado se toma como la mayor dimensión de la tabla de gradación, en este caso el espesor es 1,20 m, como mínimo. En los bordes del enrocado tanto aguas arriba como aguas abajo se colocará una uña de 1.50 m de profundidad para restringir los fenómenos de socavación regresiva.

Las transiciones de entrada y salida deben ser graduales para no ocasionar cambios abruptos en el régimen del flujo.

CAPITULO V: CONCLUSIONES

- Se realizó los estudios de ingeniería básicos de hidrología, topografía y suelos los cuales permitieron obtener información para los modelamientos hidrológicos e hidráulicos de los puentes en estudio Potrero y Maygasbamba.
- Se recopiló información cartográfica del Instituto Geográfico Nacional Peruano de la cual obtuvimos la Carta Nacional N° 14-f y datos hidrometereológica del SENHAMI del año 1968 al año 2008.
- Se delimitó la cuenca a la que pertenece la quebrada Potrero, arrojándonos un área de 35.82 km², del mismo modo la cuenca a la que pertenece la quebrada Maygasbamba arrojándonos un área de 114.21 km².
- Se analizó las precipitaciones máximas en 24 horas para periodos de retorno de 2, 10, 20, 50, 100, 500 años respectivamente arrojándonos los siguientes datos.

	Estación Bambamarca	Estación Chota
T -100 Años	55.19	100.83
T- 500 Años	65.04	139.77

- Se modeló en el software HEC-HMS para obtener los hidrogramas de salida, de los cuales obtenemos las caudales máximos de diseño para los periodos de 100 y 500 años obteniendo de ese modo los siguientes resultados:

	Puente Maygasbamba (m³/s)	Puente Potrero (m³/s)
T -100 Años	117.60	68.50
T- 500 Años	183.61	138.94

- Se obtuvo como Resultado de coeficiente de rugosidad de Manning los siguientes Datos:

	Río Maygasbamba	Río Puente Potrero
Canal Principal	0.045	0.040
Llanura de Inundación	0.070	0.060
Llanura de Inundación	0.070	0.060

- El modelamiento hidráulico se realizó con la ayuda del software HEC-RAS Obteniéndose las siguientes profundidades de socavación:

Puente Maygasbamba	Ys (Left)	Ys (Right)
T -100 Años	1.85	-
T- 500 Años	4.07	1.39

Puente Potrero	Ys (Left)	Ys (Right)
T -100 Años	1.90	5.40
T- 500 Años	3.74	7.89

- Las zonas de influencia de las estaciones pluviométricas dentro del desarrollo de la carretera, fueron delimitadas haciendo uso del método del polígono de Thiessen que a pesar de su sencillez se considera práctico en comparación a otros métodos.

Estación	Influencia	Km
Chota	En la vía	160+000 – 204+900

- Del análisis de las precipitaciones pluviales se concluye que las precipitaciones pluviales se registran durante todo el año; sin embargo, los meses de Junio a Agosto, se muestran los más favorables para trabajos de explotación de canteras, construcción del pavimento.
- En cuanto a intensidades de precipitación es notoria una mayor magnitud de precipitaciones máximas de 24h de duración en la estación Chota.

CAPITULO VI: RECOMENDACIONES

- Se recomienda hacer una limpieza periódica del cauce de los ríos para evitar las erosiones.
- En caso de encontrar un estrato resistente a la socavación antes de llegar a esta profundidad se podrá cimentar a este nivel.
- De acuerdo a la forma del cauce se hace necesario medir las socavaciones desde el nivel original del terreno por esto la profundidad de cimentación se ha determinado para cada estructura.
- Socavación determinada para cauce normal, se consideró proteger el lecho con un enrocado desde 20 m aguas arriba hasta 20 m aguas abajo, el enrocado tendrá un espesor de 1.20 m y al ingreso y salida tendrán uñas de 1.50m.
- Se recomienda proteger las cimentaciones de los puentes debido a la alta probabilidad de fenómenos de socavación local en estribos. Las protecciones deben efectuarse mediante enrocados de protección.
- En el caso del puente Maygasbamba se ha modelado la condición con encauzamiento y lecho móvil para estimar la socavación local y general. El otro caso estudiado es la ejecución del encauzamiento y un enrocado de protección que fije la forma del cauce y evite la migración del cauce principal. Bajo estos escenarios se concluye que más favorable realizar el encauzamiento. La magnitud de la socavación calculada es menor que el caso donde no se realiza ningún encauzamiento y por medida de seguridad se recomienda la ejecución de un enrocado a todo lo ancho de la luz libre del puente con un ancho igual a la luz del puente.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Akan, O. (2006). *Open channel hydraulics*. Canada: Elsevier Ltd.
- Army Corps Engineering: Hydrologic Engineering Center. (2011). HEC HMS Hydrologic Modeling System: Documentation. Consultado: febrero, 01 del 2014 de: <http://www.hec.usace.army.mil/>
- Chanson, H. (2002). *Hidráulica del flujo en canales abiertos*. Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- Chaudhry, H. (2008). *Open channel flow*. Springer Science + Business Media, New York: LLC.
- Chow, V. (1982). *Hidráulica de los canales abiertos*. México: Diana S.A.
- Chow, V. (1994). *Hidrología Aplicada*. Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- Haestad Methods. (2002). FlowMaster v6 for windows User's Guide.
- Linsley, K. (1997). *Hidrología para ingenieros*. Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- Potter, M y Wiggert, D. (2002). *Mecánica de fluidos*. México: Internacional Thomson Editores.
- Sotelo G. (2002). *Hidráulica General. Fundamentos*. México: Limusa S.A.

ANEXOS

ESTACION CHOTA

ESTACION CHOTA

DISTRIBUCION NORMAL

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	24.0	0.0278	0.0970	0.0837	0.0692
2	27.0	0.0556	0.1376	0.1230	0.0820
3	28.0	0.0833	0.1534	0.1386	0.0700
4	28.0	0.1111	0.1534	0.1386	0.0423
5	30.0	0.1389	0.1884	0.1738	0.0496
6	32.0	0.1667	0.2281	0.2141	0.0614
7	33.0	0.1944	0.2495	0.2362	0.0550
8	33.0	0.2222	0.2495	0.2362	0.0273
9	33.0	0.2500	0.2495	0.2362	0.0005
10	34.0	0.2778	0.2720	0.2594	0.0058
11	34.0	0.3056	0.2720	0.2594	0.0336
12	35.0	0.3333	0.2954	0.2838	0.0379
13	35.0	0.3611	0.2954	0.2838	0.0657
14	35.0	0.3889	0.2954	0.2838	0.0935
15	35.0	0.4167	0.2954	0.2838	0.1213
16	36.0	0.4444	0.3197	0.3092	0.1247
17	36.0	0.4722	0.3197	0.3092	0.1525
18	36.0	0.5000	0.3197	0.3092	0.1803
19	38.0	0.5278	0.3706	0.3628	0.1571
20	38.0	0.5556	0.3706	0.3628	0.1849
21	41.0	0.5833	0.4512	0.4482	0.1321
22	42.0	0.6111	0.4787	0.4774	0.1324
23	45.0	0.6389	0.5613	0.5651	0.0776
24	47.0	0.6667	0.6151	0.6221	0.0516
25	47.0	0.6944	0.6151	0.6221	0.0794
26	48.0	0.7222	0.6412	0.6497	0.0810
27	50.0	0.7500	0.6915	0.7025	0.0585
28	54.0	0.7778	0.7814	0.7956	0.0036
29	57.0	0.8056	0.8376	0.8523	0.0320
30	59.0	0.8333	0.8693	0.8837	0.0359
31	60.0	0.8611	0.8834	0.8975	0.0223
32	61.0	0.8889	0.8964	0.9100	0.0075
33	62.0	0.9167	0.9083	0.9214	0.0084
34	74.0	0.9444	0.9846	0.9892	0.0402
35	90.0	0.9722	0.9995	0.9997	0.0272

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1849, es menor que el delta tabular 0.2299. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución normal:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (Xm)= 42.7714

Parámetro de escala (S)= 14.4529

Con momentos lineales:

Media lineal (Xl)= 42.7714

Desviación estándar lineal (Sl)= 13.5958

ESTACION CHOTA
DISTRIBUCION GUMBEL

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	24.0	0.0278	0.0513	0.0468	0.0235
2	27.0	0.0556	0.1027	0.0968	0.0472
3	28.0	0.0833	0.1246	0.1185	0.0413
4	28.0	0.1111	0.1246	0.1185	0.0135
5	30.0	0.1389	0.1748	0.1686	0.0360
6	32.0	0.1667	0.2322	0.2263	0.0655
7	33.0	0.1944	0.2628	0.2573	0.0684
8	33.0	0.2222	0.2628	0.2573	0.0406
9	33.0	0.2500	0.2628	0.2573	0.0128
10	34.0	0.2778	0.2944	0.2893	0.0166
11	34.0	0.3056	0.2944	0.2893	0.0112
12	35.0	0.3333	0.3266	0.3220	0.0067
13	35.0	0.3611	0.3266	0.3220	0.0345
14	35.0	0.3889	0.3266	0.3220	0.0623
15	35.0	0.4167	0.3266	0.3220	0.0901
16	36.0	0.4444	0.3592	0.3551	0.0853
17	36.0	0.4722	0.3592	0.3551	0.1131
18	36.0	0.5000	0.3592	0.3551	0.1408
19	38.0	0.5278	0.4242	0.4214	0.1035
20	38.0	0.5556	0.4242	0.4214	0.1313
21	41.0	0.5833	0.5184	0.5174	0.0649
22	42.0	0.6111	0.5481	0.5477	0.0630
23	45.0	0.6389	0.6308	0.6319	0.0081
24	47.0	0.6667	0.6799	0.6817	0.0132
25	47.0	0.6944	0.6799	0.6817	0.0145
26	48.0	0.7222	0.7026	0.7047	0.0197
27	50.0	0.7500	0.7441	0.7466	0.0059
28	54.0	0.7778	0.8128	0.8158	0.0350
29	57.0	0.8056	0.8531	0.8562	0.0476
30	59.0	0.8333	0.8755	0.8785	0.0421
31	60.0	0.8611	0.8854	0.8884	0.0243
32	61.0	0.8889	0.8946	0.8975	0.0057
33	62.0	0.9167	0.9031	0.9059	0.0136
34	74.0	0.9444	0.9655	0.9672	0.0210
35	90.0	0.9722	0.9915	0.9922	0.0193

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1408, es menor que el delta tabular 0.2299. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición (μ)= 36.2668

Parámetro de escala (alfa)= 11.2689

Con momentos lineales:

Parámetro de posición (μ_l)= 36.3838

Parámetro de escala (alfal)= 11.0663

ESTACION CHOTA
DISTRIBUCION LOG NORMAL 2 PARAMETROS

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	24.0	0.0278	0.0409	0.0404	0.0131
2	27.0	0.0556	0.0879	0.0872	0.0323
3	28.0	0.0833	0.1085	0.1078	0.0252
4	28.0	0.1111	0.1085	0.1078	0.0026
5	30.0	0.1389	0.1568	0.1560	0.0179
6	32.0	0.1667	0.2131	0.2123	0.0464
7	33.0	0.1944	0.2436	0.2429	0.0492
8	33.0	0.2222	0.2436	0.2429	0.0214
9	33.0	0.2500	0.2436	0.2429	0.0064
10	34.0	0.2778	0.2754	0.2747	0.0024
11	34.0	0.3056	0.2754	0.2747	0.0302
12	35.0	0.3333	0.3080	0.3074	0.0253
13	35.0	0.3611	0.3080	0.3074	0.0531
14	35.0	0.3889	0.3080	0.3074	0.0809
15	35.0	0.4167	0.3080	0.3074	0.1087
16	36.0	0.4444	0.3413	0.3408	0.1032
17	36.0	0.4722	0.3413	0.3408	0.1309
18	36.0	0.5000	0.3413	0.3408	0.1587
19	38.0	0.5278	0.4085	0.4082	0.1193
20	38.0	0.5556	0.4085	0.4082	0.1471
21	41.0	0.5833	0.5072	0.5073	0.0761
22	42.0	0.6111	0.5387	0.5389	0.0724
23	45.0	0.6389	0.6270	0.6274	0.0119
24	47.0	0.6667	0.6796	0.6802	0.0130
25	47.0	0.6944	0.6796	0.6802	0.0148
26	48.0	0.7222	0.7040	0.7046	0.0183
27	50.0	0.7500	0.7485	0.7492	0.0015
28	54.0	0.7778	0.8219	0.8227	0.0441
29	57.0	0.8056	0.8644	0.8652	0.0588
30	59.0	0.8333	0.8875	0.8883	0.0542
31	60.0	0.8611	0.8977	0.8985	0.0366
32	61.0	0.8889	0.9071	0.9078	0.0182
33	62.0	0.9167	0.9156	0.9164	0.0010
34	74.0	0.9444	0.9748	0.9752	0.0304
35	90.0	0.9722	0.9953	0.9955	0.0231

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1587, es menor que el delta tabular 0.2299. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución logNormal:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de escala (μ_y)= 3.7081

Parámetro de forma (S_y)= 0.3045

Con momentos lineales:

Parámetro de escala (μ_{yl})= 3.7081

Parámetro de forma (S_{yl})= 0.3035

ESTACION CHOTA
DISTRIBUCION LOG NORMAL 3 PARAMETROS

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	Z	F(Z)	Delta
1	24.0	0.0278	-2.6359	0.0042	0.0236
2	27.0	0.0556	-1.6463	0.0498	0.0057
3	28.0	0.0833	-1.4187	0.0780	0.0053
4	28.0	0.1111	-1.4187	0.0780	0.0331
5	30.0	0.1389	-1.0434	0.1484	0.0095
6	32.0	0.1667	-0.7406	0.2295	0.0628
7	33.0	0.1944	-0.6085	0.2714	0.0770
8	33.0	0.2222	-0.6085	0.2714	0.0492
9	33.0	0.2500	-0.6085	0.2714	0.0214
10	34.0	0.2778	-0.4867	0.3132	0.0354
11	34.0	0.3056	-0.4867	0.3132	0.0077
12	35.0	0.3333	-0.3737	0.3543	0.0210
13	35.0	0.3611	-0.3737	0.3543	0.0068
14	35.0	0.3889	-0.3737	0.3543	0.0346
15	35.0	0.4167	-0.3737	0.3543	0.0623
16	36.0	0.4444	-0.2682	0.3943	0.0502
17	36.0	0.4722	-0.2682	0.3943	0.0779
18	36.0	0.5000	-0.2682	0.3943	0.1057
19	38.0	0.5278	-0.0763	0.4696	0.0582
20	38.0	0.5556	-0.0763	0.4696	0.0860
21	41.0	0.5833	0.1737	0.5690	0.0144
22	42.0	0.6111	0.2490	0.5983	0.0128
23	45.0	0.6389	0.4552	0.6755	0.0366
24	47.0	0.6667	0.5791	0.7187	0.0521
25	47.0	0.6944	0.5791	0.7187	0.0243
26	48.0	0.7222	0.6376	0.7381	0.0159
27	50.0	0.7500	0.7484	0.7729	0.0229
28	54.0	0.7778	0.9490	0.8287	0.0509
29	57.0	0.8056	1.0843	0.8609	0.0553
30	59.0	0.8333	1.1684	0.8787	0.0453
31	60.0	0.8611	1.2089	0.8866	0.0255
32	61.0	0.8889	1.2483	0.8940	0.0051
33	62.0	0.9167	1.2868	0.9009	0.0158
34	74.0	0.9444	1.6872	0.9542	0.0098
35	90.0	0.9722	2.0996	0.9821	0.0099

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1057, es menor que el delta tabular 0.2299. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución lognormal:

Parámetro de posición (x_0)= 20.5714

Parámetro de escala (μy)= 2.9066

Parámetro de forma (Sy)= 0.6352

ESTACION CHOTA
DISTRIBUCION LOG PEARSON III

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	24.0	0.0278	0.0154	0.0042	0.0124
2	27.0	0.0556	0.0641	0.0510	0.0085
3	28.0	0.0833	0.0891	0.0795	0.0058
4	28.0	0.1111	0.0891	0.0795	0.0220
5	30.0	0.1389	0.1503	0.1503	0.0114
6	32.0	0.1667	0.2220	0.2319	0.0553
7	33.0	0.1944	0.2600	0.2740	0.0656
8	33.0	0.2222	0.2600	0.2740	0.0378
9	33.0	0.2500	0.2600	0.2740	0.0100
10	34.0	0.2778	0.2987	0.3160	0.0209
11	34.0	0.3056	0.2987	0.3160	0.0068
12	35.0	0.3333	0.3375	0.3573	0.0042
13	35.0	0.3611	0.3375	0.3573	0.0236
14	35.0	0.3889	0.3375	0.3573	0.0514
15	35.0	0.4167	0.3375	0.3573	0.0792
16	36.0	0.4444	0.3759	0.3975	0.0685
17	36.0	0.4722	0.3759	0.3975	0.0963
18	36.0	0.5000	0.3759	0.3975	0.1241
19	38.0	0.5278	0.4502	0.4730	0.0776
20	38.0	0.5556	0.4502	0.4730	0.1054
21	41.0	0.5833	0.5516	0.5724	0.0317
22	42.0	0.6111	0.5822	0.6016	0.0289
23	45.0	0.6389	0.6641	0.6784	0.0252
24	47.0	0.6667	0.7105	0.7212	0.0438
25	47.0	0.6944	0.7105	0.7212	0.0160
26	48.0	0.7222	0.7314	0.7403	0.0091
27	50.0	0.7500	0.7689	0.7746	0.0189
28	54.0	0.7778	0.8292	0.8294	0.0514
29	57.0	0.8056	0.8637	0.8609	0.0581
30	59.0	0.8333	0.8826	0.8783	0.0493
31	60.0	0.8611	0.8910	0.8860	0.0299
32	61.0	0.8889	0.8988	0.8933	0.0099
33	62.0	0.9167	0.9060	0.9000	0.0107
34	74.0	0.9444	0.9600	0.9521	0.0155
35	90.0	0.9722	0.9859	0.9799	0.0137

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.12409, es menor que el delta tabular 0.2299. Los datos se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3, con un nivel de significación del 5%

Los 3 parámetros de la distribución Log-Pearson tipo 3:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (Xo)= 2.7972

Parámetro de forma (gamma)= 8.9488

Parámetro de escala (beta)= 0.1018

Con momentos lineales:

Parámetro de localización (Xol)= 3.0726

Parámetro de forma (gammal)= 4.1279

Parámetro de escala (betal)= 0.1539

ESTACION BAMBAMARCA

**ESTACION BAMBAMARCA
DISTRIBUCION NORMAL**

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	19.5	0.0208	0.0778	0.0718	0.0569
2	20.0	0.0417	0.0875	0.0812	0.0458
3	22.0	0.0625	0.1354	0.1284	0.0729
4	22.0	0.0833	0.1354	0.1284	0.0521
5	22.0	0.1042	0.1354	0.1284	0.0313
6	22.7	0.1250	0.1559	0.1488	0.0309
7	22.8	0.1458	0.1589	0.1518	0.0131
8	22.8	0.1667	0.1589	0.1518	0.0077
9	23.0	0.1875	0.1652	0.1581	0.0223
10	24.5	0.2083	0.2172	0.2104	0.0088
11	24.7	0.2292	0.2247	0.2180	0.0044
12	24.9	0.2500	0.2325	0.2259	0.0175
13	24.9	0.2708	0.2325	0.2259	0.0384
14	25.9	0.2917	0.2732	0.2673	0.0184
15	26.2	0.3125	0.2861	0.2804	0.0264
16	26.4	0.3333	0.2949	0.2893	0.0385
17	27.0	0.3542	0.3218	0.3169	0.0324
18	27.0	0.3750	0.3218	0.3169	0.0532
19	27.2	0.3958	0.3310	0.3263	0.0648
20	27.3	0.4167	0.3357	0.3311	0.0810
21	28.1	0.4375	0.3737	0.3700	0.0638
22	28.2	0.4583	0.3785	0.3750	0.0798
23	28.7	0.4792	0.4030	0.4002	0.0762
24	28.9	0.5000	0.4129	0.4104	0.0871
25	29.5	0.5208	0.4430	0.4413	0.0779
26	30.0	0.5417	0.4683	0.4673	0.0734
27	30.4	0.5625	0.4886	0.4883	0.0739
28	30.7	0.5833	0.5039	0.5040	0.0794
29	30.7	0.6042	0.5039	0.5040	0.1003
30	31.1	0.6250	0.5243	0.5250	0.1007
31	31.1	0.6458	0.5243	0.5250	0.1216
32	32.3	0.6667	0.5848	0.5872	0.0819
33	32.8	0.6875	0.6095	0.6126	0.0780
34	32.8	0.7083	0.6095	0.6126	0.0989
35	33.3	0.7292	0.6337	0.6376	0.0954
36	34.4	0.7500	0.6852	0.6902	0.0648
37	34.6	0.7708	0.6942	0.6995	0.0767
38	34.8	0.7917	0.7031	0.7085	0.0886
39	35.8	0.8125	0.7457	0.7519	0.0668
40	38.9	0.8333	0.8547	0.8618	0.0213
41	39.6	0.8542	0.8741	0.8811	0.0200
42	40.5	0.8750	0.8963	0.9030	0.0213
43	44.9	0.8958	0.9658	0.9697	0.0700
44	46.4	0.9167	0.9780	0.9810	0.0613
45	47.7	0.9375	0.9854	0.9876	0.0479
46	48.8	0.9583	0.9898	0.9916	0.0315
47	51.5	0.9792	0.9962	0.9970	0.0170

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1216, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución normal:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (X_m)= 30.6234

Parámetro de escala (S)= 7.8323

Con momentos lineales:

Media lineal (X_l)= 30.6234

Desviación estándar lineal (S_l)= 7.6056

**ESTACION BAMBAMARCA
DISTRIBUCION GUMBEL**

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	19.5	0.0208	0.0311	0.0339	0.0103
2	20.0	0.0417	0.0409	0.0440	0.0008
3	22.0	0.0625	0.0998	0.1043	0.0373
4	22.0	0.0833	0.0998	0.1043	0.0165
5	22.0	0.1042	0.0998	0.1043	0.0044
6	22.7	0.1250	0.1281	0.1328	0.0031
7	22.8	0.1458	0.1324	0.1371	0.0134
8	22.8	0.1667	0.1324	0.1371	0.0342
9	23.0	0.1875	0.1414	0.1461	0.0461
10	24.5	0.2083	0.2165	0.2210	0.0081
11	24.7	0.2292	0.2274	0.2318	0.0018
12	24.9	0.2500	0.2385	0.2429	0.0115
13	24.9	0.2708	0.2385	0.2429	0.0323
14	25.9	0.2917	0.2962	0.2999	0.0045
15	26.2	0.3125	0.3140	0.3175	0.0015
16	26.4	0.3333	0.3259	0.3293	0.0074
17	27.0	0.3542	0.3619	0.3649	0.0078
18	27.0	0.3750	0.3619	0.3649	0.0131
19	27.2	0.3958	0.3740	0.3768	0.0218
20	27.3	0.4167	0.3800	0.3827	0.0366
21	28.1	0.4375	0.4280	0.4300	0.0095
22	28.2	0.4583	0.4339	0.4358	0.0244
23	28.7	0.4792	0.4633	0.4649	0.0158
24	28.9	0.5000	0.4750	0.4763	0.0250
25	29.5	0.5208	0.5092	0.5101	0.0116
26	30.0	0.5417	0.5370	0.5374	0.0047
27	30.4	0.5625	0.5586	0.5587	0.0039
28	30.7	0.5833	0.5744	0.5743	0.0090
29	30.7	0.6042	0.5744	0.5743	0.0298
30	31.1	0.6250	0.5949	0.5946	0.0301
31	31.1	0.6458	0.5949	0.5946	0.0509
32	32.3	0.6667	0.6527	0.6516	0.0140
33	32.8	0.6875	0.6749	0.6737	0.0126
34	32.8	0.7083	0.6749	0.6737	0.0334
35	33.3	0.7292	0.6961	0.6946	0.0330
36	34.4	0.7500	0.7390	0.7371	0.0110
37	34.6	0.7708	0.7462	0.7443	0.0246
38	34.8	0.7917	0.7533	0.7513	0.0384
39	35.8	0.8125	0.7862	0.7840	0.0263
40	38.9	0.8333	0.8652	0.8629	0.0319
41	39.6	0.8542	0.8789	0.8766	0.0247
42	40.5	0.8750	0.8946	0.8924	0.0196
43	44.9	0.8958	0.9472	0.9456	0.0514
44	46.4	0.9167	0.9585	0.9570	0.0418
45	47.7	0.9375	0.9663	0.9650	0.0288
46	48.8	0.9583	0.9718	0.9706	0.0135
47	51.5	0.9792	0.9818	0.9809	0.0026

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0514, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición (μ)= 27.0985

Parámetro de escala (alfa)= 6.1068

Con momentos lineales:

Parámetro de posición (μ_l)= 27.0501

Parámetro de escala (alfal)= 6.1906

ESTACION BAMBAMARCA
DISTRIBUCION LOG NORMAL 2 PARAMETROS

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	19.5	0.0208	0.0393	0.0403	0.0185
2	20.0	0.0417	0.0492	0.0503	0.0075
3	22.0	0.0625	0.1046	0.1061	0.0421
4	22.0	0.0833	0.1046	0.1061	0.0212
5	22.0	0.1042	0.1046	0.1061	0.0004
6	22.7	0.1250	0.1302	0.1318	0.0052
7	22.8	0.1458	0.1341	0.1357	0.0117
8	22.8	0.1667	0.1341	0.1357	0.0325
9	23.0	0.1875	0.1422	0.1437	0.0453
10	24.5	0.2083	0.2097	0.2112	0.0014
11	24.7	0.2292	0.2196	0.2211	0.0096
12	24.9	0.2500	0.2296	0.2311	0.0204
13	24.9	0.2708	0.2296	0.2311	0.0412
14	25.9	0.2917	0.2823	0.2836	0.0094
15	26.2	0.3125	0.2987	0.2999	0.0138
16	26.4	0.3333	0.3098	0.3110	0.0235
17	27.0	0.3542	0.3436	0.3445	0.0106
18	27.0	0.3750	0.3436	0.3445	0.0314
19	27.2	0.3958	0.3550	0.3558	0.0409
20	27.3	0.4167	0.3607	0.3615	0.0560
21	28.1	0.4375	0.4066	0.4072	0.0309
22	28.2	0.4583	0.4123	0.4129	0.0460
23	28.7	0.4792	0.4410	0.4414	0.0381
24	28.9	0.5000	0.4525	0.4528	0.0475
25	29.5	0.5208	0.4865	0.4866	0.0343
26	30.0	0.5417	0.5144	0.5143	0.0272
27	30.4	0.5625	0.5364	0.5362	0.0261
28	30.7	0.5833	0.5526	0.5523	0.0307
29	30.7	0.6042	0.5526	0.5523	0.0515
30	31.1	0.6250	0.5739	0.5734	0.0511
31	31.1	0.6458	0.5739	0.5734	0.0720
32	32.3	0.6667	0.6346	0.6337	0.0321
33	32.8	0.6875	0.6583	0.6574	0.0292
34	32.8	0.7083	0.6583	0.6574	0.0500
35	33.3	0.7292	0.6812	0.6801	0.0480
36	34.4	0.7500	0.7279	0.7266	0.0221
37	34.6	0.7708	0.7358	0.7345	0.0350
38	34.8	0.7917	0.7436	0.7422	0.0481
39	35.8	0.8125	0.7801	0.7786	0.0324
40	38.9	0.8333	0.8683	0.8668	0.0350
41	39.6	0.8542	0.8835	0.8820	0.0294
42	40.5	0.8750	0.9008	0.8994	0.0258
43	44.9	0.8958	0.9569	0.9559	0.0611
44	46.4	0.9167	0.9681	0.9672	0.0514
45	47.7	0.9375	0.9755	0.9747	0.0380
46	48.8	0.9583	0.9804	0.9798	0.0221
47	51.5	0.9792	0.9889	0.9885	0.0097

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0720, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución logNormal:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de escala (μ_y)= 3.3925

Parámetro de forma (S_y)= 0.24

Con momentos lineales:

Parámetro de escala (μ_{yl})= 3.3925

Parámetro de forma (S_{yl})= 0.2416

ESTACION BAMBAMARCA
DISTRIBUCION LOG NORMAL 3 PARAMETROS

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	Z	F(Z)	Delta
1	19.5	0.0208	-2.1251	0.0168	0.0040
2	20.0	0.0417	-1.9532	0.0254	0.0163
3	22.0	0.0625	-1.3678	0.0857	0.0232
4	22.0	0.0833	-1.3678	0.0857	0.0024
5	22.0	0.1042	-1.3678	0.0857	0.0185
6	22.7	0.1250	-1.1927	0.1165	0.0085
7	22.8	0.1458	-1.1687	0.1213	0.0246
8	22.8	0.1667	-1.1687	0.1213	0.0454
9	23.0	0.1875	-1.1214	0.1311	0.0564
10	24.5	0.2083	-0.7939	0.2136	0.0053
11	24.7	0.2292	-0.7534	0.2256	0.0036
12	24.9	0.2500	-0.7136	0.2377	0.0123
13	24.9	0.2708	-0.7136	0.2377	0.0331
14	25.9	0.2917	-0.5240	0.3001	0.0085
15	26.2	0.3125	-0.4700	0.3192	0.0067
16	26.4	0.3333	-0.4346	0.3319	0.0014
17	27.0	0.3542	-0.3315	0.3701	0.0159
18	27.0	0.3750	-0.3315	0.3701	0.0049
19	27.2	0.3958	-0.2982	0.3828	0.0130
20	27.3	0.4167	-0.2816	0.3891	0.0276
21	28.1	0.4375	-0.1534	0.4390	0.0015
22	28.2	0.4583	-0.1379	0.4452	0.0132
23	28.7	0.4792	-0.0616	0.4754	0.0037
24	28.9	0.5000	-0.0318	0.4873	0.0127
25	29.5	0.5208	0.0556	0.5222	0.0013
26	30.0	0.5417	0.1260	0.5501	0.0085
27	30.4	0.5625	0.1809	0.5718	0.0093
28	30.7	0.5833	0.2212	0.5875	0.0042
29	30.7	0.6042	0.2212	0.5875	0.0166
30	31.1	0.6250	0.2740	0.6079	0.0171
31	31.1	0.6458	0.2740	0.6079	0.0379
32	32.3	0.6667	0.4256	0.6648	0.0019
33	32.8	0.6875	0.4860	0.6865	0.0010
34	32.8	0.7083	0.4860	0.6865	0.0218
35	33.3	0.7292	0.5449	0.7071	0.0221
36	34.4	0.7500	0.6697	0.7485	0.0015
37	34.6	0.7708	0.6917	0.7554	0.0154
38	34.8	0.7917	0.7135	0.7622	0.0294
39	35.8	0.8125	0.8196	0.7938	0.0187
40	38.9	0.8333	1.1214	0.8689	0.0356
41	39.6	0.8542	1.1846	0.8819	0.0277
42	40.5	0.8750	1.2634	0.8968	0.0218
43	44.9	0.8958	1.6153	0.9469	0.0510
44	46.4	0.9167	1.7243	0.9577	0.0410
45	47.7	0.9375	1.8149	0.9652	0.0277
46	48.8	0.9583	1.8889	0.9705	0.0122
47	51.5	0.9792	2.0615	0.9804	0.0012

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0564, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución lognormal:

Parámetro de posición (x_0)= 12.8061

Parámetro de escala (μy)= 2.7918

Parámetro de forma (Sy)= 0.4191

**ESTACION BAMBAMARCA
DISTRIBUCION LOG PEARSON III**

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	19.5	0.0208	0.0207	0.0159	0.0001
2	20.0	0.0417	0.0299	0.0249	0.0118
3	22.0	0.0625	0.0907	0.0894	0.0282
4	22.0	0.0833	0.0907	0.0894	0.0074
5	22.0	0.1042	0.0907	0.0894	0.0134
6	22.7	0.1250	0.1212	0.1222	0.0038
7	22.8	0.1458	0.1259	0.1272	0.0200
8	22.8	0.1667	0.1259	0.1272	0.0408
9	23.0	0.1875	0.1355	0.1376	0.0520
10	24.5	0.2083	0.2166	0.2241	0.0082
11	24.7	0.2292	0.2283	0.2365	0.0008
12	24.9	0.2500	0.2402	0.2490	0.0098
13	24.9	0.2708	0.2402	0.2490	0.0306
14	25.9	0.2917	0.3015	0.3127	0.0099
15	26.2	0.3125	0.3203	0.3320	0.0078
16	26.4	0.3333	0.3328	0.3448	0.0005
17	27.0	0.3542	0.3705	0.3831	0.0163
18	27.0	0.3750	0.3705	0.3831	0.0045
19	27.2	0.3958	0.3830	0.3957	0.0129
20	27.3	0.4167	0.3892	0.4020	0.0275
21	28.1	0.4375	0.4385	0.4514	0.0010
22	28.2	0.4583	0.4446	0.4575	0.0137
23	28.7	0.4792	0.4746	0.4871	0.0046
24	28.9	0.5000	0.4863	0.4987	0.0137
25	29.5	0.5208	0.5209	0.5326	0.0000
26	30.0	0.5417	0.5486	0.5597	0.0070
27	30.4	0.5625	0.5701	0.5805	0.0076
28	30.7	0.5833	0.5858	0.5957	0.0025
29	30.7	0.6042	0.5858	0.5957	0.0184
30	31.1	0.6250	0.6061	0.6152	0.0189
31	31.1	0.6458	0.6061	0.6152	0.0397
32	32.3	0.6667	0.6627	0.6695	0.0040
33	32.8	0.6875	0.6844	0.6901	0.0031
34	32.8	0.7083	0.6844	0.6901	0.0240
35	33.3	0.7292	0.7049	0.7096	0.0243
36	34.4	0.7500	0.7462	0.7488	0.0038
37	34.6	0.7708	0.7531	0.7553	0.0177
38	34.8	0.7917	0.7599	0.7618	0.0318
39	35.8	0.8125	0.7914	0.7916	0.0211
40	38.9	0.8333	0.8666	0.8629	0.0332
41	39.6	0.8542	0.8795	0.8753	0.0254
42	40.5	0.8750	0.8944	0.8896	0.0194
43	44.9	0.8958	0.9448	0.9388	0.0490
44	46.4	0.9167	0.9557	0.9498	0.0390
45	47.7	0.9375	0.9634	0.9577	0.0259
46	48.8	0.9583	0.9688	0.9633	0.0105
47	51.5	0.9792	0.9788	0.9740	0.0003

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.05201, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3, con un nivel de significación del 5%

Los 3 parámetros de la distribución Log-Pearson tipo 3:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (X_0)= 2.4629

Parámetro de forma (γ)= 14.9958

Parámetro de escala (β)= 0.062

Con momentos lineales:

Parámetro de localización (X_0)= 2.6798

Parámetro de forma (γ)= 8.4496

Parámetro de escala (β)= 0.0844