

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



ÁREA: INGENIERÍA HIDRÁULICA

LÍNEA: SOCAVACIÓN

TESIS

"Control de Socavación de Pilas mediante Estructuras
Protectoras del Puente Huatatas-Ayacucho"

POR: NATHALY MARGOTH BELLIDO SANTA CRUZ

ASESOR DE TESIS:

ING. JAIME LEONARDO BENDEZU PRADO.

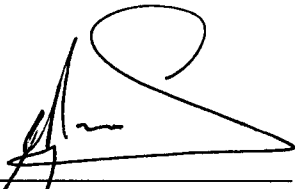
AYACUCHO – PERÚ

2016

**“CONTROL DE SOCAVACIÓN DE PILAS MEDIANTE ESTRUCTURAS
PROTECTORAS DEL PUENTE HUATATAS – AYACUCHO”**

RECOMENDADO : 25 DE ABRIL DEL 2016

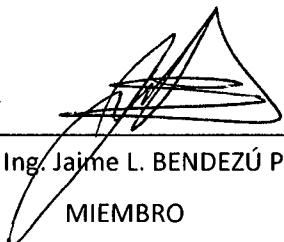
APROBADO : 08 DE JULIO DEL 2016



MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO
PRESIDENTE

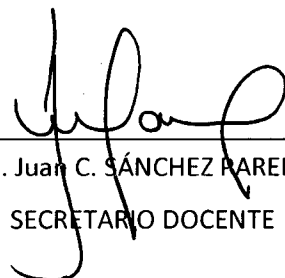


MSc. Ing. Ángel H. VILCHEZ PEÑA
MIEMBRO



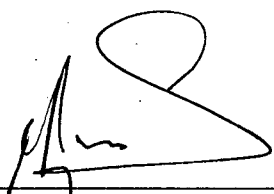
MSc. Ing. Jaime L. BENDEZÚ PRADO
MIEMBRO

MSc. Ing. Edmundo CANCHARI GUTIÉRREZ
MIEMBRO



Arq. Juan C. SÁNCHEZ PAREDES
SECRETARIO DOCENTE

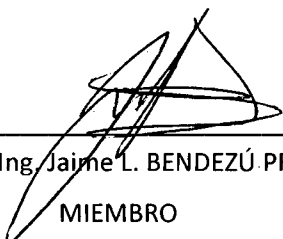
Según el acuerdo constatado en el Acta, levantada el 08 de julio del 2016, en la Sustentación de Tesis Profesional por la Bachiller en Ciencias de Ingeniería Civil, la Srta. Nathaly Margoth BELLIDO SANTA CRUZ, con la Tesis Titulado "CONTROL DE SOCAVACIÓN DE PILAS MEDIANTE ESTRUCTURAS PROTECTORAS DEL PUENTE HUATATAS – AYACUCHO", fue calificada con la nota de QUINCE (15) por lo que se da la respectiva APROBACIÓN.



MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO
PRESIDENTE

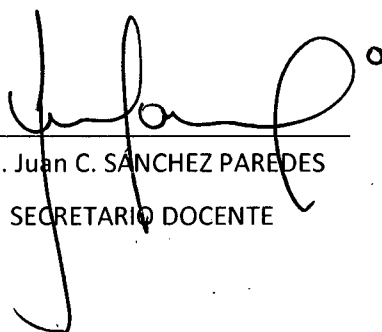


MSc. Ing. Ángel H. VILCHEZ PEÑA
MIEMBRO



MSc. Ing. Jaime L. BENDEZÚ PRADO
MIEMBRO

MSc. Ing. Edmundo CANCHARI GUTIÉRREZ
MIEMBRO



Arq. Juan C. SÁNCHEZ PAREDES
SECRETARIO DOCENTE

EPÍGRAFE

"La socavación es el resultado de la acción erosiva del flujo de agua que arranca y acarrea material de lecho y de las bancas de un cauce, convirtiéndose en una de las causas más comunes de falla en puentes"

Un autor británico, Smith en 1976, estudió los casos de 143 puentes que habían fallado total o parcialmente, encontrando entre sus causas las siguientes: 1 falla debida a corrosión en las estructuras metálicas; 4 fallas debidas a fatiga de los materiales; 4 fallas debidas al viento; 5 fallas debidas a diseños inadecuados; 11 fallas debidas a terremotos; 12 fallas debidas a un procedimiento no adecuado durante la construcción; 14 fallas debidas a sobrecargas y choques de embarcaciones; 22 fallas debidas a materiales defectuosos y finalmente, **70 fallas debidas a que las profundidades de socavación en una o varias pilas, alcanzaron niveles inferiores a los que llegaban las cimentaciones de las mismas.**

Todo esto muestra la importancia de un buen análisis hidráulico para el diseño de puente. Parámetros como la creciente máxima esperada, la profundidad de flujo, características del lecho, forma, separación y dirección de las pilas, entre otros, se vuelven de gran relevancia."

(XIII Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología, Cali – Colombia).

TESIS 2016

▪ BACH. NATHALY MARGOTH BELLIDO SANTA CRUZ

DEDICATORIA

A dos seres muy especiales que se encuentran en el cielo a lado de nuestro señor padre. Porque formaron parte de una etapa muy importante y feliz de mi vida, y aunque ya no estén físicamente siempre estarán conmigo en mi mente y mi corazón.

Y de manera especial para mi hija Catalina Daniela Herencia Bellido, quien es mi fuerza y razón para seguir adelante.

TESIS 2016

▪ BACH. NATHALY MARGOTH BELLIDO SANTA CRUZ

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por haberme permitido llegar hasta este punto en mi vida y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

A mí mamá Margot, por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada, por su amor.

A mí papá Raúl, por los ejemplos de perseverancia y constancia que lo caracterizan y que me ha infundado siempre, por el valor mostrado para salir adelante y por su amor.

A mis hermanas por ser ejemplos de las cuales aprendí aciertos de los momentos difíciles; y que participaron directa o indirectamente en la elaboración de esta tesis. Y a mis cuñados por estar siempre conmigo y consentirme tanto, los quiero mucho.

A mis sobrinas, que son como mis hijas. Gracias bebés por estar a mi lado cuando más necesito de unas vocecitas cariñosas y amistosas, en los momentos difíciles.

A Daniel Herencia Chipana, por estar conmigo en todo momento, pues aprendimos a estar juntos en las buenas y en las malas, por la hermosa hija que Dios nos mandó.

A mi alma máter "Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga", Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil por su existencia, donde obtuve conocimientos para poder desempeñar en la vida profesional de Ingeniería Civil.

A los Docentes de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil, por sus conocimientos que me brindaron a lo largo de mi formación universitaria

A mi asesor; el Ing. Jaime Leonardo Bendezú, por su orientación y apoyo, por sus acertadas sugerencias y recomendaciones para la elaboración de esta tesis. Y por la paciencia que me tuvo desde que iniciamos esta travesía.

TESIS 2016

- BACH. NATHALY MARGOTH BELLIDO SANTA CRUZ

PREFACIO

La presente tesis lleva por título "Control de Socavación de Pilas mediante Estructuras Protectoras del Puente Huatatas – Ayacucho", como una contribución a la investigación y programación en el área de la ingeniería hidráulica.

Presento este trabajo como parte de los requisitos para optar el título académico de Ingeniero Civil de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga.

Esta tesis contiene el diseño de estructura protectora de los pilares del puente carrozable Huatatas.

Esperando solo que su aplicación sirva a todos aquellos profesionales y estudiantes involucrados en el tema.

Nathaly Margoth Bellido Santa Cruz
natmar04@hotmail.com
Escuela Profesional de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería Minas, Geología y Civil
Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga

TESIS 2016

▪ BACH. NATHALY MARGOTH BELLIDO SANTA CRUZ

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo fundamental realizar el diseño de una estructura protectora en los pilares del puente carrozable Huatatas considerando los caudales máximos, variación de velocidades, socavación y transporte de sólidos para evitar el colapso de dicho puente; para lo cual se hizo un análisis hidrológico, de la cuenca del Río Huatatas hasta el punto de aforo que es el lugar donde se construyó el puente Carrozable Huatatas, donde se inicia los estudios topográficos, el estudio hidrológico y el posterior tránsito hidráulico y así el análisis a nivel de Hidráulica Fluvial para finalmente llegar a una conclusión.

Para el presente trabajo fue necesario recopilar informaciones teóricas, obtener datos de la zona de estudio, datos de precipitaciones pluviales, levantamiento topográfico de la zona de estudio con detalle, estudio de suelo de terreno para el cálculo de socavación, estudio de suelo de material de transporte y software como el HEC HMS y el HEC RAS, con lo que se hizo un modelamiento hidráulico y así conocer los niveles de agua en el lecho del río Huatatas.

Concluyendo que las estructuras protectoras planteadas controlarán la socavación de los pilares del puente Huatatas.

TESIS 2016

- BACH. NATHALY MARGOTH BELLIDO SANTA CRUZ

INDICE GENERAL

	PAG.
PORTADA	I
EPÍGRAFE	II
DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTOS	IV
PREFACIO	V
RESUMEN	VI
INDICE GENERAL	1
INDICE DE CUADROS	
INDICE DE TABLAS	
INDICE DE FIGURAS	
LISTADO DE SIGLAS Y SIMBOLOS	

PARTE I: TESIS

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes	002
1.2 Planteamiento del Problema	003
1.3 Justificación e Importancia	006
1.4 Objetivo General	006
1.5 Objetivo Específico	006
1.6 Hipótesis Global	007
1.7 Hipótesis Específica	007

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1 Río	008
2.2 Cuencas Hidrográficas	008
2.2.1 Elementos de la Cuenca	009
2.2.2 Partes de una Cuenca Hidrográfica	009
2.2.3 Tipos de Cuencas	010

2.3 Socavación	010
2.3.1 Definición	010
2.3.2 Factores que influyen en la socavación	013
2.3.2.1 Geomorfología	013
2.3.2.2 Granulometría	014
2.3.2.3 Diámetro de sedimentación	015
2.3.2.4 Forma de las partículas	015
2.3.2.5 Peso específico	015
2.3.2.6 Geometría del cauce	016
2.3.2.7 Régimen de flujo	017
2.3.2.8 Viscosidad del agua	017
2.3.3 Formas de socavación	018
2.3.3.1 Socavación en Lecho Móvil	018
2.3.3.2 Socavación en agua clara	018
2.3.3.3 Condición crítica para socavación en lecho móvil y en agua clara	021
2.3.4 Tipo de socavación	023
2.3.4.1 Socavación a largo plazo	025
2.3.4.2 Migración lateral de la corriente	028
2.3.4.3 Socavación General	030
2.3.4.4 Socavación Local	030
2.3.4.5 Socavación por contracción	035
2.3.4.6 Socavación total	040
2.3.5 Criterios de Cálculo de Socavación	046
2.3.5.1 Socavación General en Cauces Definidos	046
2.3.5.2 Socavación General en Cauces Indefinidos	051
2.3.5.3 Socavación Local en Pilas de los Puentes	053

2.3.5.4	Determinación de la socavación por contracción	056
2.3.6	Modelación de la socavación	059
2.4	Transportes de sedimentos	064
2.4.1	Material sólido y mecanismo de transporte	064
2.4.2	Cálculo de arrastre de fondo	066
2.4.3	Transporte de acarreos	069
2.4.4	Estimación de carga total	070
2.5	Proceso fluvio morfológico	074
2.5.1	Generalidades	074
2.5.2	Conceptos Básicos	074
2.5.3	Procesos de Erosión y Sedimentación	075
2.5.3.1	Procesos de Largo Plazo	075
2.5.3.2	Procesos de Corto Plazo	076
2.6	Disipadores de energía de agua	087
2.6.1	Canales dentados	088
2.6.1.1	Canales con remates dentados	088
2.6.1.2	Canales con bloques	089
2.6.1.3	Canales con pilares deflectores	090
2.6.2	Estanques amortiguadores	091
2.6.2.1	Diseño de un colchón hidráulico	092
2.6.2.2	Dimensionamiento de un colchón Hidráulico	093
2.6.3	Salto de esquí	097

CAPÍTULO III

CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO HUATATAS

3.1	La cuenca de interés	099
3.1.1	Ubicación Geográfica de la cuenca	101
3.1.2	Morfología de la Cuenca	103
3.1.2.1	Parámetros de forma de la cuenca	103

3.1.2.2 Parámetros de relieve de la cuenca	106
3.1.2.3 Parámetros de la red hidrográfica	107

CAPÍTULO IV

ESTUDIO HIDROLÓGICO DEL RÍO HUATATAS

4.1 Generalidades	114
4.2 Antecedentes	114
4.3 Metodología	115
4.4 Estudio Climatológico	116
4.4.1 Climatología	116
4.4.2 Pluviometría	117
4.4.3 Análisis de la precipitación	122
4.4.3.1 Generación de precipitaciones en los puntos de interés	122
4.4.4 Descarga de Diseño	140
4.4.4.1 Selección del Periodo de Retorno	140
4.4.4.2 Características de las cuencas	141
4.4.4.3 Método de Hidrograma Unitario	141
4.4.4.4 Modelamiento Hidrológico en HEC-HMS	144

CAPÍTULO V

ESTUDIO HIDRÁULICO DEL RÍO HUATATAS

5.1 Modelamiento Hidráulico con HEC – RAS	149
5.1.1 Introducción	149
5.1.2 Ecuaciones Matemáticas	149
5.1.3 Secciones Transversales en Cauces Naturales	150
5.1.4 Cálculo del Tirante Normal	151
5.1.5 Perfiles del Flujo Gradualmente Variado	151
5.1.6 Ecuaciones para el cálculo de perfiles	152
5.1.7 Datos para la simulación del río del proyecto	153

5.1.8 Cálculo de la Pendiente del Río Huatatas	153
5.1.9 Determinación de los coeficientes de rugosidad de Manning	154
5.1.10 Simulación de flujo permanente a través de Estudio	155
5.1.11 Resultado de la simulación	156
5.1.11.1 Secciones transversales del río	156
5.1.11.2 Perfiles Longitudinales	161
5.1.11.3 Parámetros Hidráulicos	162
5.1.11.4 Tirantes de Diseño	163

CAPÍTULO VI

ESTUDIO DE HIDRAULICA FLUVIAL DEL RÍO HUATATAS

6.1 Introducción	165
6.2 Transporte de Sedimentos en Cauces Naturales	165
6.2.1 Propiedades Físicas de los Sedimentos	166
6.2.2 Inicio del Movimiento de Partículas en Cauces Naturales	166
6.2.3 Mecanismo de Transporte	166
6.3 Ecuaciones Gobernantes	167
6.3.1 Continuidad de Sedimento	167
6.3.2 Cálculo de la Capacidad de Transporte	168
6.3.3 Tipos de Partículas	168
6.4 Simulación del Transporte de Sedimentos con HEC-RAS	169
6.4.1 Parámetros de Transporte y Condiciones Iniciales	169
6.4.2 Granulometría del lecho	171
6.4.3 Condiciones de Borde de los Sedimentos	172
6.4.4 Flujo casi no permanente	172
6.4.5 Análisis de Sedimentos	173

6.5 Evaluación de la Socavación en el Puente	174
6.5.1 Cálculo de la Socavación Generalizada	174
6.5.2 Evaluación de la socavación por contracción y local en el puente Huatatas	177
6.5.2.1 Cálculo de la socavación por Contracción	179
6.5.2.2 Cálculo de la socavación local en pilares	184
6.5.2.3 Profundidades de socavación total dentro del puente	196

**CAPÍTULO VII
MEDIDAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL PILAR DE PUENTE
HUATATAS**

7.1 Protección contra socavación del puente Huatatas	198
7.1.1 Medidas hidráulicas para la protección del Puente	198
7.1.1.1 Estructuras longitudinales	198
7.1.1.2 Estructuras transversales	205
7.1.1.3 Protección local del puente	207
7.1.2 Medidas estructurales para la protección del Puente	216
7.1.2.1 Reforzamiento de las condiciones de Cimentación	216
7.1.2.2 Recalce de la cimentación	217
7.1.2.3 Encamisado alrededor de pilas o Estribos	220
7.1.3 Modelación hidráulica	223
7.1.3.1 Aplicación y aporte de los modelos Hidráulicos	223

7.1.3.2 Modelo Físico	224
7.1.4 Socavación por contracción actual	232
7.1.5 Cálculo de la socavación local al pie de pilar	233
7.1.5.1 Método de Laursen y Toch (1953, 1956)	233
7.1.5.2 Socavación al pie de pila estado Actual	233
7.1.5.3 Socavación al pie de pila con alargamiento narices de pilas	234
7.1.5.4 Profundidades de socavación total Dentro del puente	234
7.1.6 Método de Modelos reducidos determinación de socavación al pie del pilar central	235
7.1.6.1 Modelo del pilar existente	235
7.1.6.2 Modelo del pilar con nariz alargada hacia aguas arriba	236
7.1.6.3 Modelo del pilar con nariz alargada hacia aguas arriba y aguas abajo	237
7.1.7 Diseño de Poza Disipadora de Energía	239

CAPÍTULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones	241
8.2 Recomendaciones	242

CAPÍTULO IX

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA	243
--------------------------------	-----

PARTE II: ANEXOS

GRANULOMETRÍA DEL RÍO HUATATAS

PLANOS

1. Plano General
2. Plano de las Cuencas de Huatatas
3. Plano de Planta y Elevación
4. Plano de Secciones
5. Plano Topografía general

INDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO I

- Figura (1.1) Ubicación del Puente sobre el río Huatatas (zona de estudio)
- Figura (1.2) Problemas de socavación al pie de pilares de puente Huatatas.

CAPÍTULO II

- Figura (2.1) Colapso de puente por socavación
- Figura (2.2) Socavación en el Sector Onia, Estado Mérida.
- Figura (2.3) Cauce definido y cauce indefinido
- Figura (2.4) a) Socavación en agua clara. b) Socavación en lecho móvil.
Ministry of Construction 1993
- Figura (2.5) Profundidad de socavación en la pila en un cauce arenoso.
En función de la velocidad crítica. b) En función del tiempo. Raudkivi, A. J.
y Ettema, R., 1983
- Figura (2.6) Tipos de socavación a calcular en un puente.
- Figura (2.7) Efecto de la migración lateral de la corriente sobre un puente.
HEC-20, (2001).
- Figura (2.8) Comportamiento del flujo en una pila cilíndrica. Raudkivi, A. J.,
1986.
- Figura (2.9) HEC-18, (2001).
- Figura (2.10) Caso 1a). Los estribos se proyectan dentro del cauce principal. HEC-18. 1993. Caso 1b). Los estribos están al borde del cauce principal. HEC-18. 1993. Caso 1c). Los estribos están alejados del cauce principal. HEC-18. 1993.
- Figura (2.11) Caso 2a). El puente reduce la sección del cauce principal. HEC-18. 1993. Caso 2b). El puente está sobre una sección estrecha del cauce principal. HEC-18. 1993.
- Figura (2.12) Puente de alivio en la zona de inundación. HEC-18. 1993.
- Figura (2.13) Puente de alivio sobre un cauce secundario. HEC-18. 1993.
- Figura (2.14) Ángulo de ataque del flujo.
- Figura (2.15) Influencia del ángulo de ataque para flujos altos y bajos.

- Figura (2.16) Influencia de la profundidad del agua sobre la socavación.
- Figura (2.17) Esquema de sección con perfil de socavación
- Figura (2.18) Estimación de carga en suspensión
- Figura (2.19) Degradación aguas abajo de una Presa Agradación
- Figura (2.20) Erosión general producida por un flujo de avenidas
- Figura (2.21) Colmatación del cauce
- Figura (2.22) Características de flujo alrededor de una pila. HERBICH (1984)
- Figura (2.23) Cambios fluviales producidos por un barraje
- Figura (2.24) Profundización del lecho en la curva de un río. HOFFMANS & VERHEIJ H. (1997)
- Figura (2.25) Evolución de una avulsión: 1.- Colmatación del Cauce 2.- Erosión de Riberas 3.- Creación de un nuevo curso
- Figura (2.26) Migración de meandros
- Figura (2.27) Umbrales a la salida del canal de entrega.
- Figura (2.28) Bloques a la entrada del colchón hidráulico.
- Figura (2.29) Pilares deflectores en el canal de entrega.
- Figura (2.30) Resalto hidráulico para $y_{min} < y_1$.
- Figura (2.31) Colchón hidráulico profundizando el nivel de piso.
- Figura (2.32) Estanque amortiguador con travesaño de fondo
- Figura (2.33) Salto hidráulico, de acuerdo al número de Froude.
- Figura (2.34) Variables que intervienen en el diseño de un colchón hidráulico.

CAPÍTULO III

- Figura (3.1) Fuente: MINEDU – Ministerio de educación
- Figura (3.2) Delimitación global de cuencas hidrográficas.
- Figura (3.3) Cuenta de Huatatas. Fuente: Propia
- Figura (3.4) Sub cuencas Huatatas. Fuente: Propia

CAPÍTULO IV

- (Figura 4.1): Fuente, Estaciones meteorológicas de la región Ayacucho según el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú – SENAMHI
- (Figura 4.2): Ecuación Regional TR=50 años. Fuente: Propia.

- (Figura 4.3): Ecuación Regional TR=100 años. Fuente: Propia.
- (Figura 4.4): Ecuación Regional TR=200 años. Fuente: Propia.
- (Figura 4.5): Ecuación Regional TR=300 años. Fuente: Propia.
- (Figura 4.6): Ecuación Regional TR=400 años. Fuente: Propia.
- (Figura 4.7): Ecuación Regional TR=50 años. Fuente: Propia.
- (Figura 4.8): Hietogramas con la Distribución Tipo II. Fuente: Ven Te Chow.
- (Figura 4.9): Periodo de Retorno VS. Vida Útil. Fuente: Propia.
- (Figura N° 4.10) –Vista general de la Cuenca Huatatas en HEC-HMS
- (Figura N° 4.11) – Diagrama de Nudos y Tramos de la Cuenca Huatatas en HEC-HMS
- (Figura N° 4.12) – Caudal Máximo para un Tr=500 años
- (Figura N° 4.13) – Caudal Máximo para un Tr=400 años
- (Figura N° 4.14) – Caudal Máximo para un Tr=300 años
- (Figura N° 4.15) – Caudal Máximo para un Tr=200 años
- (Figura N° 4.16) – Caudal Máximo para un Tr=100 años
- (Figura N° 4.17) – Caudal Máximo para un Tr=50 años

CAPÍTULO V

- (Figura 5.1): Fuerzas actuantes en un fluido.
- (Figura 5.2): Sección Transversal en Cauces Naturales.
- (Figura 5.3): Esquema para superficie libre de agua.
- (Figura 5.4): Balance de energía.
- (Figura N° 5.5) – Vista General en HEC-RAS de la Cuenca Huatatas
- (Figura N° 5.6): Pendiente del cauce principal del rio Huatatas
- (Figura N° 5.7) - Granulometría del lecho de rio Huatatas
- (Figura N° 5.8) – Datos Geométrico del rio Huatatas

CAPÍTULO VI

- (Figura 6.1): Capacidad de transporte entre secciones.
- (Figura 6.2): Archivos requeridos para el análisis de transporte de sedimentos en el Rio Huatatas.
- (Figura 6.3): Granulometría del lecho
- (Figura 6.4): Condiciones de borde de los sedimentos
- (Figura 6.5): Flujo casi no permanente

- (Figura 6.6): Análisis de sedimentos
- (Figura 6.7): Interpolación mediante Spline cúbico del coeficiente de probabilidad
- (Figura 6.8): Interpolación mediante Spline cúbico del coeficiente X-ys
- (Figura 6.9): Interpolación mediante Spline cúbico del coeficiente X-Dm
- (Figura 6.10): Representación esquemática de la socavación en un pilar cilíndrico
- (Figura 6.11): Proyección de estribos en el canal
- (Figura 6.12): Cálculo de socavación por contracción con HEC-RAS
- (Figura 6.13): Representación de la socavación en código de colores.
- (Figura 6.14): Las características principales del flujo formando el campo de flujo en un pilare estrecho de forma cilíndrica circular (NCHRP 2011a).
- (Figura 6.15): Bosquejo para la definición de socavación en pilares
- (Figura 6.16): Formas comunes de Pilares
- (Figura 6.17): Calculo de la socavación en el pilar con HEC-RAS
- (Figura 6.18): Representación esquemática de la socavación de un estribo en un canal compuesto (NCHRP 2011b).
- (Figura 6.19): Factor de corrección para la inclinación del estribo, K2
- (Figura 6.20): Cálculo de la socavación en los estribos con HEC-RAS
- (Figura 6.21): Cálculo de la socavación total en el puente Huatatas utilizando HEC-RAS.

CAPÍTULO VII

- (Figura N° 7.1): Zonas a proteger en la orilla de un cauce.
- (Figura N° 7.2): Sección del gavión.
- (Figura N° 7.3): Gavión en planta ambos lados del río Huatatas.
- (Figura N° 7.4): Traviesas de fondo.
- (Figura N° 7.5): Tipos de espigones
- (Figura N° 7.6): Enrocado como protección de pilas de puentes
- (Figura N° 7.7): Enrocado como protección de pilas de puentes
- (Figura N° 7.8): Enrocado como protección de pilas de puentes Secuencia en el recalce de la cimentación con bloques de concreto. SIPUCOL, 1996.
- (Figura N° 7.9): Enrocado como protección de pilas de puentes Recalce de la zapata con pedestales de concreto. Higuera, C. H. y Pérez G. (1989).

- o (Figura N° 7.10): Enrocado como protección de pilas de puentes Tablestacas y llenado de vacíos. Tablestacas cortadas a ras con el tope de la zapata. OECD, 1995.
- o (Figura N° 7.11): Enrocado como protección de pilas de puentes Pilotes inclinados como impedimento al hincado de tablestacas.
- o (Figura N° 7.12): Prototipos
- o (Figura N° 7.13): Modelos reducidos
- o (Figura N° 7.14): Socavación al pie del pilar central
- o (Figura N° 7.15): Enrocado como protección de pilas de puentes Efectos de socavación en pilar central existente del puente (modelo reducido).
- o (Figura N° 7.16): Enrocado como protección de pilas de puentes Efectos de socavación en pilar central con nariz alargada aguas arriba del puente (modelo reducido).
- o (Figura N° 7.17): Enrocado como protección de pilas de puentes Efectos de socavación en pilar central con nariz alargada aguas arriba y aguas abajo del puente (modelo reducido).

INDICE DE TABLAS

CAPITULO II

- TABLA A-1: Coeficientes B
- TABLA A-2: valores diferentes cuando el material del fondo no es cohesivo
- TABLA A-3: Coeficiente de contracción u
- TABLA A-4: Diámetros equivalentes a suelos granulares para suelos cohesivos
- Tabla A-5. Valores de K_1
- Tabla 1-1: Formulaciones para estimar la velocidad crítica.
- Tabla 1-2: Coeficientes empíricos de las formulaciones para estimar la profundidad de socavación general.

CAPITULO IV

- Tabla 4.1: PRUEBA SMIRNOV KOLMOGOROV D_α , Fuente: Máximo Villón – Hidrología
- Tabla 4.2: Resumen de Precipitaciones - Fuente: Propia
- Tabla 4.3: Precipitaciones para Periodos de Retorno - Fuente: Propia
- Tabla 4.4: Vida Útil de la Obra - Fuente: Propia
- Tabla 4.5: Grupo de Suelo Hidrológico - Fuente: Propia
- Tabla 4.6: Número de Curva - Fuente: Propia

CAPITULO VI

- Tabla 6.1: Clasificación de material de sedimento por su tamaño según el HEC-RAS
- Tabla 6.2: Coeficiente de probabilidad de ocurrencia del caudal.
- Tabla 6.3: Coeficiente o dato del material del lecho
- Tabla 6.4; Factor de corrección, K_1 , para la forma de la nariz del pilar
- Tabla 6.5; Aumento de la profundidad de Equilibrio de la socavación en el pilar, K_3 , para la condición del lecho
- Tabla 6.6; Límites para el tamaño del material y valores de K_4
- Tabla 6.7; Factor de corrección para la forma del estribo, K_1

INDICE DE CUADROS

CAPITULO III

- ✓ Cuadro (3.1): Datos de Cuencas - Fuente: Propia
- ✓ Cuadro (3.2): Datos de Cuencas - Fuente: Propia
- ✓ Cuadro (3.3): Datos de Cuencas - Fuente: Propia
- ✓ Cuadro (3.4): Parámetros de forma - Fuente: Propia
- ✓ Cuadro (3.5): Cuadro Resumen de la Cuenca Huatatas - Fuente: Propia
- ✓ Cuadro (3.6): *Cuadro Resumen de las Sub Cuencas Huatatas - Fuente: Propia*

CAPITULO IV

- ✓ Cuadro 4.1: Datos de Precipitaciones - Fuente: SENAMHI
- ✓ Cuadro 4.2: Precipitaciones Max. 24 h. para Periodos de Retorno – Fuente: Propia
- ✓ Cuadro 4.3: Resumen Sub Cuencas - Fuente: Propia
- ✓ Cuadro 4.4: Curva Número - Fuente: Propia
- ✓ Cuadro 4.5: Abstracción Inicial - Fuente: Propia

CAPITULO V

- ✓ Cuadro 5.1- Coeficientes de rugosidad de Manning según ABT S.R.

CAPITULO VI

- ✓ Cuadro 6.1: Caudal Líquido y Caudal Sólido.
- ✓ Cuadro 6.2; Modo de transporte del sedimento del lecho
- ✓ Cuadro 6.3: Socavación en los estribos

LISTADO DE SIGLAS Y SÍMBOLOS

SIGLAS UTILIZADAS

- HEC : Hydrologic Engineering Center's
(Centro de Ingeniería Hidrológica).
- RAS : River Analisis System
(Sistema de Análisis de Ríos).
- HMS : Hydrologic Modeling System
(Sistema de Modelamiento Hidrológica).
- NAME : Nivel de agua máxima extraordinaria
- NAMO : Nivel de agua máxima ordinaria
- NAMB : Nivel de agua media baja
- CW : Clima Templado Moderado Lluvioso
- Dwb : Clima Frío
- Eth : Clima Tundra Seca de alta Montaña
- CN : Curva Número
- SCS : Servicio de Conservación de Suelos
- CSU : Colorado State University
(Universidad del Estado de Colorado)

SÍMBOLOS UTILIZADOS

- F : Número de Froud
- V^*_{c} : Velocidad de corte critico
- V^* : Velocidad en la sección
- V : Velocidad media de flujo
- V_c : Velocidad crítica
- V_s : Velocidad critica
- d_s : Profundidad de socavación

- f : función de
- ρ_w : Densidad del agua (se asume constante para casos prácticos)
- ρ_s : Densidad del sedimento (se asume constante para casos prácticos)
- ν : Viscosidad cinemática (se asume constante para casos prácticos)
- V : Velocidad media de la corriente
- h : Profundidad del flujo
- D : Diámetro característico del sedimento
- σ_g : Desviación estándar geométrica del sedimento
- g : Aceleración debida a la fuerza de gravedad
- a : Ancho de la pila
- ϕ : Ángulo de ataque del flujo que indirectamente considera la longitud de la pila
- n : Coeficiente de rugosidad de Manning
- γ_s : Peso específico del sedimento
- R : Radio hidráulico
- W : Peso específico del agua
- G_s : Cantidad de transporte de material del lecho por unidad de anchura de la corriente del río
- B : Ancho del cauce
- T_o : Esfuerzo cortante producido por la corriente
- T_{cm} : Esfuerzo cortante crítico
- S=l : Gradiente hidráulico
- c : Coeficiente de Chezy

V_a : Velocidad de acorazamiento

V_e : Velocidad erosiva

B_e : Ancho efectivo

Q_d : Caudal de diseño

Q_s : Caudal sólido

H_s : Tirante final después de la socavación

H_o : Tirante inicial antes de la socavación

V_r : Velocidad real del flujo

β : Coeficiente de fricción de avenidas

q : Caudal unitario

V^* : Velocidad de corte

Y_{mc} : Altura de socavación máxima en curva

Y_n : Tirante normal

Y_{crit} : Tirante crítico

Y_1, Y_2 : Tirantes Conjugados

T : Parámetro de Shields

P : Perímetro de la cuenca

A : Área de la cuenca

P_f : Factor de Forma

R_c : Radio de Circularidad

T_c : Tiempo de concentración

T_{lag} : Tiempo de retraso

T_r : Tiempo de retorno

PARTE I
TESIS

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

En los periodos de lluvias, los pilares del puente carrozable Huatatas soportan las fuertes corrientes de agua del río originándose socavaciones al pie de los pilares de dicha estructura amenazando un colapso del puente Huatatas.

Un puente es una estructura vulnerable a diversos factores derivados de la acción de los agentes naturales.

La principal problemática desde el punto de vista de la hidráulica es que los estribos de los puentes y las pilas intermedias que soportan la estructura del puente y que están cimentadas sobre el lecho de un río, al paso de una creciente se ven afectadas por la socavación local.

Esto deriva que la estructura se vea en peligro de un colapso a causa de que el material que se encuentra en el fondo del río y al pie de la estructura, es extraído por el cambio brusco de velocidades dando como resultado que la pila o estribo del puente pierda profundidad en su cimentación o en el peor de los casos que quede totalmente al descubierto la zapata de cimentación.

Por ello el motivo del presente trabajo, y se plantea hacer una revisión minuciosa del marco teórico correspondiente a la socavación de puentes y transportes de sólidos, así también el análisis de los antecedentes y la evaluación al pie de las pilas del puente Huatatas, de las velocidades que llegan a ésta, y se hará un análisis a fin de identificar los problemas de socavación que pudiera ya presentar el puente, finalmente plantear un diseño adecuado de la estructura de protección de las pilas del puente Huatatas para controlar los efectos de socavación.

1.2 Planteamiento del Problema

Problema general:

Considero que el problema general es que no existe un diseño adecuado de estructuras de protección de los estribos del puente Huatatas para el control de socavación.

La ocurrencia de un nuevo desastre (socavación) ocasionado por la inclemencia de la naturaleza, por ello es necesario darle la importancia debida al tema de "desastres" para así prevenir posibles tragedias.

¿De qué forma las medidas de control de socavación influirían en la reducción de la socavación de los pilares del Puente Huatatas - Ayacucho?

Problemas específicos:

- La velocidad de la corriente de aguas con que llegan al pie de las pilas del puente Huatatas.
- Problemas de socavación que se estarían presentando en el puente Huatatas.
- Las lluvias actualmente no son como las vistas años anteriores, por lo que se considera como el principal causante de los problemas.
- El flujo irregular, torrentoso y turbulento en sus épocas de crecidas del río Huatatas, y el incremento de residuos sólidos que se trasladan por él.
- El poco interés de las autoridades por la construcción de Obras Seguras, que brinden seguridad a los pobladores.

1.- ¿En qué medida, el cálculo de la altura de socavación y transporte de sólidos influye en el diseño de estructuras para el control de socavación de los pilares del puente Huatatas.

- 2.- *¿En qué medida el grado de precipitaciones y escorrentía, influirá en la socavación de los pilares del puente Huatatas?*
- 3.- *¿En qué medida, las características del suelo del lecho del río influirá en la socavación de los pilares del puente Huatatas?*
- 4.- *¿Cómo, influiría la topografía del área de estudio en la socavación de los pilares del puente Huatatas?*
- 5.- *¿En qué medida, influiría las máximas avenidas en la socavación del puente carrozable Huatatas?*
- 6.- *¿En qué medida, influiría la variación de velocidades en la socavación del puente carrozable Huatatas?*

Delimitación del problema:

El área de influencia del estudio, se encuentra localizada en la zona Este de la ciudad de Ayacucho a una altitud de 2,630 m.s.n.m.

Limita por el Este con el Distrito de Tambillo, por el Oeste con el Distrito de Andrés Avelino Cáceres Dorregaray. La población beneficiaria directamente será de aproximadamente 1,000 habitantes de los Distritos de Acocro y Tambillo, además indirectamente estará ligado a este problema la población Ayacuchana quienes transportan productos a estos últimos distritos para su comercialización.

El área de influencia que comprende el proyecto, está constituida por el espacio geográfico comprendido por la cuenca Huatatas que tiene un área de 219.93 KM² y un perímetro de 68.27km.

La figura (1,1) y (1,2) presentan la ubicación de la proyección de la cuenca del Río Huatatas y el puente Huatatas.

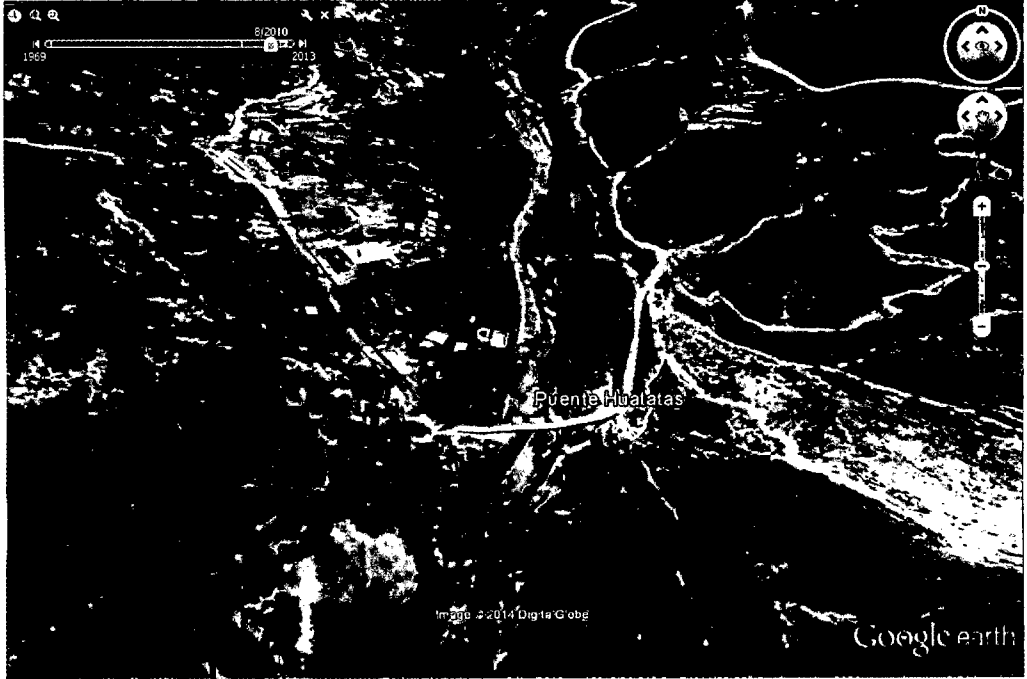


Figura (1.1) Ubicación del Puente sobre el río Huatatas (zona de estudio).
Fuente: Google Earth, 2013.



Figura (1.2) Problemas de socavación al pie de pilares de puente Huatatas.
Fuente: Propia, 2015.

1.3 Justificación e Importancia

El río Huatatas por ser un río de la Sierra se caracteriza por descargar un flujo irregular, torrentoso y turbulento en sus épocas de crecidas, más aún cuando éste se incrementa por la existencia de transporte de sólidos tanto en suspensión como de fondo.

Todo transporte de sólidos es un problema debido al incremento del esfuerzo cortante por el incremento de la densidad del fluido bifásico, estando más propenso a generar socavamiento al pie de la pila del puente carrozable Huatatas.

Actualmente el pie de la pila intermedia del puente carrozable Huatatas presenta socavamiento considerable y esto se hace frecuente originándose en las temporadas de lluvias que a pesar de la construcción de estructuras de protección de dicho puente.

1.4 Objetivo General

Realizar el diseño de una estructura protectora de los pilares del puente Carrozable Huatatas considerando los caudales máximos, variación de velocidades, socavación y transporte de sólidos para evitar el colapso de dicho puente.

1.5 Objetivo Específico

- Determinar la socavación y transporte de sólidos para el diseño adecuado de la estructura protectora de los pilares del puente carrozable Huatatas.
- Realizar un estudio de precipitación esorrentía en la cuenca de estudio.
- Determinar las características del suelo en el punto de interés.

- Realizar un estudio topográfico aguas arriba y aguas abajo del punto donde se planteará la estructura protectora del puente carrozable Huatatas.
- Calcular los caudales máximos en el punto de interés
- Analizar la influencia de la variación de las velocidades en la socavación al pie de los estribos del puente carrozable Huatatas.

1.6 Hipótesis Global

- ¿La estimación de caudales máximos, la pendiente del lecho del río, el cálculo de la altura de socavación y el transporte de sólidos en qué medida permitirán un diseño adecuado de una estructura protectora de las pilas del puente Huatatas?

1.7 Hipótesis Específica

- ¿La altura socavación y transporte de sólidos influye en el diseño adecuado de la estructura de protección de los pilares del puente Carrozable Huatatas?
- ¿La pendiente del lecho del río influye en el diseño adecuado de la estructura de protección de los pilares del puente Carrozable Huatatas?
- ¿Las características del suelo influye en el diseño adecuado de la estructura de protección de los pilares del puente Carrozable Huatatas?
- ¿La Topografía del terreno influye en el diseño adecuado de la estructura de protección de los pilares del puente Carrozable Huatatas?
- ¿Los caudales máximos influirá en el diseño adecuado de la estructura protectora de las pilas del puente Carrozable Huatatas?
- ¿Los cambios bruscos de velocidades influirá en el diseño adecuado de la estructura protectora de las pilas del puente Carrozable Huatatas?

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1 Río

Es una corriente natural de agua que fluye con continuidad. Posee un caudal determinado y desemboca en el mar, en un lago o en otro río; en cuyo caso se denomina afluente.

La parte final de un río es su desembocadura.

Las variaciones de caudal lo define el régimen hidrológico, estas variaciones temporales se dan durante o después de las tormentas.

En casos extremos se puede producir la crecida cuando el aporte de agua es mayor que la capacidad del río para evacuarla, desbordándose y cubriendo las zonas llanas próximas.

El agua que circula bajo tierra (caudal basal) tarda mucho más en alimentar el caudal del río y puede llegar a él en días, semanas o meses después de la lluvia que generó la escorrentía.

Los desbordamientos en los tramos bajos de las corrientes naturales donde la pendiente del cauce es pequeña y la capacidad de transporte de sedimentos es reducida, puede provocar inundaciones, las cuales pueden traer consecuencias socioeconómicas graves en la medida que afecten asentamientos humanos, centros de producción agrícola o industrial e infraestructura vial.

Para controlar el nivel máximo dentro de la llanura de inundación, se deben colocar protecciones, entre las alternativas de obras de defensas fluviales se puede mencionar: Limpieza y rectificación del cauce, obras de canalización, obras de abovedamiento, entre otras.

2.2 Cuencas Hidrográficas

Es la porción de territorio drenada por un único sistema de drenaje natural. Una cuenca hidrográfica se define por la sección del río al cual se hace referencia y es delimitada por la línea de las cumbres, también llamada «divisor de aguas» o «divisoria de aguas», a partir de la sección de

referencia. En la medida en que se avanza hacia aguas abajo, la superficie de la cuenca va aumentando.

2.2.1 Elementos de la Cuenca

El Río Principal

El río principal actúa como el único colector de las aguas. A menudo la elección del río principal es arbitraria, pues se pueden seguir distintos criterios para su elección (el curso fluvial más largo, el mayor caudal medio, el mayor caudal máximo, la mayor superficie de cuenca).

Los Afluentes

Son los ríos secundarios que desaguan en el río principal. Cada afluente tiene su respectiva cuenca, denominada sub – cuenca.

El Relieve de la Cuenca

El relieve de la cuenca es variado. Está formado por las montañas y sus flancos; por las quebradas, valles y mesetas.

Las Obras Humanas

Las obras construidas por el hombre, también denominadas intervenciones antrópicas, que se observan en la cuenca suelen ser viviendas, ciudades, campos de cultivo y vías de comunicación. El factor humano es siempre el causante de muchos desastres dentro de la cuenca, ya que se sobre explota la cuenca quitándole recursos o «desnudándola» de vegetación y trayendo inundaciones en las partes bajas.

2.2.2 Partes de una Cuenca Hidrográfica

Cuenca Alta

Es la parte de la cuenca hidrográfica en la cual predomina el fenómeno de la socavación. Es decir que hay aportación de material térreo hacia las partes bajas de la cuenca, visiblemente se ven trazas de erosión.

Cuenca Media

Es la parte de la cuenca hidrográfica en la cual mediamente hay un equilibrio entre el material sólido que llega traído por la corriente y el material que sale. Visiblemente no hay erosión.

Cuenca Baja

Es la parte de la cuenca hidrográfica en la cual el material extraído de la parte alta se deposita.

2.2.3 Tipos de Cuencas

Existen tres tipos de cuencas hidrográficas:

- Exorreicas: avanan sus aguas al mar o al océano.
- Endorreicas: desembocan en lagos o lagunas, siempre dentro del continente.
- Arreicas: las aguas se evaporan o se filtran en el terreno. Los arroyos, aguadas y cañadones de la meseta central patagónica pertenecen a este tipo, ya que no desaguan en ningún río u otro cuerpo hidrográfico de importancia.

2.3 Socavación

2.3.1 Definición

La socavación es un proceso que resulta de la acción erosiva del flujo de agua que arranca y acarrea material de lecho y de las márgenes de un cauce, haciendo que disminuya el nivel del río por el incremento de su capacidad de arrastre de sedimentos. Este proceso se da cuando una corriente de agua encuentra un obstáculo, originándose un desequilibrio entre la cantidad de sedimentos aportados a una sección y la capacidad de transportar sedimentos fuera de ella, por lo cual, se modifican las condiciones de escurrimiento y se cambia la capacidad de arrastre en los alrededores de la obstrucción.

La socavación no prevista es una de las causas más comunes de falla en puentes y de las estructuras de protección en ríos (Figuras. 2.1 y 2.2).



Figura (2.1) Colapso de puente por socavación

Fuente: María Borges Briceño, 2008

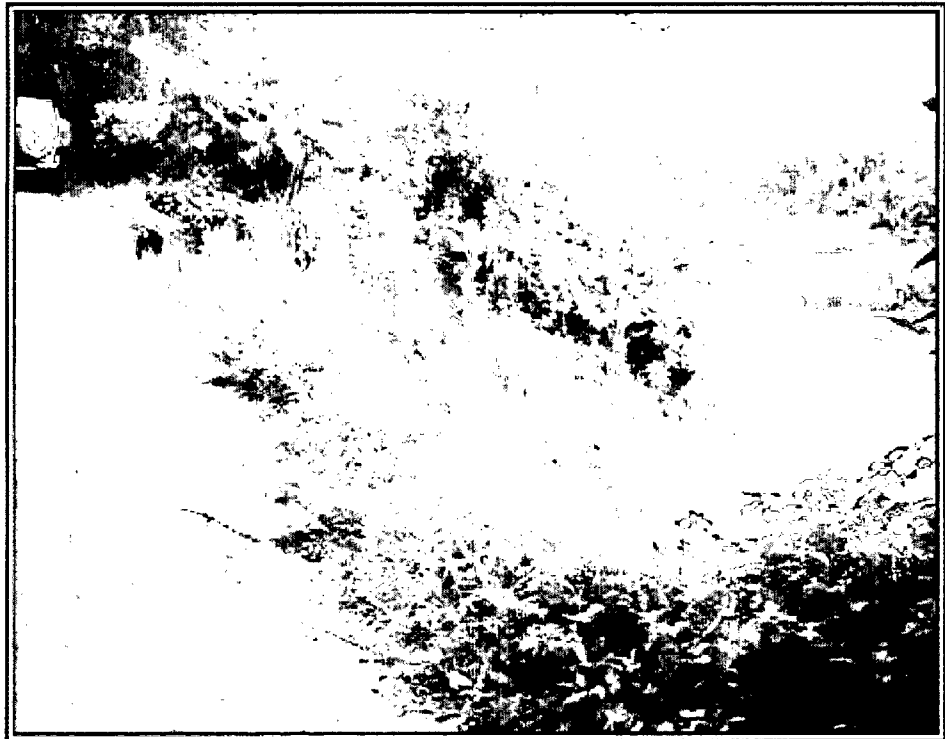


Figura (2.2) Socavación en el Sector Onia, Estado Mérida

Fuente: María Borges Briceño, 2008.

El fenómeno de socavación se relaciona con dos de los problemas más complejos de la hidráulica, como son la mecánica de transporte de sedimentos y la capa límite tridimensional. Según Einstein (Aguirre, 1980), la mecánica del transporte de sedimentos involucra las características presentes en el lugar en el que se está estudiando la socavación, ya que es un fenómeno en el cual se produce arrastre de partículas de diferentes propiedades; es un proceso mecánico complejo, pues distintas variables determinan la cantidad de sedimentos que puede acarrear una corriente. Hay modelos que permiten el cálculo del transporte de los materiales del lecho, tanto por el fondo como en suspensión por separado. Otros métodos no toman en cuenta tal discriminación y determinan el transporte total de los materiales del lecho sin dividirlo en dos categorías, sino que lo toman como un todo (Maza y García, 1992). Ninguno de esos métodos es universal, pues todos han sido derivados para ciertas condiciones y características de flujo y de los sedimentos. La capa límite tridimensional tiene parte de su fundamento en las ecuaciones que gobiernan el flujo isotérmico y estacionario de un fluido newtoniano, despreciando los efectos gravitatorios y de compresibilidad; estas expresiones son las denominadas ecuaciones de Navier – Stokes, las cuales incluyen las ecuaciones de continuidad y de cantidad de movimiento.

Además, las grandes diferencias existentes entre los diferentes ríos y la variación en el tiempo de los factores dominantes en el proceso, hacen que la socavación sea un fenómeno inestable difícil de estudiar experimental o analíticamente, ya que modificaciones en el patrón de flujo producen modificaciones en la capacidad de transporte de sedimentos. Y por tal razón, se inducen alteraciones en el lecho que hacen variar de nuevo el patrón de flujo antes de haberse logrado el equilibrio. Es por esto, que en los estudios de socavación es necesario combinar los análisis teóricos con la información de campo y sobre

todo con resultados de modelos físicos.

Usualmente, en la socavación que se produce al pie de un obstáculo se superponen los efectos relacionados con el régimen del río y los que producen la obstrucción por sí misma.

2.3.2 Factores que influyen en la socavación

Los factores que influyen en la socavación pueden ser divididos en dos grandes grupos: las características del cauce (geomorfología, topografía y características del sedimento) y las del flujo (régimen de flujo y características del fluido).

2.3.2.1 Geomorfología

La geomorfología es la ciencia que estudia el cambio de la forma de la superficie terrestre a través del tiempo. Un río puede cambiar su profundidad, ancho, curso y régimen en forma temporal o progresiva. Cualquier efecto de contracción por presencia de obstáculos o la existencia de curvas alteran la morfología del cauce, produciendo un efecto de socavación.

Aunque los fenómenos de erosión pueden ocurrir naturalmente, también las actividades del hombre, tales como la explotación de la corriente, construcción de represas y estructuras, o las alteraciones del canal originan cambios importantes, alterando así el equilibrio natural del lecho. Todos los ríos aluviales tienen gran posibilidad de cambios de pendiente por la degradación o la sedimentación y normalmente se acomodan a su condición normal estable. Dependiendo del patrón del canal, el cauce en un tramo o sección dado puede ser definido o indefinido.

El canal es la franja por donde corre el río en un momento determinado.

Cauce definido: cuando la corriente de estiaje fluye por un solo canal con límites bien demarcados. (Figura 2.3)

Cauce indefinido: cuando la corriente va por pequeños cauces o brazos que se entrecruzan en una misma sección transversal. (Figura 2.3)

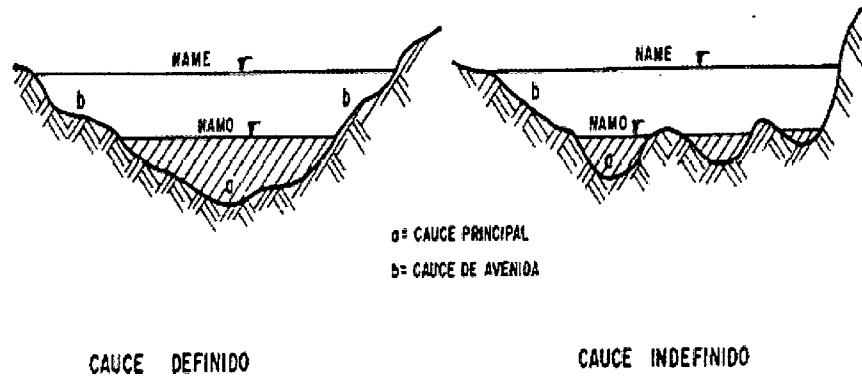


Figura (2.3) Cauce definido y cauce indefinido

Fuente: María Borges Briceño, 2008

2.3.2.2 Granulometría

La curva granulométrica del material del lecho es fundamental en la determinación de los diámetros característicos de las partículas, ya que permiten establecer si se va a utilizar un solo diámetro como representativo para calcular la tasa de transporte de sedimentos o si se deben emplear intervalos de clase.

El material de fondo no es uniforme, por lo cual el sedimento puede presentar una gran variedad de diámetros, sobre todo en el caso de los ríos de montaña, en los que hay presencia de cantos rodados y piedras de gran tamaño mezclados con material arenoso, por lo cual se dificulta estimar el radio hidráulico.

En un río en pie de monte o de llanura se suele tener un tamaño de sedimento que es prácticamente uniforme y es aceptable

utilizar un solo diámetro específico. Cuando esto no es posible, hay varios criterios para tomar la decisión sobre el diámetro más representativo.

2.3.2.3 Diámetro de sedimentación

El diámetro de sedimentación es el de una esfera con la misma densidad de la partícula que cae, la misma velocidad terminal uniforme, en el mismo fluido y a la misma temperatura.

2.3.2.4 Forma de las partículas

La forma es una característica no muy importante para el fenómeno de la socavación, pero junto con el tamaño, define alguna de sus propiedades físicas. La forma se puede determinar a través de la redondez, la esfericidad y el factor de forma.

La redondez es la relación entre el radio medio de curvatura de las aristas de la partícula y el radio de la circunferencia inscrita en el perímetro de área máxima de proyección de la partícula.

La esfericidad es la relación entre el área superficial de una esfera de volumen equivalente y el área superficial de la partícula real. Una forma para estimar el área superficial de la partícula consiste en sumergirla en parafina líquida, la cual se adhiere a la superficie, con un espesor aproximadamente constante. Establecido el peso de la parafina adherida a la partícula y el espesor de la película se puede determinar el área de aquella.

2.3.2.5 Peso específico

El peso específico relativo de un cuerpo es la razón entre su peso y el de un volumen igual de agua destilada a la temperatura de 4°C. El peso específico absoluto es la relación entre peso y volumen.

El cuarzo es el mineral más común en la composición de los sedimentos transportados por el viento o el agua, aunque otros muchos minerales también forman parte de su composición. Es por esta razón que el peso específico relativo de las arenas es muy próximo al del cuarzo ($2,650 \text{ kg/m}^3$) y éste es el valor que más frecuentemente se emplea.

2.3.2.6 Geometría del cauce

La geometría del cauce está representada por la pendiente longitudinal y por las características de la sección transversal.

Pendiente longitudinal: es uno de los factores más importantes que inciden en la capacidad que tiene el cauce para transportar sedimentos, pues afecta directamente la velocidad del agua. En los tramos de pendiente fuerte, donde las pendientes son superiores al 3 %, las velocidades de flujo son tan altas que pueden mover como carga de fondo sedimentos de diámetros mayores a 5 cm, además de los sólidos que ruedan por desequilibrio gracias al efecto de lubricación producido por el agua.

En cauces naturales la pendiente longitudinal se mide a lo largo de la línea del agua, y no del fondo, debido a la inestabilidad e irregularidades del fondo. En los períodos que tienen un caudal más o menos estable es posible relacionar las pendientes con los caudales utilizando registros de aforos.

Sección transversal: en los cauces naturales las secciones transversales son irregulares y la medición de sus características geométricas se realiza con levantamientos topográficos. La línea que une los puntos más profundos de las secciones transversales a lo largo de la corriente se denomina thalweg. En las corrientes

de lecho aluvial se observan continuas variaciones en las secciones transversales y en la línea del thalweg. Las magnitudes y frecuencias de estas variaciones dependen del régimen de caudales, de la capacidad de transporte de sedimentos, y del grado de estabilidad del cauce.

2.3.2.7 Régimen de flujo

El régimen de flujo en un tramo particular de una corriente natural se clasifica en función del Número de Froud, el cual es una relación adimensional entre fuerzas de inercia y de gravedad. En el régimen supercrítico ($F > 1$) el flujo es de alta velocidad, propio de cauces de gran pendiente o ríos de montaña. El flujo subcrítico ($F < 1$) corresponde a un régimen de llanura con baja velocidad. El flujo crítico ($F = 1$) es un estado teórico en corrientes naturales y representa el punto de transición entre los regímenes subcrítico y supercrítico.

2.3.2.8 Viscosidad del agua

La viscosidad del agua representa un factor importante en el estudio de los cauces naturales. Esta viscosidad depende principalmente de la concentración de la carga de sedimentos en suspensión, y en menor escala de la temperatura. En cauces limpios, es decir aquellos en los que la concentración de sedimentos es menor del 10% en volumen, el agua se puede considerar como de baja viscosidad (1 centipoise). En el caso extremo, cuando se conforman flujos de lodo, donde la proporción volumétrica entre el sedimento y el líquido sobrepasa el 80%, la viscosidad es alta (4,000 poises).

Las fórmulas empíricas de flujo en corrientes naturales se han desarrollado para corrientes de agua limpia, por lo tanto, las

velocidades que se calculan con estas fórmulas resultan más altas que las velocidades reales cuando se aplican a flujos viscosos.

2.3.3 Formas de socavación

Dos formas de socavación se presentan en un cauce según haya o no movimiento de sedimentos desde aguas arriba: socavación en lecho móvil y socavación en agua clara.

2.3.3.1 Socavación en Lecho Móvil

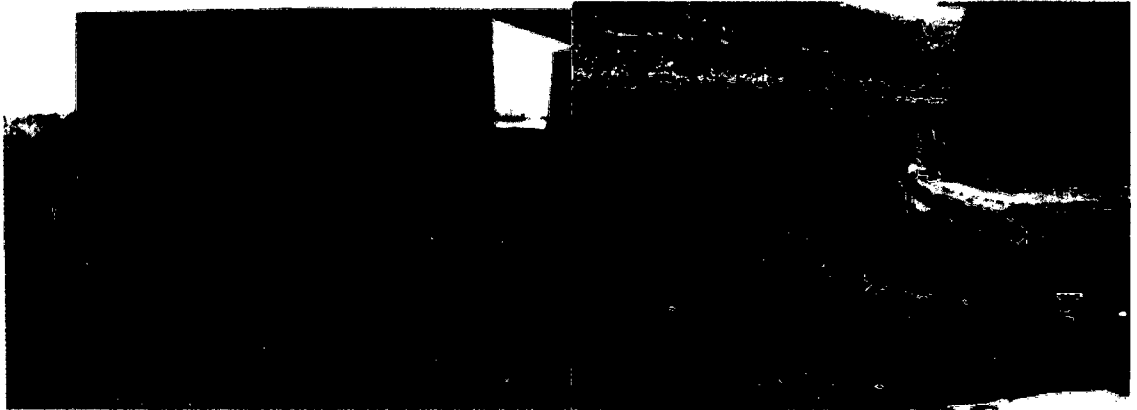
Se presenta cuando hay transporte de sedimentos del lecho desde aguas arriba hasta el sitio del ponteadero y por lo tanto parte de este sedimento queda atrapado en el hueco de socavación.

En este caso, la socavación alcanza equilibrio cuando la cantidad de material que es transportado igual a la cantidad de material que es removido. Se le conoce también como socavación en lecho vivo.

2.3.3.2 Socavación en Agua Clara

Se presenta cuando no hay transporte de sedimentos del lecho desde aguas arriba al sitio del ponteadero y por lo tanto no hay reabastecimiento del hueco socavado.

En este caso, la socavación alcanza equilibrio cuando el esfuerzo cortante en el lecho es menor que el requerido para el inicio del movimiento de las partículas, o sea cuando el flujo no puede remover más partículas del hueco formado.



a)

b)

Figura (2.4) a) Socavación en agua clara. b) Socavación en lecho móvil.

Fuente: Ministry of Construction, 1993.

Situaciones típicas de socavación en agua clara se presentan cuando:

- El cauce está formado por materiales muy gruesos.
- Depósitos locales de materiales de lecho con tamaño más grande que el tamaño de la partícula arrastrada por la corriente.
- Cauces acorazados donde la fuerza tractiva es suficientemente alta como para penetrar el lecho en la zona de pilas y estribos.
- Canales con vegetación donde el flujo solo puede penetrar la cubierta en la zona de pilas y estribos.
- Corrientes de baja pendiente y flujos bajos.

Puentes construidos en corrientes con material grueso, están sujetos durante una creciente a socavación en agua clara para caudales bajos, lecho móvil para caudales altos y nuevamente agua clara cuando comienzan a bajar los caudales.

Existen investigaciones con resultados contradictorios en el sentido que las profundidades de socavación en lecho móvil

exceden a las correspondientes en agua clara y viceversa.

La tendencia actual es considerar que las máximas profundidades de socavación se presentan justo en el límite entre condiciones de socavación en agua clara y en lecho móvil.

El caso más general es que la forma de socavación durante crecientes es en lecho móvil, y por lo tanto, son de esperarse profundidades de socavación menores si existe recuperación del lecho por el material transportado desde aguas arriba. Para efectos prácticos, las máximas profundidades son las mismas para ambas formas de socavación pero lo que varía es el tiempo en el cual se logran estos máximos.

J. Raudkivi (1986) reporta que J. Chabert y P. Engeldinger (1956) fueron los primeros en describir el fenómeno de la socavación en una pila circular en términos del tiempo y de la velocidad. Ellos mostraron que la socavación en agua clara alcanza su máximo en forma asintótica en un tiempo mayor, del orden de días, que la socavación en lecho móvil, Figura 2.5

La socavación en lecho móvil se desarrolla rápidamente y fluctúa alrededor de un valor medio como respuesta al paso de formas del lecho. Esto se debe a que la socavación en agua clara ocurre principalmente en lechos de material grueso, por lo que la profundidad máxima de socavación solo se presentaría después de varias crecientes.

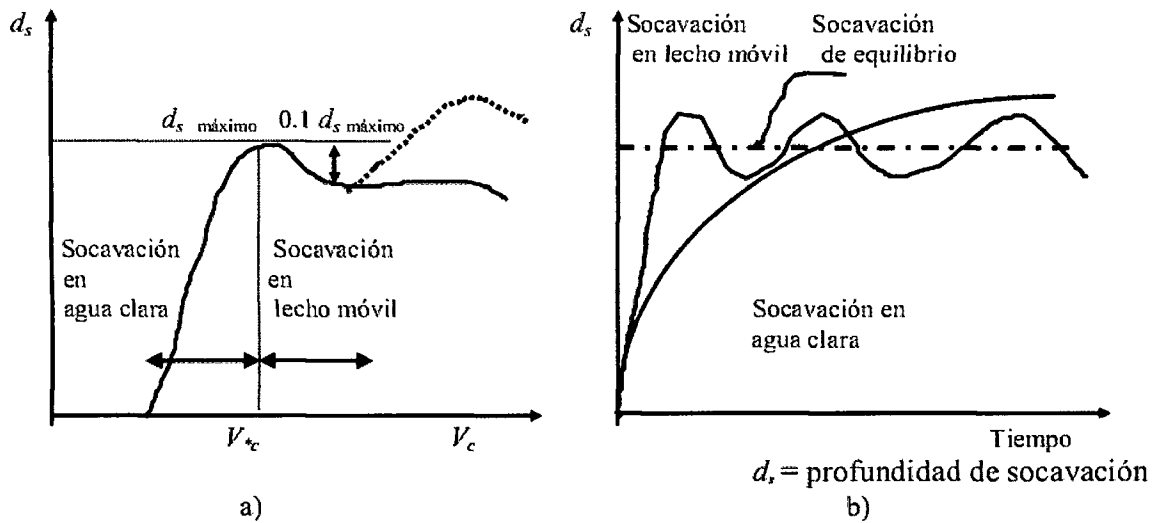


Figura (2.5) Profundidad de socavación en la pila en un cauce arenoso.

a) En función de la velocidad crítica. b) En función del tiempo.

Fuente: Raudkivi, A. J. y Ettema, R., 1983.

2.3.3.3 Condición crítica para socavación en lecho móvil y en agua clara.

a) Sedimentos uniformes $\sigma_g < 3$

$\sigma_g = D_{84}/D_{50}$ para sedimentos como gravas y arenas con distribución log-normal.

- En términos de la velocidad del flujo

Las ecuaciones vistas en la Parte II (Transporte de Sedimentos) pueden usarse para calcular la velocidad crítica para inicio del movimiento de sedimentos y determinar si existen condiciones de agua clara o lecho móvil en un tramo con flujo sin obstrucciones y sin vegetación. Si la velocidad crítica V_c calculada es mayor que la velocidad media del flujo V , se presentan condiciones de socavación en agua clara tanto si el material del cauce es uniforme o no. De ser la velocidad crítica menor que la velocidad media del flujo, se tendrán condiciones de socavación en lecho móvil.

- Agua clara $V < V_c$ 1.1
- Lecho móvil $V > V_c$ 1.2

Las siguientes ecuaciones son comúnmente usadas para determinar la forma de transporte de sedimentos.

$$V = C\sqrt{RI} = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \dots\dots\dots 1.3$$

$$V_c = 6.19h^{1/6} D_{50}^{1/3} \dots\dots\dots 1.4$$

Estas ecuaciones se pueden aplicar a cualquier zona del cauce sin vegetación. Sin embargo, para la mayoría de los casos, la presencia de vegetación en las laderas ofrece un efecto protector y como generalmente las velocidades del flujo son bajas en estas zonas, es de suponerse que la forma de socavación sea en agua clara.

- En términos de la tasa de transporte de sedimentos

$$\frac{dQ_s}{dt} = q_{s1} - q_{s2} \dots\dots\dots 1.5$$

$$\frac{dQ_s}{dt} = \text{variación de la socavación local en volumen por unidad de tiempo}$$

q_{s1} = capacidad del flujo para transportar sedimentos por fuera del hueco de socavación en volumen por unidad de tiempo.

q_{s2} = capacidad del flujo sin obstrucciones para transportar sedimentos hacia el hueco de socavación en volumen por unidad de tiempo.

- Agua clara $0 \cong q_{s2} \ll q_{s1} > 0$ 1.6

- Lecho móvil $q_{s1} \geq q_{s2} > 0$ 1.7

b) Sedimentos no uniformes $\sigma_g > 3$

$\sigma_g = D_{84}/D_{50}$ para sedimentos como gravas y arenas con distribución log-normal.

Los siguientes límites definen las condiciones críticas para socavación en agua clara y en lecho móvil, (Melville B. W., 1988; Shen, H. W. y Schneider V. R., 1969).

- **Agua clara** $V_c < V$ y $V < V_a$ 1.8
Ocurre acorazamiento del cauce

- **Lecho móvil** $V > V_a$ 1.9

Los lineamientos para calcular la velocidad de acorazamiento V_a no están claramente definidos y B. W. Melville es uno de los pocos que ha presentado un procedimiento para determinarla en asocio con un método por el propuesto para calcular la socavación local en pilas.

2.3.4 Tipos de socavación

Además de conocer la posición de la superficie libre del agua es necesario saber la posición del fondo del cauce alterado por causas naturales o artificiales. Cuatro tipos de socavación se tienen en cuenta al hacer la evaluación de la socavación en puentes:

- Socavación a largo plazo.
- Socavación por migración lateral de la corriente.
- Socavación general por contracción y otras causas.

Para predecir qué pasará con el fondo del cauce no existen métodos únicos ni precisos. Las profundidades de socavación local y general por contracción pueden ser estimadas, más que calculadas, por métodos empíricos desarrollados principalmente en laboratorio. Los otros dos tipos de socavación deben considerarse en una evaluación

integral del puente y queda a juicio del ingeniero su estimación cualitativa pues es difícil determinarlas por medio de métodos expeditos.

La dificultad radica en la complejidad del transporte de sedimentos en un río. se supone que los diferentes tipos de socavación se presentan independientemente el uno del otro por lo que al estimarse la socavación total deben sumarse los efectos de la socavación a largo plazo, la local y la general por contracción u otros factores, evaluándose además el efecto del posible movimiento lateral de la corriente. El interés por determinar los diferentes tipos de socavación radica en saber si la estructura corre algún riesgo y en establecer formas de protección.

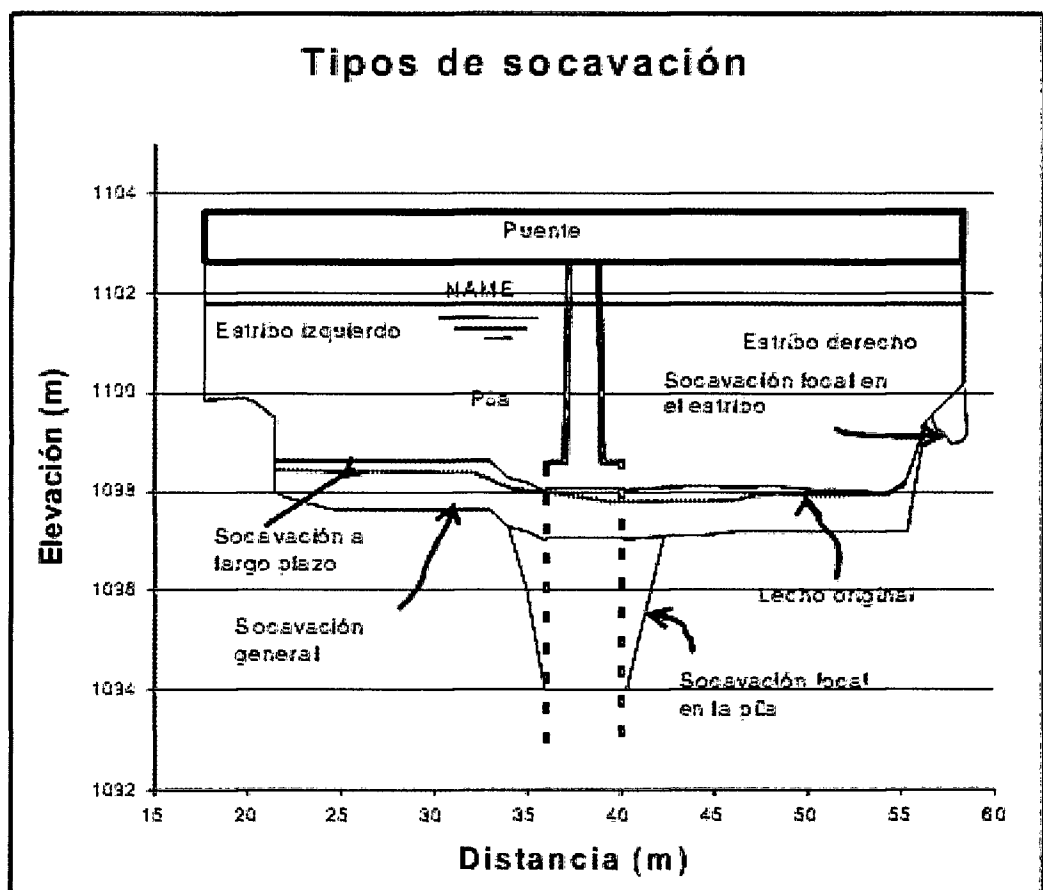


Figura (2.6) Tipos de socavación a calcular en un puente

Fuente: Flores I, 1987.

2.3.4.1 Socavación a largo plazo

La socavación del cauce a largo plazo se refiere a la tendencia a la degradación que el lecho presenta a lo largo del tiempo debido a causas externas, ya sean naturales o inducidas por el hombre, pero sin tenerse en cuenta eventos extremos o crecientes. Por no ser de naturaleza transitoria, es decir que no se presenta durante crecientes, la socavación a largo plazo se considera de tipo permanente. Algunos autores la llaman socavación general a largo plazo pues se manifiesta en grandes extensiones a lo largo del cauce. La elevación del lecho del cauce cambia a través del tiempo debido a causas naturales o artificiales que afectan la zona donde el puente está ubicado o se va a construir como son: construcción de presas, corte natural o artificial de meandros, canalizaciones, cambios en el control aguas abajo (presas, formaciones rocosas, tributarios o confluencias), extracción de materiales, desviación de agua desde o hacia el cauce, movimientos naturales del cauce, modificaciones en el uso del suelo de la cuenca de drenaje (urbanización, deforestación, etc.),

El lecho puede estar en proceso de degradación afectando la estabilidad del puente, en proceso de agradación lo que sería benéfico para la estabilidad del puente desde el punto de vista de la socavación o en situación de equilibrio. Degradación se refiere al descenso o socavación del lecho del cauce debido al déficit en el suministro de sedimentos desde aguas arriba. El fenómeno opuesto es la agradación, la cual se refiere a la sedimentación de materiales erodados del cauce o de la cuenca en sectores aguas arriba de un cruce. La agradación del cauce no se tiene en cuenta en la evaluación de un puente por socavación. La agradación y la degradación a largo plazo no incluyen el relleno ni el descenso del lecho que pueden

ocurrir en la zona del puente durante un evento extremo como una creciente. Como ya se explicó, solo incluye el efecto de las modificaciones hechas al cauce o a la cuenca ya sean en forma natural o artificial. Las socavaciones, general por contracción u otros factores y la local, sí están afectadas por las crecientes y se verán en forma independiente.

El problema del ingeniero es determinar la tendencia del cauce durante la vida útil de la estructura. Si las acciones son antiguas y el proceso está en curso, pueden existir signos de los cambios y también algunos datos históricos dan información importante sobre la magnitud y ritmo de la socavación y pueden ser más valiosos que cualquier otra clase de estimación basada en información y métodos inciertos. Los cambios a largo plazo se deben a modificaciones en la corriente o en la cuenca de drenaje, por lo que el ingeniero debe evaluarlos y tratar de predecir su influencia sobre la estabilidad del cauce en el sitio del puente basado en información existente en entidades relacionadas (información de los habitantes, reportes de puentes en la vecindad, secciones transversales en la zona, secciones de calibración para mediciones hidrológicas). Por ejemplo, gráficos de Nivel del agua vs. Tiempo para un caudal seleccionado pueden dar indicios de degradación del cauce a largo plazo. Si no existe información, se deben aplicar conocimientos de hidráulica fluvial analizando las condiciones de escorrentía en la cuenca (hidrología), el transporte de sedimentos hacia y en el puente (erosión), la capacidad de transporte de la corriente (hidráulica) y la respuesta del río (geomorfología).

Realizar predicciones de los cambios del lecho a largo plazo implica usar sistemas de evaluación de tercer nivel que incluyen: 1) análisis cualitativo basado en relaciones de geomorfología y de mecánica de ríos, 2) análisis geomorfológico basado en

relaciones cualitativas y cuantitativas para estimar el comportamiento probable de la corriente ante varias condiciones, 3) uso de modelos físicos y herramientas computacionales como el HEC-6. Ejemplos de técnicas cuantitativas para analizar cambios a largo plazo son: análisis de movimiento incipiente de sedimentos, análisis de posibilidad de acorazamiento, análisis de la pendiente de equilibrio y análisis de continuidad del sedimento. Los programas de computador modelan el paso del sedimento en el cauce y ajustan su geometría para reflejar desequilibrios en el suministro de sedimentos y en la capacidad de transporte. Los libros *Stream Stability at Highway Structures* (HEC-20, 2001) y *Highways in the River Environment* (Richardson E. V., Simons D. B. y Julien P. Y., 1990), son útiles para hacer evaluaciones a nivel 1 y 2. El programa HEC-6 puede obtenerse en la dirección electrónica www.hec.usace.army.mil/software/index.html.

La información necesaria para correr este tipo de modelos incluye: geometría del cauce y laderas, geometría del puente, coeficientes de rugosidad, controles verticales tanto geológicos como estructurales, elevaciones del agua, hidrogramas de crecientes y a largo plazo, hidrogramas de los tributarios, granulometría de los materiales del lecho, suministro de sedimentos del cauce y tributarios, relaciones apropiadas de transporte de sedimentos y profundidades de los estratos aluviales. Ver Parte III sobre Procesos Fluviales.

Si la evaluación indica que el cauce se va a socavar a largo plazo, esta elevación final debe usarse como base a partir de la cual se consideran las socavaciones local y general.

2.3.4.2 Migración lateral de la corriente.

La migración lateral del cauce principal de la corriente ocurre dentro de las zonas bajas inundables y puede afectar la estabilidad de pilas, estribos y las zonas de aproximación, o alterar la socavación total al cambiar el ángulo de ataque del flujo sobre las estructuras. Un ejemplo de migración lateral de la corriente se presenta en las curvas en que la capacidad de arrastre de los sólidos es mayor en la parte externa que en la parte interna lo que tiene gran influencia sobre la migración de la corriente. Este efecto es importante y debe ser tenido en cuenta en la construcción de puentes en curvas del río y en el diseño de sistemas de protección, Figura 2.7

Las corrientes son dinámicas por lo que secciones de un cauce con concentración de flujo están sujetas a desplazamiento permanente de las bancas. En ríos meándricos, el cauce se mueve tanto lateral como longitudinalmente hacia aguas abajo.

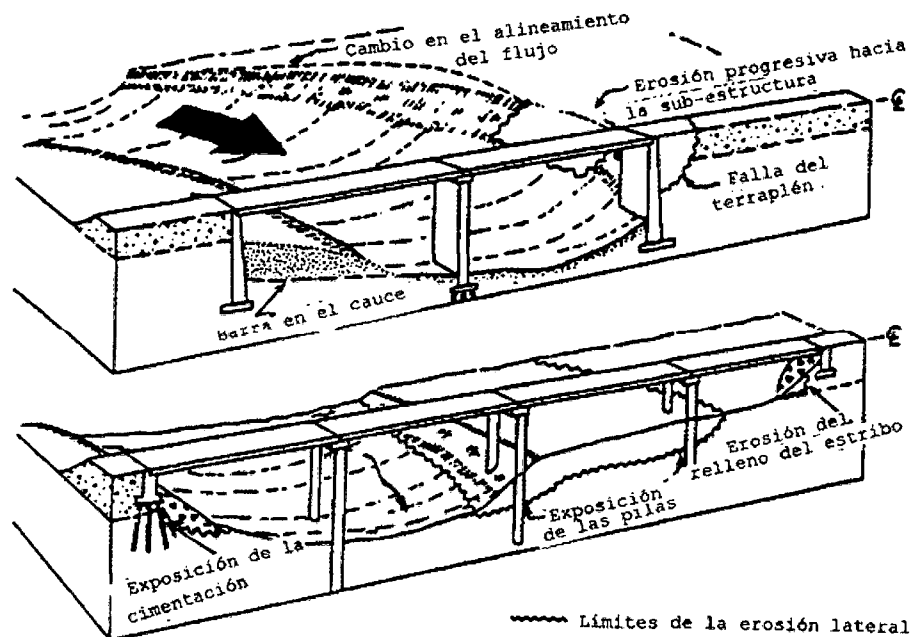


Figura (2.7) Efectos de la migración lateral de la corriente sobre un puente.

Fuente: HEC-20, 2001.

Por otro lado, los puentes son estructuras estáticas, que fijan la corriente en un lugar en tiempo y en espacio. Por esto, la migración natural que eventualmente ocurre en el cauce principal dentro del plano de inundación puede incrementar la socavación de las pilas, erodar los estribos o los accesos de la vía o cambiar la socavación total al cambiar el ángulo de ataque del flujo.

Factores que afectan la estabilidad de un cauce también afectan la estabilidad de un puente.

Los factores que afectan la migración lateral de un cauce y la estabilidad de un puente son:

- Geomorfología de la corriente
- Localización del ponteadero
- Características del flujo
- Características del material del lecho y las bancas

Es difícil anticipar cuándo y cómo un cambio en el cauce va a ocurrir ya que puede ser gradual en el tiempo o ser el resultado de una creciente. Tampoco es fácil de predecir la dirección y la magnitud del movimiento. Las fotografías aéreas son muy útiles para evaluar estos cambios a través del tiempo. Es importante, al menos, considerar cambios potenciales en el cauce a la hora de diseñar nuevos puentes o proyectar medidas de control para puentes existentes. La elevación de la fundación de las pilas o zapatas localizadas en zonas de inundación debe ser aproximadamente igual a la de aquellas localizadas en el cauce principal para prever movimientos laterales del río. Aspectos relacionados con el tema se discuten con más detalles en textos como HEC-20, 2001.

2.3.4.3 Socavación General

La socavación general es el descenso generalizado del fondo del río como consecuencia de una mayor capacidad de la corriente para arrastrar y transportar sedimentos del lecho en suspensión durante crecientes. Ocurre a todo lo largo del río y no necesariamente se debe a factores humanos como la construcción de un puente o de otra estructura. El descenso del lecho puede ser uniforme o no uniforme a través de la sección transversal. El fenómeno es todavía poco conocido siendo lo único seguro las medidas de campo pues los métodos de cálculo son apenas una lejana representación del comportamiento físico que ocurre en la realidad.

Ver Parte III sobre Procesos Fluviales.

La socavación general más común es debida a la contracción del flujo que ocasiona la remoción de material a través de todo o casi todo el ancho del cauce por lo que si los métodos de cálculo de la socavación general se aplican para la sección de un puente, se está considerando incluido el efecto de la contracción del flujo y no deben duplicarse los efectos.

La socavación general difiere de la socavación a largo plazo (permanente) puesto que al ocurrir durante crecientes se considera de carácter transitorio o cíclico. Como se dijo, está causada principalmente por la contracción del cauce, pero también por otros factores como se verá en los párrafos siguientes.

2.3.4.4 Socavación Local

La socavación local se refiere a la remoción del material que circunda en pilas, estribos, diques o terraplenes de acceso a un

puede. Está causada por el cambio de dirección de las líneas de corriente, la turbulencia, la aceleración del flujo y los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al flujo.

La socavación local puede presentarse bajo condiciones de agua clara o lecho móvil. El mecanismo que causa la socavación local ha sido estudiado por varios investigadores (Tison, 1940; Shen, H. W. y Schneider V. R. (1969); Melville, B. W., 1975; Breusers, H. N. C., Nicollet, G. y Shen, H. W., 1977; Raudkivi, A. J. y Ettema R., 1983, Raudkivi, A. J., 1986, y Dargahi, B. 1990), básicamente para pilas circulares bajo condiciones de flujo subcrítico, habiendo obtenido a veces conclusiones diferentes.

a) Socavación local en pilas

Tratando de sacar conclusiones entre las varias investigaciones realizadas, puede decirse que el mecanismo que produce la socavación está asociado a la separación tri – dimensional del flujo en la cara aguas arriba de la pila y a un vórtice periódico al pie de ella, (Dargahi, B. 1990).

La acumulación de agua hacia aguas arriba de la obstrucción produce una especie de onda en la superficie y un flujo vertical hacia abajo que crea un fuerte gradiente de presiones lo que ocasiona separación del flujo, como consecuencia de lo cual se origina un sistema de vórtices al pie de la pila llamados vórtices de herraduras que son los principales causantes de la socavación.

Bajo la acción de los vórtices, el sedimento es transportado de manera rotacional. El flujo hacia abajo al frente de la pila actúa como un jet vertical que forma un surco para luego girar 180°. El

flujo hacia arriba combinado con los vórtices de herradura que se forman en la base de la pila remueve el material del lecho y si la tasa de transporte de sedimento desde la zona de obstrucción es mayor que el aporte de sedimentos proveniente de aguas arriba, se crea el hueco de socavación.

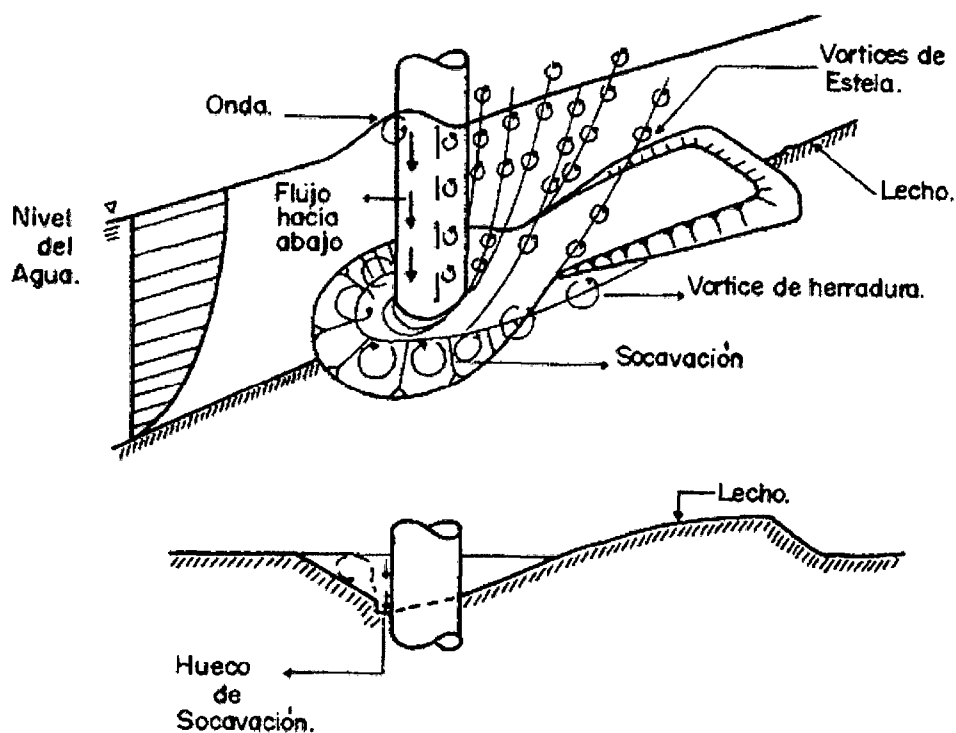


Figura (2.8) Comportamiento del flujo en una pila cilíndrica.

Fuente: Raudkivi, A. J., 1986.

El vórtice de herradura se extiende hacia aguas abajo de la pila hasta que pierde su identidad al confundirse con la turbulencia general del flujo. B. W. Melville (1975) describió los vórtices con su centro de bajas presiones como si fueran máquinas aspiradoras.

La separación del flujo a los lados de la pila crea otros vórtices más débiles, llamados vórtices de estela, que también se trasladan hacia abajo e interactúan con los vórtices de herradura haciendo que el lecho oscile lateral y verticalmente.

La influencia de estos vórtices cesa rápidamente a medida que se alejan de la pila hacia aguas abajo. Por ésto, aguas abajo de la pila generalmente se presenta sedimentación, (Raudkivi, A. J., 1986).

Indicio de la existencia de vórtices de estela es la presencia de material orgánico muy liviano que tiñe las aguas de color café.

En la mayoría de los puentes, la socavación producida por los vórtices débiles es insignificante y en muchos casos no existe pues como se mencionaba anteriormente, la tendencia general es que aguas abajo de la pila se deposite el sedimento removido por los vórtices de herradura. Sin embargo, puede llegar a ser de gran magnitud en cauces aluviales de arena fina con condiciones de agua clara y debe considerarse especialmente cuando un puente se construye inmediatamente aguas abajo de otro, (Stevens, M. A., Gasser, M. M. y B. A. M. S. Mohamed, 1991).

La socavación producida por los vórtices de estela se incrementa por la influencia de la intersección de dos corrientes. El peligro de presentarse huecos de socavación aguas abajo de una pila estriba en que pueden moverse hacia aguas arriba poniendo en peligro la estructura.

Investigaciones hechas sobre dos puentes en el Río Nilo en el Cairo muestran problemas de socavación causados por dos corrientes de vórtices que parten de pilas adyacentes y que se interceptan aguas abajo de las estructuras. Parece ser que la construcción de la gran presa de Assuán fue la causa de los vórtices que produjeron la socavación en dichos puentes.

La socavación local se presenta en condiciones de agua clara o en lecho móvil. Para la socavación en lecho móvil, el equilibrio eventualmente se restablece y la socavación cesa cuando el material que es transportado desde aguas arriba se equilibra con el que es removido del hueco. Para socavación en agua clara, la socavación cesa cuando el esfuerzo cortante causado por el vórtice iguala el esfuerzo cortante crítico del sedimento que conforma el lecho y por lo tanto no existe más remoción de sedimentos del hueco socavado. Ver métodos de cálculo de la socavación en puentes en el Capítulo 3.

b) Socavación local en estribos

La socavación en estribos se ha investigado menos que en pilas pero se piensa que está afectada por los mismos fenómenos que causan la socavación local en pilas como son separación del flujo y vórtices de herradura que remueven partículas localmente.

La socavación local se produce en los estribos que obstruyen el paso del agua. Esta obstrucción forma un vórtice de eje horizontal que empieza en la parte aguas arriba y corre a lo largo del pie de la estructura y un vórtice de eje vertical al final de la misma. El vórtice al pie del estribo es muy similar al vórtice de herradura de las pilas y el vórtice al final es similar a los vórtices de estela más débiles que se forman aguas abajo.

El caso de la socavación en estribos requiere todavía de más estudio pues carece de soluciones confiables y completas, (Melville, B. W., 1992).

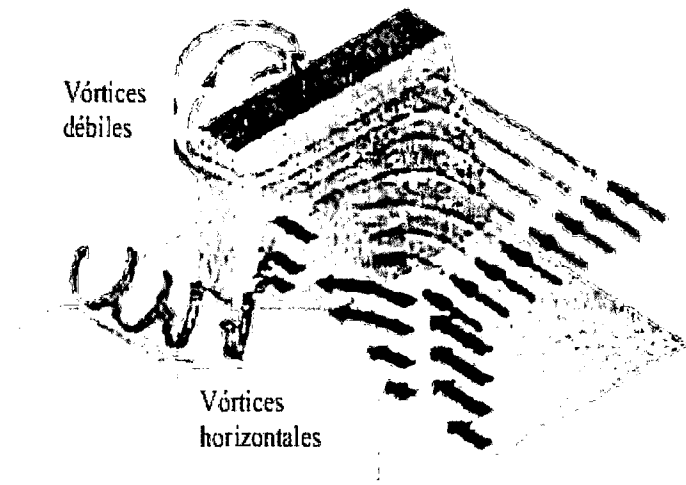


Figura (2.9) Mecanismo que produce la socavación local en estribos.

Fuente: HEC-18, 2001.

2.3.4.5 Socavación por contracción

La socavación por contracción es causada principalmente por la disminución del ancho del flujo ya sea por causas naturales o artificiales o por el cambio en el control aguas abajo de la elevación de la superficie del agua. La causa más común de socavación por contracción es la reducción de la sección del flujo por los terraplenes de acceso al puente y en menor grado por las pilas que bloquean parte de la sección recta. La obstrucción es grande si los terraplenes se proyectan hasta el cauce principal o si interceptan amplias zonas de inundación.

Una disminución en la sección mojada implica aumento de la velocidad media del agua y del esfuerzo cortante. Por lo tanto, se presenta aumento en las fuerzas erosivas en la contracción ocasionando que la cantidad de material del lecho que es removido supere al que es transportado hacia el sitio.

El aumento en velocidad produce el incremento en el transporte de material haciendo que el nivel del lecho descienda, que la

sección mojada aumente, por lo que la velocidad y el esfuerzo cortante nuevamente disminuyen, haciendo que el equilibrio del río se vaya restableciendo con el tiempo. Esta situación de equilibrio se da cuando el material que es removido es igual al material que es transportado hasta el sitio en consideración.

La socavación por contracción se presenta en agua clara o en lecho móvil. Socavación por contracción en lecho móvil ocurre típicamente durante el aumento de niveles del agua. El relleno de los huecos de socavación ocurre durante el período de descenso del agua. La socavación en agua clara ocurre durante períodos de bajo o moderado caudal y cambia a socavación en lecho móvil si se presentan caudales de creciente. Esta naturaleza cíclica crea dificultades en medir la socavación por contracción después de un evento extremo.

Socavación por contracción en agua clara se presenta también en el caso de que los estribos y los terraplenes de acceso al puente restrinjan el flujo de agua en la planicie, ya que en esta zona no existe prácticamente transporte de materiales de lecho.

Otros factores que causan socavación por contracción son:

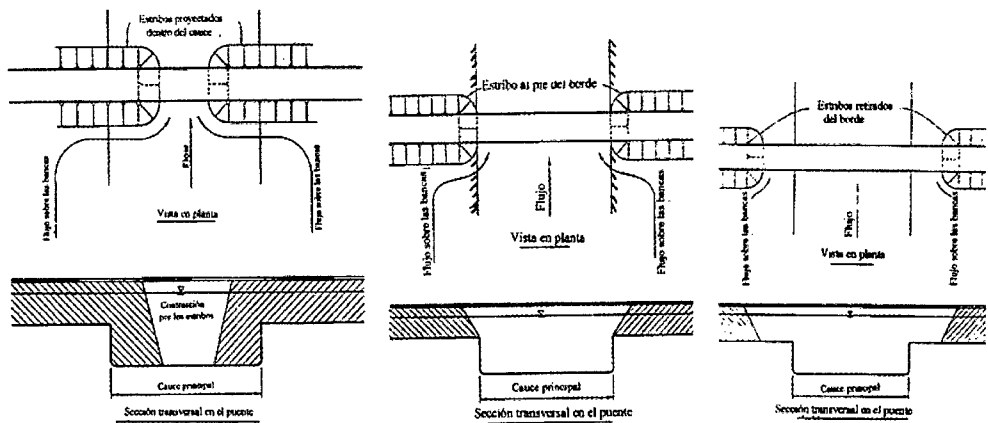
- Contracciones naturales de la corriente.
- Zonas de aproximación al puente que obstruyen las planicies de inundación.
- Islas o barras de sedimentos en el puente, aguas arriba o aguas abajo.
- Acumulación de basuras o hielo.
- Crecimiento de vegetación en el cauce, en las bancas, o en la zona de inundación.
- Flujo a presión en el puente.

Cuatro casos básicos de contracción se van a ilustrar a continuación.

Caso 1) Existe flujo sobre las banquetas del río y es forzado por los accesos al puente a regresar al cauce principal.

Caso 1a) El cauce principal del río se ha reducido porque los estribos del puente se proyectan dentro del cauce.

Caso 1b) No existe contracción del cauce principal pero el flujo en la zona de inundación está completamente obstruido por los estribos y los terraplenes de acceso.



Caso 1a)

Caso 1b)

Caso 1c)

Figura (2.10) Caso 1a). Los estribos se proyectan dentro del cauce principal. HEC-18. 1993. Caso 1b). Los estribos están al borde del cauce principal. HEC-18. 1993. Caso 1c). Los estribos están alejados del cauce principal.

Fuente: HEC-18. 1993.

Caso 2) El flujo está confinado en el cauce principal. El ancho del cauce principal está reducido por la estructura del puente, o porque el puente está situado en una sección estrecha del cauce.

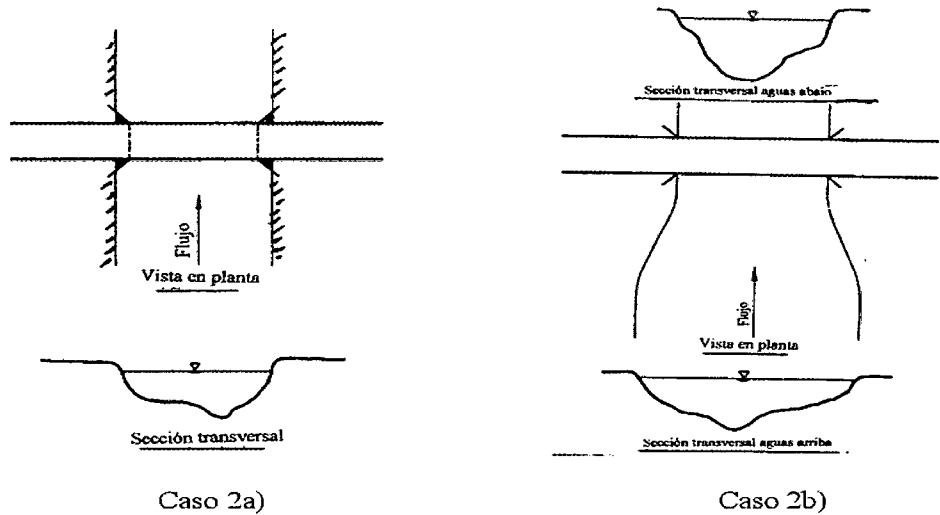


Figura (2.11) Caso 2a). El puente reduce la sección del cauce principal. HEC-18. 1993. Caso 2b). El puente está sobre una sección estrecha del cauce principal.

Fuente: HEC-18. 1993.

Caso 3) Existe un puente de alivio en la zona de inundación que presenta poco o nada material de Transporte

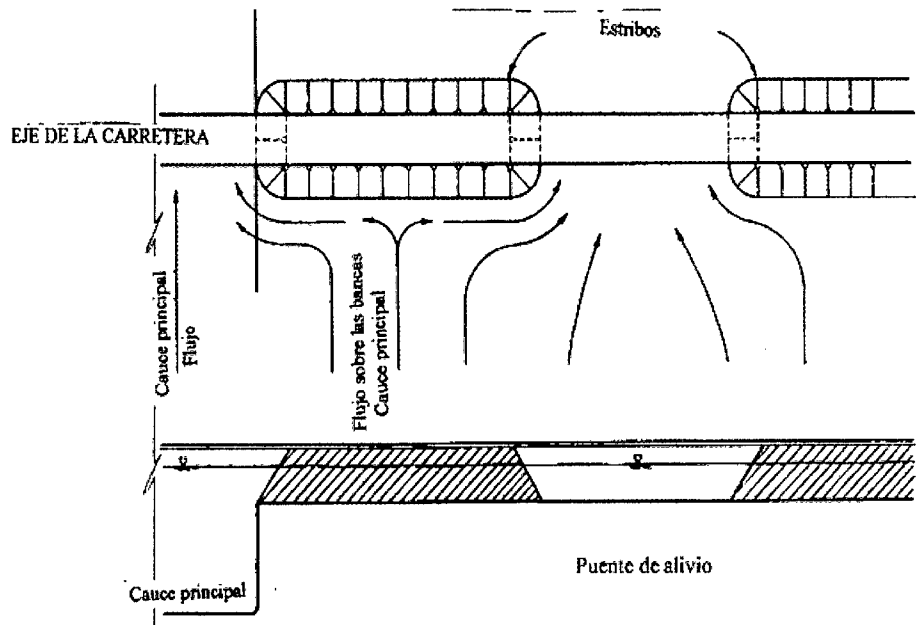


Figura (2.12) Puente de alivio en la zona de inundación.

Fuente: HEC-18. 1993.

Caso 4) Puente de alivio sobre un cauce secundario.

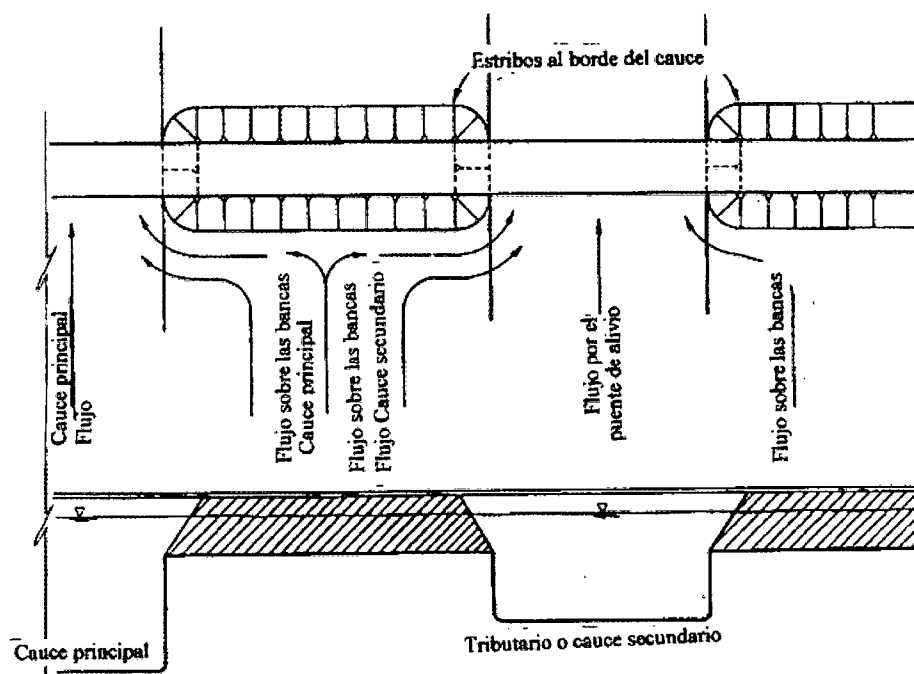


Figura (2.13) Puente de alivio sobre un cauce secundario.

Fuente: HEC-18. 1993.

Otras condiciones de socavación general resultan de las características relacionadas con la corriente (recta, meándrica o entrenzada), controles variables del flujo aguas abajo, flujo en codos, confluencias y otros cambios que causen degradación del cauce. En un cauce, la profundidad del flujo es usualmente mayor en la orilla cóncava (externa) de una curvatura en donde ocurre descenso de la cota del fondo y aumento de la velocidad como consecuencia de la corriente helicoidal que se forma por sobre elevación del agua que produce la fuerza centrífuga, por lo que la socavación general se va a concentrar en esta zona. La velocidad máxima del lado externo está entre 1.5 y 2.0 veces la velocidad media del cauce, (HEC-18). Se ha observado que esta profundidad de socavación es del orden de 1 a 2 veces la profundidad media del flujo.

Además, el thalweg se puede mover durante crecientes haciendo que la distribución de la socavación sea no uniforme lo que la diferencia de la socavación por contracción que se manifiesta en todo o casi todo el cauce.

Algunas condiciones que producen socavación general están asociadas con particularidades de la morfología del cauce como cauces entrenzados que tendrán huecos de socavación más profundos cuando dos cauces se unen aguas debajo de una isla. También, un puente situado aguas arriba o aguas debajo de una confluencia puede experimentar socavación general debido a condiciones cambiantes del flujo en el río principal o en los tributarios. El caso más crítico es cuando se presenta el nivel más bajo del agua hacia aguas abajo del puente. Estimar la socavación general para situaciones inusuales requiere de mucha experiencia y manejo de la mecánica de ríos.

2.3.4.6 Socavación total

La socavación total en el cruce de un puente está constituida por la suma de los efectos debidos a cuatro tipos diferentes de socavación:

- Degradación a largo plazo.
- Migración lateral de la corriente.
- Socavación general por contracción u otras causas.
- Socavación local en pilas y estribos.

Hay una gran variedad de métodos para calcular profundidades de socavación general y local en pilas y estribos provenientes en su mayoría de investigaciones de laboratorio con muy poca verificación en el campo. Sin embargo, no existen métodos

sencillos para determinar el efecto sobre el puente de la degradación a largo plazo y de la migración lateral de la corriente, por lo que toca recurrir al análisis de información histórica y al conocimiento y buen criterio del ingeniero. En general, se requiere más investigación para lograr soluciones confiables y completas del problema de socavación.

a) Factores que afectan la socavación local en pilas

La profundidad de socavación de equilibrio en una pila puede ser escrita según adaptación de B. W. Melville (1988) de la siguiente forma:

$$d_s = f(\rho_w, \rho_s, \nu, V, h, D, \sigma_g, g, a, F, \phi) \dots\dots\dots 1.10$$

- d_s = profundidad de socavación en la pila
- f = función de
- ρ_w = densidad del agua (se asume constante para casos prácticos)
- ρ_s = densidad del sedimento (se asume constante para casos prácticos)
- ν = viscosidad cinemática (se asume constante para casos prácticos)
- V = velocidad media de la corriente
- h = profundidad del flujo
- D = diámetro característico del sedimento
- σ_g = desviación estándar geométrica del sedimento
- g = aceleración debida a la fuerza de gravedad
- a = ancho de la pila
- F = parámetro que describe la forma de la pila
- ϕ = ángulo de ataque del flujo que indirectamente considera la longitud de la pila

Las densidades del agua y del sedimento y la viscosidad cinemática se asumen constantes para casos prácticos y por lo tanto la Ecuación 1.5 se puede presentar en forma adimensional de la siguiente manera:

$$\frac{d_s}{a} = f\left(\frac{V^2}{gD}, \frac{h}{a}, \frac{D}{a}, \sigma_g, F, \phi\right) \dots\dots\dots 1.11$$

Sin embargo, además de los anteriores, existen otros factores que afectan la profundidad de socavación:

- Tiempo de duración del proceso erosivo
- Tipo de sedimento: granular o cohesivo
- Estratificación del lecho del río
- Configuración del cauce
- Presencia de hielo y basuras
- Tamaño y posición de la cimentación

La mayoría de los métodos de cálculo existentes se han desarrollado para cauces aluviales y no consideran todos los factores antes mencionados. Factores comúnmente considerados son: dimensiones y forma de la pila, ángulo de ataque del flujo, profundidad y velocidad del flujo.

b) Ancho de la pila

A medida que el ancho de la pila aumenta, la profundidad de socavación aumenta ya que también se aumenta el tamaño de los vórtices de herradura asociados con el proceso de socavación. Sin embargo, algunas investigaciones indican que en pilas muy anchas se inhibe la formación de los vórtices de herradura y solo se presentan vórtices de estela.

En arena uniforme la profundidad de socavación puede ser menor o igual que 2 veces el ancho de la pila. Este valor puede llegar a ser de 2.3 en sedimentos uniformes sin formaciones de

lecho como rizos. Algunos investigadores han propuesto soluciones tan simples como que las profundidades de socavación en pilas circulares varían entre 1.4 a 2.4 veces el ancho de la pila, (Breusers, Melville, B. W.).

c) Longitud de la pila

No tiene efecto apreciable en las profundidades de socavación si las pilas están alineadas con el flujo, pero el efecto es considerable si están sesgadas.

d) Ángulo de ataque del flujo

El efecto del ángulo de ataque es alto sobre la socavación local para el caso de pilas de forma diferente a la circular. Para pilas no alineadas con la dirección de la corriente, la profundidad local de socavación está relacionada con el ancho proyectado de la pila y éste aumenta rápidamente con el ángulo de ataque del flujo y la longitud de la pila.

A medida que aumenta este ángulo, la ubicación de la máxima profundidad de socavación se mueve a lo largo del lado expuesto desde aguas arriba hasta aguas abajo.

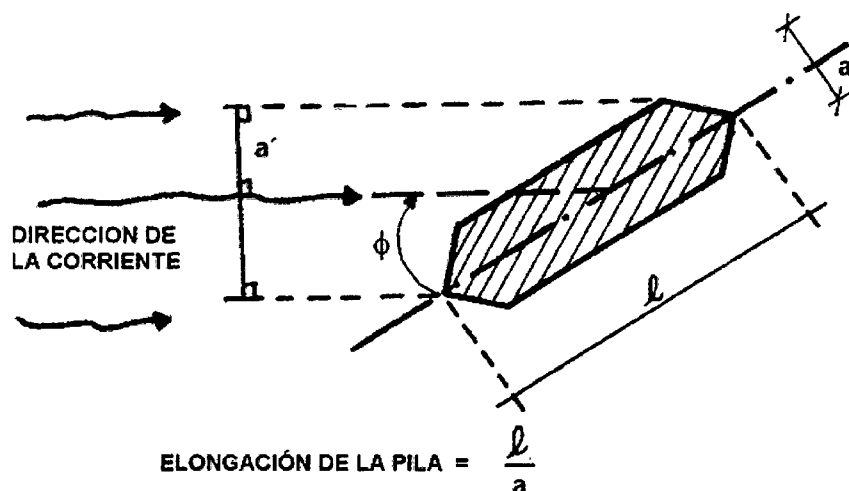


Figura (2.14) Ángulo de ataque del flujo.

Fuente: Alomia Castro, 2013.

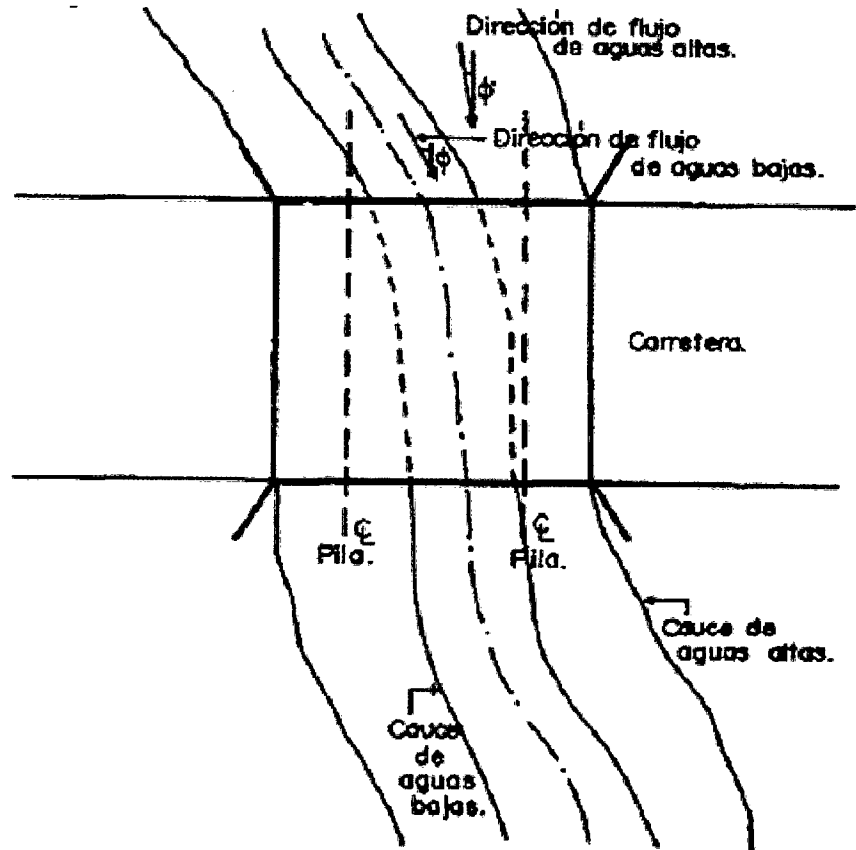


Figura (2.15) Influencia del ángulo de ataque para flujos altos y bajos
Fuente: Alomia Castro, 2013.

e) Profundidad del agua

Al aumentar la profundidad del agua por un aumento en el caudal, aumenta la profundidad de socavación ya que se aumenta el efecto del flujo hacia abajo en frente de la pila. B. W. Melville (1988), reporta que Ettema (1980), Chiew (1984) y otros, mostraron que la profundidad de socavación aumenta con la profundidad del flujo hasta un valor límite de la relación h/a a partir de la cual no hay influencia de la profundidad del flujo. Se considera para efectos prácticos que la profundidad de socavación se independiza de la profundidad del flujo cuando h/a es mayor que 3.0, aproximadamente.

Diferentes investigaciones reportan valores entre 2.6 y 3.5. Según Ettema, para niveles bajos del flujo, el rollo de superficie que se forma delante de la pila interfiere con la acción del vórtice de herradura porque los dos tienen diferentes sentidos de giro pero con el aumento de la profundidad del flujo, esta interferencia se reduce hasta hacerse insignificante y por lo tanto la profundidad del agua ya no afecta la profundidad de socavación.

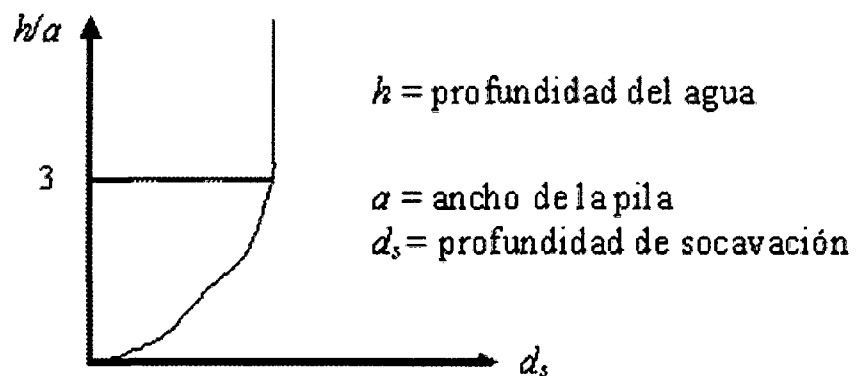


Figura (2.16) Influencia de la profundidad del agua sobre la socavación.

Fuente: Alomia Castro, 2013.

f) Velocidad del flujo

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

La socavación local en una pila empieza cuando la velocidad cortante o la velocidad del flujo exceden aproximadamente la mitad de la velocidad crítica para inicio del movimiento de partículas ($V > 0.5 V_c$), (Raudkivi, A. J., 1986).

La Figura 2.16 ilustra el comportamiento de la profundidad de socavación con la velocidad. En ella se ve que la profundidad de socavación alcanza un máximo de aproximadamente 2.3 el ancho de la pila prácticamente en cercanías de las condiciones críticas para movimiento de sedimentos.

La presencia de rizos en el lecho disminuye las profundidades de socavación. Después de este pico, las profundidades de socavación disminuyen como consecuencia del paso de sedimentos que vienen desde aguas arriba; las mínimas profundidades de socavación ocurren cuando las dunas tienen altura máxima. Un segundo pico se alcanza después y a medida que la velocidad del flujo aumenta.

2.3.5 Criterios de Cálculo de Socavación

Para la determinación de la socavación general propuesto por L.L. Lischtván – Lebediev, definiremos los parámetros de cálculo de la siguiente manera:

2.3.5.1 Socavación General en Cauces Definidos

La erosión del fondo del cauce en una sección transversal cualquiera se realiza con la constante aportación del material de arrastre sólido y es provocada por la perturbación local del equilibrio entre el material que sale aguas abajo y el aportado.

La condición para que haya arrastre de las partículas en un punto de fondo es que la velocidad media de la corriente sobre ese punto, denominada velocidad real, V_r , sea más que la velocidad media que se requiere para que el material existente en tal punto sea arrastrado, denominado velocidad erosiva, V_e .

En suelos sueltos, la velocidad mínima es la velocidad erosiva para que exista arrastre; en suelos cohesivos, la erosión cesa

cuando $V_e = V_r$. La velocidad real está dada principalmente en función de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante. La velocidad erosiva está en función de las características del fondo y del tirante de la corriente.

Análisis de la socavación general para suelos cohesivos en cauces definidos con rugosidad uniforme

Se calcula la EROSIÓN MAXIMA GENERAL, en una sección dada, cuando por ella discurre una avenida con un gasto de diseño Q_d y la elevación que alcanza el espejo del agua. La magnitud de la EROSION depende del peso volumétrico seco del material, tanto Limoso-arcilloso:

$$V_e = 0.6\gamma_d^{1.18} \beta H_s^X \dots \left(\frac{m}{s}\right)$$

Donde:

γ_d : Peso volumétrico seco del material del lecho (ton/m³)

β : Coeficiente de frecuencia de avenidas (TABLA A-1).

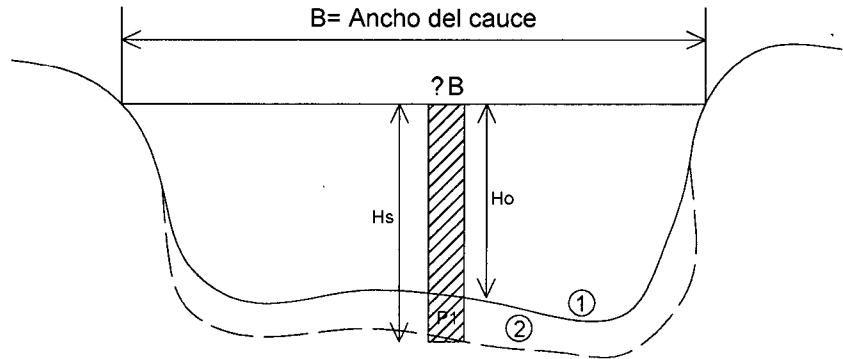
H_s : Tirante donde se conoce que V_e se requiere arrastrar y levantar al material (m).

X : Exponente variable en función del peso volumétrico seco (ton/m³), donde en la TABLA A-2 (Existen valores diferentes cuando el material del fondo no es cohesivo, una columna de la tabla, X , está en función al medio de los granos)

Tomamos una franja de espesor ΔB y el lecho del río se encuentra a su nivel inicial antes de la erosión.

Donde el caudal que pasa por esa sección se expresa según Manning por:

$$Q = V \cdot \Delta B = \frac{1}{n} S^{0.5} H_0^{\frac{5}{3}} \cdot \Delta B$$



- ① Perfil antes de la erosión
- ② Perfil de equilibrio tras la erosión

Fuente: María Santiago C. 2007

Donde el radio hidráulico se incorpora como el tirante del río.

Antes de la erosión se da la siguiente formula:

$$Q_d = \frac{1}{n} S^{0.5} H_m^{\frac{5}{3}} \cdot B_e$$

B_e : Ancho efectivo de la sección transversal dada; del ancho Total se descuenta el ancho de las pilas cuando el Angulo de incidencia de la corriente respecto a la pila es 0° .

H_m : Tirante medio de la sección; $H_m = \frac{\text{Area Hidraulica efectiva}}{B_e}$;

TABLA A-1

Probabilidad anual (en %) de uqe se presente el gasto de diseño	Coefficientes B
100	0,77
50	0,82
20	0,86
10	0,9
5	0,94
2	0,97
1	1
0,3	1,03
0,2	1,05
0,1	1,07

TABLA A-2

yd (mm)	X	1/(1+X)	yd (mm)	X	1/(1+X)	yd (mm)	X	1/(1+X)	yd (mm)	X	1/(1+X)
0,8	0,52	0,66	1,2	0,39	0,72	0,05	0,46	0,7	40	0,3	0,77
0,83	0,51	0,66	1,2	0,38	0,72	0,15	0,42	0,7	60	0,29	0,78
0,86	0,5	0,67	1,28	0,37	0,73	0,5	0,41	0,71	90	0,28	0,78
0,88	0,49	0,67	1,34	0,36	0,74	1	0,4	0,71	140	0,27	0,79
0,9	0,48	0,67	1,4	0,35	0,74	1,5	0,39	0,72	190	0,26	0,79
0,93	0,47	0,68	1,46	0,34	0,75	2,5	0,38	0,72	250	0,25	0,8
0,96	0,46	0,68	1,52	0,33	0,75	4	0,37	0,73	310	0,24	0,81
0,98	0,45	0,69	1,58	0,32	0,76	6	0,36	0,74	340	0,23	0,81
1	0,44	0,69	1,64	0,31	0,76	8	0,35	0,74	450	0,22	0,83
1,04	0,43	0,7	1,71	0,3	0,77	10	0,34	0,75	570	0,21	0,83
1,08	0,42	0,7	1,8	0,29	0,78	15	0,33	0,75	750	0,2	0,83
1,12	0,41	0,71	1,89	0,28	0,78	20	0,32	0,76	1000	0,19	0,84
1,16	0,4	0,71	2	0,27	0,79	25	0,31	0,76	0	0	0

De la ecuación anterior se puede dar con un coeficiente de contracción (u), que de cierta forma reduce dicho caudal, la cual se da:

$$Q_d = \frac{u}{n} S^{0.5} H_m^{\frac{5}{3}} B_c$$

De la figura anterior al incrementarse Ho y alcanza a Hs, la velocidad de máximas avenidas convertimos a un valor Vr

$$\Delta Q_d = V_r H_s \cdot \Delta B$$

$$V_r H_s \cdot \Delta B = \frac{1}{n} S^{0.5} H_o^{\frac{5}{3}} \cdot \Delta B \quad ; \quad V_r = \frac{\frac{1}{n} S^{0.5} H_o^{\frac{5}{3}} \cdot \Delta B}{H_s}$$

Cuando $V_e = V_r$ (En condiciones de equilibrio la erosión cesa y se detiene).

Análisis de la socavación general para suelos no cohesivos en cauces definidos con rugosidad uniforme

En suelos de granos gruesos (arenas, gravas finas), se determina la velocidad:

$$V_r = \frac{\frac{1}{n} S^{0.5} H_o^{\frac{5}{3}}}{H_s}$$

V_r está expresada en la teoría:

$$V_r = 0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^X \left(\frac{m}{s}\right)$$

Donde:

H_s : Tirante que se desea conocer V_e

X : Exponente que depende del ϕ del material (TABLA A-3)

d_m : Diámetro medio (mm) de los granos del fondo obtenido por la expresión:

$$d_m = 0.01 \sum d_i p_i ;$$

Donde: d_i : Diámetro medio de una fracción de una curva granulométrica de la muestra.

P_i : Peso como un porcentaje de esa misma porción comparada respecto al peso total de la muestra; la fracción no debe ser iguales entre sí.

TABLA A-3: Coeficiente de contracción α

Velocidad media en la sección m/s	Longitud libre entre dos pilas (claro) en metros											
	10	13	16	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99	1	1	1	1	1	1	1
1,5	0,85	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	1	1	1	1	1	1
2	0,85	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	1	1	1	1	1
2,5	0,85	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	1	1	1	1
3	0,85	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99
3,5	0,85	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99
4,00 o mayor	0,85	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99

Cálculo de la Profundidad de la Socavación en Suelos Homogéneos.

a) **Suelo Cohesivos:** La condición de equilibrio es $V_e = V_i$; de las expresiones anteriores:

$$0.6 \gamma_d^{1.18} \beta H_S^X = \frac{\alpha H_O^{\frac{5}{3}}}{H_S}$$

$$H_S^{(X+1)} = \frac{\alpha H_O^{\frac{5}{3}}}{0.6 \gamma_d^{1.18} \beta} \rightarrow H_S = \left(\frac{\alpha H_O^{\frac{5}{3}}}{0.6 \gamma_d^{1.18} \beta} \right)^{\frac{1}{1+X}}$$

$$H_{SOCAVACION} = H_S - H_O$$

b) **Suelo No Cohesivos:** La condición de equilibrio es $V_e = V_i$; de las expresiones anteriores:

$$0.6 \gamma_{dm}^{0.28} \beta H_S^X = \frac{\alpha H_O^{\frac{5}{3}}}{H_S}$$

$$H_S = \left(\frac{\alpha H_O^{\frac{5}{3}}}{0.6 \gamma_d^{1.18} \beta} \right)^{\frac{1}{1+X}}$$

2.3.5.2 Socavación General en Cauces Indefinidos

En ríos carentes de cauces bien formados que presentan varias corrientes pequeñas de curso, aquí la cavidad erosiva es más reducida. Se cumple por definición:

$$\frac{Q_p}{Q_a} \leq 0.25 \qquad \frac{B_o}{B_y} = 0.8$$

Dónde: Q_p : Gasto del mayor cauce en épocas de estiaje.

Q_a : Gasto de suma que pasan en los otros cauces.

B_o : Gasto del mayor cauce en épocas de estiaje.

B_y : Ancho total del nivel de agua máximo comprendido entre los bordes del cauce de avenidas.

Para el cálculo de la socavación con la teoría de L. L. Lischtvan – Lebediev, la velocidad real V_r se compara ahora no con V_e , sino con una velocidad que los autores llaman NO EROSIONANTE, V_c . La V_c depende del material del fondo y tirante de la corriente, por lo que en general se da la siguiente formula:

$$V_c = V_{c1} \cdot H_s^{0.2}$$

Dónde: V_c : Velocidad no erosionante por el tirante H_s .

H_s : Tirante en **m**, existente en el punto de estudio del movimiento por el que se calcula la socavación.

V_{c1} : Velocidad no erosionante para a un tirante de **1m**.

Conociendo, obteniéndose de la TABLA A-1y A-2.

Parámetros de la Hipótesis de la Teoría de LISCHTVAN-LEBEDIEV.-

La teoría expuesta requiere para su aplicación datos como:

- El gasto Q_d de diseño escogido con una frecuencia determinada y que puede ser obtenido mediante algún método estadístico.
- El perfil de la sección durante el estiaje, que es cuando más cómoda resulta obtenerlo.
- Características del material del fondo, así como su distribución en el subsuelo, para lo cual se requiere hacer sondeos.

El gasto permanece constante durante todo el proceso erosivo en cada franja escogida de la sección. Como el gasto en las orillas es CERO, excepto en la parte exterior de las curvas.

Cuando en el fondo del cauce existe una zona con un material más resistente a la erosión; se presentará en la zona menos resistente un descenso en el fondo más rápido. Esto hará que sea mayor el gasto sobre esa zona y disminuya sobre la zona con material más resistente. En el caso de la zona menos resistente,

las profundidades serán mayores que las calculadas y en el lecho resistente la socavación será mínima.

La manera práctica in situ de sacar datos es hacer una serie de perforaciones durante el estiaje y rellenarlos de polvo de ladrillo y en la siguiente época a secas se haría unos pozos en el sitio de las perforaciones hasta alcanzar la profundidad en la que el material no haya sido removido.

El cálculo del gasto de diseño: se recurre a tipo de sección y pendiente, por lo cual se supone un tirante y un área incrementado por socavación para hallar un gasto máximo.

2.3.5.3 Socavación Local en Pilas de los Puentes

Cuando un puente cruza un cauce apoyándose a través de pilas y estribos, el principal problema es el conocimiento de las erosiones locales que sufre el fondo del cauce, que pueden ser en tal magnitud que lleguen a alcanzar la base de las pilas y provocar la falla total de la estructura.

METODO DE LAURSEN Y TOCH:

Dichos investigadores distinguen dos casos generales:

- Cuando la corriente incide paralelamente el eje de las pilas.
- Cuando forma un cierto ángulo con el mismo.

La socavación depende únicamente del tirante, ancho de la pila y de la forma de ésta, sin tomar en cuenta la velocidad, ni el diámetro del material del fondo.

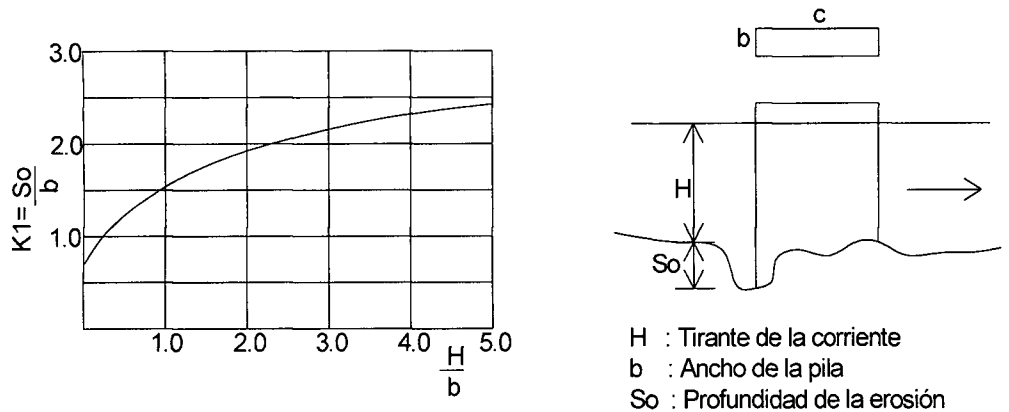
$$S_o = K_1 \cdot K_2 \cdot b$$

Dónde: S_o : Profundidad de la socavación, a partir del fondo.

K_1 : Coeficiente que depende de la relación **tirante y ancho de pila** y que se encuentra en la gráfica Figura adjunta.

K_2 : Coeficiente que depende de la **forma de la nariz de la pila** y que se encuentra en la gráfica Figura adjunta.

b : Ancho de la pila.



Fuente: Melvelli, 1988.

RESTRICCIÓN: Este método no es aplicable si existen boleos en el cauce.

METODO DE YAROSLAVZIEV:

Dichos investigadores distinguen dos casos generales:

- Cuando el fondo del cauce está formado por materiales no cohesivos.
- Cuando el fondo del cauce está formado por materiales cohesivos.

Para suelos granulares sin cohesión.- Propuesta por Yaroslavziev (Investigador Ruso),

$$S_o = K_f \cdot K_v \cdot (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30d$$

Dónde: S_o : Profundidad de la socavación, a partir del fondo.

K_f : Coeficiente que depende de la **forma de la nariz de la pila** y que se encuentra en la gráfica Figura adjunta.

K_v : Coeficiente definido por la expresión: $K_v = -0.283 \sqrt{\frac{v^2}{g \cdot b_1}}$.

v : Velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la erosión general en m/s.

G : 9.81 m/s².

b_1 : Proyección del plano perpendicular a la corriente de la sección de la pila. Cuando el ángulo de incidencia vale 0°, b_1 es igual al ancho b de la pila.

K_H : Coeficiente que se toma en cuenta la profundidad de la corriente, definido por la expresión: $K_H = 0.17 - 0.35 \frac{H}{b_1}$

H : Tirante de la corriente frente a la pila.

d : Diámetro en **m** de las partículas más gruesas que forman el fondo y está representado aproximadamente por el d_{85} de la curva granulométrica.

El valor del ángulo de incidencia ϕ entre la corriente y las pilas es tomado en cuenta el valor de b_1 , donde interviene en la evaluación de K_H y K_v , excepto en las pilas rectangulares y circulares.

Uno de los puntos es que el esviajamiento de la corriente influye considerablemente en la erosión, con el ángulo $\phi_{\text{máximo}}$, la erosión local llegue a ser mayor que para las condiciones de gasto máximo con el ángulo ϕ_{menor} .

Para suelos cohesivos.- Propuesta por Yaroslavziev (Investigador Ruso), es la misma que para los suelos granulares donde la resistencia a la erosión del suelo cohesivo en comparación con la resistencia a la erosión del suelo granular.

TABLA A-4: Diámetros equivalentes a suelos granulares para suelos cohesivos

Peso volumetrico del material seco (ton/m ³)	Dimensiones del diametro equivalente en suelos granulares (cm)		
	Arcillas y suelos altamente plásticos	sSuelos medianamente plasticos	Suelos de aluvion y arcillas margosas
< 1,2	1	0,5	0,5
1,2-1,6	4	2	2
1,6-2,0	8	8	3
2,0-2,5	10	10	6

2.3.5.4 Determinación de la socavación por contracción

En la socavación por contracción básicamente intervienen tres factores, el ancho de la sección, los estribos y las pilas de un puente, éstos últimos afectan directamente el área de flujo, la disminuyen, provocando aumento en la velocidad y transporte de material.

Se mencionan dos expresiones para el cálculo de este tipo de socavación, en la primera el autor toma en cuenta el ancho de la sección efectiva (tomando en cuenta el ancho de pilas y estribos), mientras que en la segunda expresión, el autor toma en cuenta el ancho efectivo y el ancho total, haciendo una relación entre éstos.

Expresión de Laursen

Para la socavación por contracción se utiliza la ecuación propuesta por Laursen (1963), la cual toma en cuenta el material, el ancho de la sección y el gasto.

$$Ds = Hs - h_2 ; \quad Hs = \left(\frac{0.25Q_2^2}{D_m^{2/3} B_2^2} \right)^{3/7}$$

Donde:

D_s , 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 , gasto a través del puente o en las laderas sin considerar el transporte de sedimentos (m^3/s).

D_m , 1.25 del diámetro medio efectivo del material más pequeño del lecho en el cauce o en la zona de inundación que no es transportado por el flujo (m).

B_2 , ancho efectivo del cauce en el puente (m).

En esta tesis, para obtener el gasto requerido, se recurre a la información de las estaciones hidrométricas instaladas alrededor del país, recopilada por BANDAS (Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales), ya que esta base de datos cuenta con registros de gastos máximos.

Debido al nivel de detalle con el que se tiene la información de los diferentes puentes en estudio, el ancho efectivo será el ancho total del puente menos el ancho de las pilas y el ancho de los estribos, estos anchos de pilas y de estribos se obtendrán de planos tipo de proyectos de la SCT. En el capítulo 3 de esta tesis se menciona con más detalle esta situación.

Expresión del Michigan Tech

Además de la expresión propuesta por Laursen (1963) para el cálculo de socavación por contracción, también existe una expresión propuesta por la Universidad Tecnológica de Michigan (Michigan Tech, 2011) que involucra el ancho y el flujo antes de la sección contraída y en la sección de contracción. Esta expresión se muestra a continuación:

$$y_2 = y_1 \left[\frac{Q_2}{Q_1} \right]^{6/7} \left[\frac{W_1}{W_2} \right]^{K_1} \qquad y_s = y_2 - y_0$$

Donde

y_s , profundidad promedio de socavación por contracción (m).

y_2 , profundidad promedio después de la socavación en la sección de contracción (m).

y_1 , profundidad promedio en la sección aguas arriba (m).

y_0 , profundidad promedio en la sección contraída antes de la socavación (m).

Q_1 , flujo antes de la sección de contracción (m^3/s).

Q_2 , flujo en la sección de contracción (m^3/s).

W_1 , ancho en la sección aguas arriba (m).

W_2 , ancho en la sección de contracción, es decir, ancho efectivo, ancho menos ancho de pilas (m).

K_1 , exponente dependiendo del transporte del material del lecho (m).

Si el gasto antes y en la sección contraída es el mismo, entonces la expresión 4 queda de la siguiente manera:

$$y_2 = y_1 \left[\frac{W_1}{W_2} \right]^{K_1} \qquad y_s = y_2 - y_0$$

Lo que es una relación entre el ancho total y el ancho efectivo, el valor de K_1 y un tirante aguas arriba.

El exponente K_1 puede adoptar tres valores diferentes que están relacionados con la velocidad de la sección, la pendiente y el tamaño del material arrastrado; estos valores se muestran en la Tabla A-5.

Tabla A-5. Valores de K_1

V^*/w	K_1
Menor que 0.50	0.59
0.50 a 2.0	0.64
Mayor que 2.0	0.69

Para determinar el valor de V^* se emplea la siguiente expresión.

$$V^* = (gy_1 S_1)^{1/2}$$

Donde

V^* , velocidad en la sección.

w , velocidad de caída del material del cauce, basado en el D50.

D50, diámetro medio efectivo del material.

S_1 , pendiente de la línea de energía en la sección.

2.3.6 Modelación de la socavación

La estimación de la profundidad de socavación generalmente se basa en relaciones empíricas o modelación computacional, que aproxima numéricamente la solución de las ecuaciones de continuidad y transporte de sedimentos.

Dentro de las relaciones empíricas se destacan dos enfoques, el primero se basa en la teoría del régimen y el segundo en el equilibrio entre la velocidad del flujo y la velocidad crítica para el movimiento de las partículas que conforman el lecho.

Teoría del régimen

La teoría del régimen fue iniciada en 1895 por Kennedy, quién para construir una red de canales no revestidos para riego, observó y midió las dimensiones de 22 canales del sistema Alto Bari Doab (India) que ya estaban en operación, y su sección se había ajustado a unas dimensiones estables para los caudales, líquidos y sólidos, que transportaban.

Kennedy obtuvo que la velocidad media de flujo está en función de la profundidad de equilibrio de los canales, y con esa relación dimensionó futuros canales (Maza Álvarez & García Flores, 1996).

$$V_c = c \cdot h_s^b$$

Lindley (1919) empleó el término régimen para definir que un canal se encuentra en régimen cuando su sección y pendiente están en equilibrio para el caudal transportado, de tal manera que aumentos o disminuciones de él, hacen que el ancho y la profundidad se modifiquen (Maza Flores & García Flores, 1996). Numerosos autores propusieron relaciones empíricas de este tipo, basados en datos de canales de riego de la India, Pakistan, Egipto y Estados Unidos.

En este trabajo se describen los métodos de Lacey (1930) y Blench (1939), el primero por estar basado en la recopilación de muchos métodos anteriores a él, y el segundo por ser uno de los más difundidos.

Lacey

El autor continuó y amplió los estudios de Lindley, quien ya había observado 4,345 km de canales en la India. En 1930 presentó las ecuaciones para obtener los principales parámetros hidráulicos y geométricos de canales estables.

La ecuación de Lacey (y todas las formulaciones de la teoría del régimen) no es dimensionalmente correcta, por tanto debe ingresarse en las unidades adecuadas. La ecuación aquí mostrada se aplica utilizando el sistema métrico y el d_{50} en mm.

$$h_s = 1.34 \cdot \left(\frac{q^2}{1.76 \cdot d_{50}^{0.5}} \right)^{1/3}$$

Blench

Basado en las observaciones de varios autores, Blench en 1939 y 1941, así como en publicaciones posteriores, presentó sus fórmulas básicas y de diseño.

Para gravas ($d_{50} > 2\text{mm}$) la ecuación de Blench se puede escribir como:

$$h_s = 1.23 \cdot \left(\frac{q^2}{d_{50}^{1/4}} \right)^{1/3}$$

Donde el d_{50} está expresado en mm y las demás variables en el sistema métrico.

Metodologías de velocidad competente

Los métodos de velocidad competente están basados en el supuesto que la socavación ocurre hasta que se alcanzan las condiciones límites para las cuales la velocidad competente está en equilibrio con la velocidad media del flujo.

Estos métodos suelen ser conservadores pues canales que transportan sedimentos muchas veces son estables y no necesariamente socavan (Melville & Coleman, 2000).

La hipótesis fundamental sobre la cual se funda el método establece que la distribución transversal de caudales de una sección se mantiene invariable durante todo el desarrollo del proceso erosivo.

Por tanto, la sección transversal analizada se divide en sub-áreas i , con ancho B_i , profundidad hidráulica D_{Hi} y profundidad de equilibrio h_{si} , y mediante el empleo de las ecuaciones de cantidad de movimiento y de continuidad, la velocidad V_i puede expresarse entonces de modo más general como (Schreider et al., 2001):

$$V_i = \frac{q_i}{h_{si}}$$

En la Figura (2.17) se presenta la representación esquemática del análisis de una sección socavada.

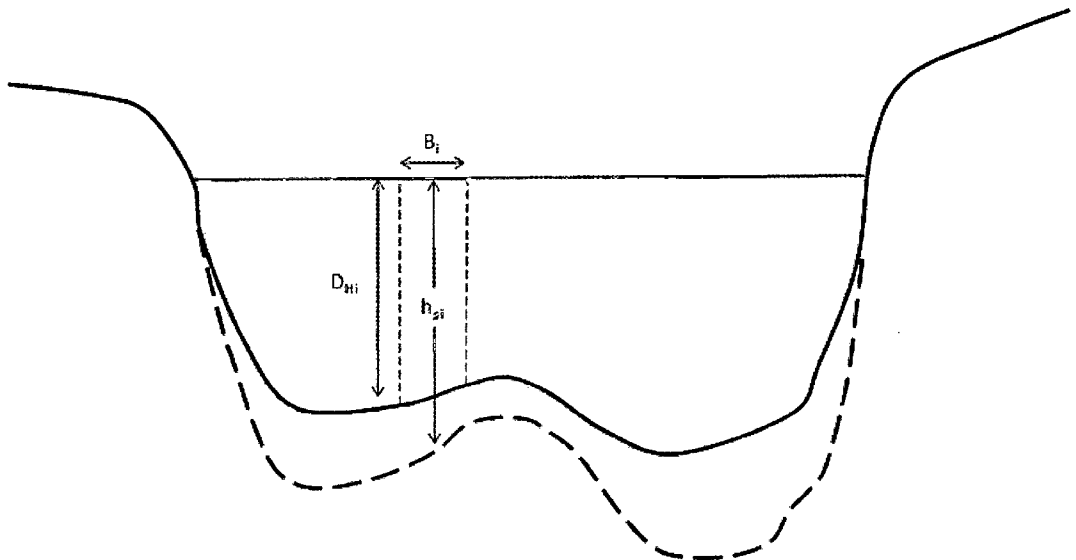


Figura (2.17) Esquema de sección con perfil de socavación.

Fuente: Barbosa Gil, 2013.

Para evaluar la velocidad crítica, diversos autores proponen ecuaciones empíricas en función de la profundidad de equilibrio y el diámetro característico del material del lecho.

En la Tabla 1-1 se presentan 5 formulaciones empíricas para estimar la velocidad crítica, aplicables para lechos con tamaños de partículas tipo gravas. Todas las expresiones están en sistema métrico.

Tabla 1-1: Formulaciones para estimar la velocidad crítica.

Maza Alvarez & Echavarria Alfaro (1973)		
$V_c = 3.62 \cdot d_{50}^{0.200} \cdot h_s^{0.275}$		
Lischtván-Lebediev (1959)		
$V_c = 4.70 \cdot d_{50}^{0.280} \cdot h_s^z$	$z = \frac{0.223}{d_{50}^{0.092}}$	$2.8 < d_{50}[\text{mm}] < 182$
Laursen (1963)		
$V_c = 6.19 \cdot d_{50}^{0.333} \cdot h_s^{0.167}$		
Maza Alvarez & Garcia Flores (1978)		
$V_c = 6.05 \cdot d_{50}^{0.350} \cdot h_s^{0.150}$		
Neill (1980)		
$V_c = 4.16 \cdot d_{50}^{0.250} \cdot h_s^x$	$x = \frac{0.125}{d_{50}^{0.180}}$	$0.3 < d_{50}[\text{mm}] < 30$
$V_c = 6.35 \cdot d_{50}^{0.167} \cdot h_s^{0.333}$		$d_{50}[\text{mm}] > 30$

Fuente: "Metodología para calcular la profundidad de socavación general en ríos de montañas", Sebastian Barbosa Gil, Colombia ; 2,013

Igualando la velocidad crítica con la velocidad del flujo, es decir cuando el cauce alcanza el equilibrio para un caudal determinado, se puede expresar mediante algunas transformaciones matemáticas la profundidad de socavación en función del caudal unitario y del diámetro característico del lecho.

$$h_s = \kappa \cdot \frac{q^\omega}{d_{50}^\eta}$$

En la Tabla 1-2 se presentan los valores de los coeficientes κ , ω y η para las metodologías de la teoría del régimen y de la velocidad competente.

Para las ecuaciones de Lischtván – Lebediev y Neill, los parámetros corresponden a un diámetro característico del sedimento de 21 mm, consecuente con la caracterización de los sedimentos del río Medellín.

Tabla 1-2: Coeficientes empíricos de las formulaciones para estimar la profundidad de socavación general.

Método	κ	ω	η
Maza Alvarez & Echavarría Alfaro (1973)	0.365	0.784	0.157
Lischtvan-Lebediev (1959)	0.310	0.758	0.212
Laursen (1963)	0.210	0.857	0.285
Maza Alvarez & García Flores (1978)	0.209	0.870	0.304
Neill (1980)	0.320	0.798	0.200
Lacey (1930)	0.351	0.667	0.167
Blench (1939)	0.692	0.667	0.083

Fuente: "Metodología para calcular la profundidad de socavación general en ríos de montañas", Sebastian Barbosa Gil, Colombia ; 2,013

2.4 Transportes de sedimentos

2.4.1 Material sólido y mecanismo de transporte

Se dice que un río es de fondo móvil cuando presenta un transporte continuo de las partículas constituyentes del fondo.

Este material de transporte proviene de la erosión de la cuenca como consecuencia de las lluvias y de otros agentes atmosféricos que se presentan en ella.

Para el caso del escurrimiento de un fluido sobre un fondo fijo se pueden establecer ecuaciones determinadas, como la de Chézy, por ejemplo, que se relacionan las variables fundamentales: gasto, sección transversal, rugosidad e inclinación. Pero si se trata de un río de fondo móvil resulta bastante compleja la selección apropiada de las variables, puesto que en estas condiciones habrá posibilidad de cambios en la sección transversal, la pendiente y la rugosidad.

El transporte se produce aun para una situación de permanencia ($Q=\text{constante}$), sin embargo, las variaciones eventuales del gasto producen una variación en la altura o en el ancho. En consecuencia la geometría de la sección transversal resulta ser una función del transporte sólido.

Se denomina capacidad de transporte o de máxima cantidad de material sólido que es capaz de transportar un río. Este valor corresponde a un máximo teórico, puesto que, con bastante frecuencia los ríos transportan cantidades menores que su máxima capacidad. Esto se debe a la naturaleza de la cuenca y del lecho. Un río que escurre sobre un fondo rocoso puede tener, como consecuencia de su inclinación, velocidad y tirante, gran capacidad de transporte y en realidad no transportar material sólido.

Modos de transporte.- Las partículas son transportadas fundamentalmente de maneras diferentes: las de mayor tamaño ruedan sobre el fondo constituyendo el transporte sólido de fondo; las más finas van en suspensión. Es posible que ciertas partículas se transporten de un modo especial: a saltos. No constituyen propiamente material de fondo ni material en suspensión. A esta modalidad se le denomina transporte por saltación.

No tomamos en cuenta, para este estudio, el material sólido en disolución. Estos modos de transporte pueden presentarse sucesivamente para un mismo material de fondo con valores diferentes de la velocidad de flujo.

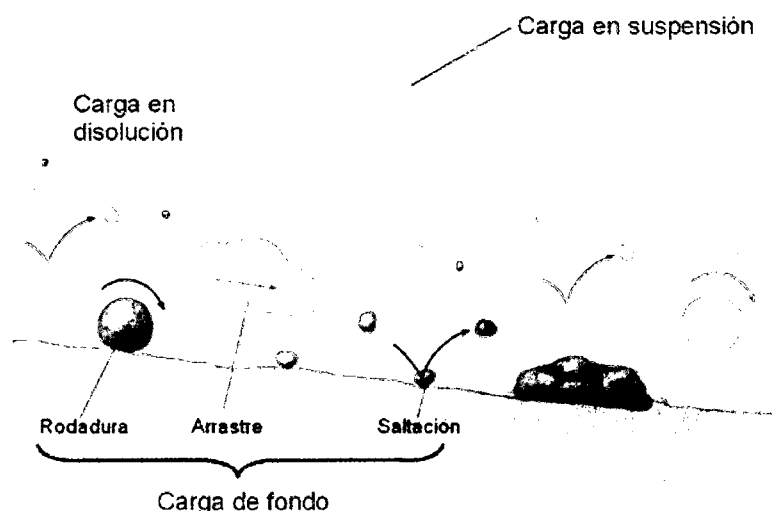


Figura (2.18) Estimación de carga en suspensión

Fuente: Maza J.A. 1987.

2.4.2 Cálculo de arrastre de fondo

Cálculo de la carga de sedimentos en el fondo (g_{bb} , s_{bb}), entre los métodos para evaluar el arrastre dentro de la capa de fondo, cuyo espesor (aproximado es igual a dos veces el diámetro de las partículas", se encuentran según Maza A., J. A. y García F., M. (1996), los propuestos por:

"DuBoys (1879) y Straub (1935); Schoklitsch (1914, 1950); Shields (1936); Meyer-Peter y Müller (1948); Kalinske (1947); Levi (1948); Einstein (1942) y Einstein-Brown (1950); Sato, Kikkawa y Ashida (1958); Rottner (1959); Garde y Albertson (1961); Frijlink (1962); Yalin (1963); Pernecker y Vollmer (1965); Inglis y Lacey (1968) y Bogardi (1974)".

"De la lista indicada, los siete primeros métodos fueron obtenidos y presentados antes que Einstein estableciera el concepto de capa de fondo, y por tanto, existía la duda razonable de si dichos métodos permitían valorar únicamente el transporte en esa capa, o bien, si daban el transporte total del fondo. Al analizar varias fórmulas de transporte, Díaz y Maza (1986) encontraron que las fórmulas de Shields, Pernecker y Vollmer, Einstein-Brown, Bogardi y Levi pueden dar el transporte del fondo". García F., M. y Maza A., J. A. (1996).

A continuación se presentan los métodos de Schoklitsch y de Meyer-Peter y Müller.

Método de Schoklitsch

Schoklitsch propuso en 1914, una primera ecuación para evaluar el arrastre de fondo, la modificó varias veces hasta que en 1950 fue dada a conocer en su versión final.

$$g_{bb} = 2500 S^{1/3} \left(q S^{7/6} - 2.351 * 10^{-5} \Delta^{5/3} D^{7/18} \right) \left[\frac{\text{kg}}{\text{s} - \text{m}} \right]$$

$$s_{hb} = \frac{2500}{\gamma_s} S^{1/3} \left(qS^{7/6} - 2.351 \cdot 10^{-5} \Delta^{5/3} D^{7/18} \right) [m^3/s - m]$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

Convenciones

g_{bb} = transporte unitario de lecho en el fondo o carga de fondo expresado en peso

s_{bb} = transporte unitario de lecho en el fondo o carga de fondo expresado en volumen

D = diámetro representativo

Cuando el tamaño de las partículas no es uniforme, Schoklitsch recomienda que se utilice como diámetro representativo de la mezcla el D40.

D = D40

S = pendiente hidráulica del río

q = caudal unitario

Δ = densidad relativa de las partículas sumergidas

γ_s = peso específico del sedimento

Rango de los datos y límites de aplicación

Schoklitsch propuso varias fórmulas de transporte, para lo que utilizó los datos obtenidos por Gilbert y resultados de observaciones realizadas en los ríos Danubio y Aare. Por ello, no se dan límites de aplicación a las ecuaciones presentadas, aparte de los ya indicados en función del diámetro de las partículas. García F., M. y Maza A., J. A. (1996).

Método de Meyer – Meter y Müller

Las fórmulas de Meyer - Peter y Müller para calcular el arrastre en la capa de fondo, fueron obtenidas a partir de experiencias realizadas

de 1932 a 1948 en el Instituto Tecnológico Federal de Zurich. Un resumen de todas ellas fue presentado en 1948. Los autores mencionados efectuaron cuatro series de pruebas, al final de las cuales propusieron una fórmula para cada una, aunque la última, abarca todos los resultados obtenidos y por tanto, es de carácter general, por lo que es la que se incluye en este texto. García F., M. y Maza A., J. A. (1996).

Dichas pruebas se hicieron Ira material granular con las siguientes características:

1. Partículas de diámetro uniforme con peso específico de 2,680 Kg/m³
2. Partículas de diámetro uniforme, pero usando en cada prueba, uno de tres materiales con peso específico diferente.
3. Partículas de diferentes tamaños; es decir, granulometrías más o menos graduadas, con peso específico de 2,680 Kg/m³
4. Igual que la 3, pero realizando además pruebas para otros dos materiales con pesos específicos diferentes.

$$g_{bb} = 8\gamma_s (g\Delta D_m^3)^{1/2} \left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} \tau_* - 0.047 \right]^{3/2} \left[\frac{\text{kg}}{\text{s} - \text{m}} \right]$$

$$s_{bb} = 8(g\Delta D_m^3)^{1/2} \left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} \tau_* - 0.047 \right]^{3/2} \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s} - \text{m}} \right]$$

$$n' = \frac{D_{90}^{1/6}}{26} \quad n = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{V}$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad \tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) D_m} \quad \tau_o = \gamma R S$$

$$\tau_* = \frac{\gamma R S}{(\gamma_s - \gamma) D_m} = \frac{R S}{\Delta D_m}$$

Para canales muy anchos, $B > 40$ m, se tiene:

$$\tau_* = \frac{hS}{\Delta D_m}$$

Convenciones

g_{bb} = transporte unitario de lecho en el fondo o carga de fondo expresado en peso

s_{bb} = transporte unitario de lecho en el fondo o carga de fondo expresado en volumen

D_m = diámetro medio

g = aceleración debida a la fuerza de la gravedad

n' = rugosidad debida a las partículas de sedimento en fondo plano.

n = coeficiente de rugosidad de Manning

Δ = densidad relativa de las partículas sumergidas

γ = peso específico del agua

γ_s = peso específico del sedimento

τ = parámetro de Shields

2.4.3 Transporte de acarreo

Existen muchas fórmulas para el cálculo del caudal sólido de fondo, las cuales tienen diversos orígenes y corresponden a variadas concepciones del modo como ocurren los fenómenos.

Las condiciones reales de un curso natural, totalmente distintas a las de un canal ideal, generan un problema sumamente complejo, cuya solución por aplicación de las fórmulas convencionales es siempre de baja confiabilidad y debe tomarse con suma cautela. Las fórmulas proporcionan cuál es el máximo tamaño del material sólido, que para un caudal dado puede transportar una corriente.

En el presente trabajo la capacidad de arrastre del material de fondo se empleará las siguientes fórmulas:

USBR	:	$D = WRS / 80$
MEYER – PETER	:	$G_s = 24 (YS - 0.08D)^{1.5}$
DIVISIÓN DE CAMINOS CALIFORNIA :		$D = 4.0 q^{(2/3)} S^{(7/9)}$
MAYNORD	:	$D = 0.22Y (V / (gY)^{0.5})^3$

Donde:

D = máximo diámetro medio de piedra que puede arrastrar la corriente del agua (m)

W = peso específico del agua (1,000 Kg/m³)

R = radio hidráulico de la sección mojada (m)

S = pendiente del fondo del río

G_s = cantidad de transporte de material del lecho por unidad de anchura de la corriente del río (Tn/s/m)

Y = tirante medio del agua (m)

q = caudal por unidad de anchura de la corriente de agua (m³/s/m)

V = velocidad media del agua (m/s)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

2.4.4 Estimación de carga total

Dentro de este grupo se incluyen los métodos que permiten evaluar el transporte total del fondo, sin distinguir qué parte es arrastrada en la capa del fondo y qué parte es transportada en suspensión.

Entre los métodos que han sido propuestos para evaluar la carga de material de fondo están los siguientes:

Laursen (1958); Colby (1964); Bishop, Simons y Richardson (1965); Engelund y Hansen (1967); Graf y Acaroglu (1968); Shen y Hung (1971); Cartens y Altinbilek (1972); Yang (1973); Ackers y White (1972 - 1973); Ranga-Raju, Garde y Bhardwaj (1981); Karim y Kennedy (1981 -1990); Brownlie (1982); Smart (1984); Pacheco-Ceballos (1989); y Mora, Aguirre

y Fuentes (1982).

A continuación se presentan los métodos propuestos por Laursen y Engelund y Hansen.

Método de Laursen

"En 1958, Laursen propuso su método para obtener el transporte de fondo, mediante el cual y dentro de un cierto rango, también es posible conocer el arrastre en la capa de fondo en suspensión". García F., M. y Maza A., J. A. (1996).

La ecuación propuesta por Laursen se derivó de un análisis teórico, que concluyó que el transporte de fondo depende en gran medida de los siguientes parámetros.

$$\frac{V^*}{w} ; \left(\frac{\sigma_o}{\sigma_c} - 1 \right)$$

$$V^* = \sqrt{gRS}$$

Cuando $B \geq 40h$ se acepta

$$V^* = \sqrt{ghS}$$

Criterio de Rubey, para partículas naturales, con factor de forma aproximadamente igual a 0.7, se puede calcular con la relación:

$$w = F_1 (g\Delta D)^{0.5}$$

$$F_1 = \left(\frac{2}{3} + \frac{36 v^2}{g \Delta D^3} \right)^{0.5} - \left(\frac{36 v^2}{g \Delta D^3} \right)^{0.5}$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad \tau_o = \tau'_o = \gamma h S \quad \tau_c = 0.039(\gamma_s - \gamma) D$$

La ecuación propuesta por Laursen fue:

$$g_b = \gamma q \left(\frac{D_m}{h} \right)^{7/6} \left(\frac{\tau'_{o}}{\tau_{cm}} - 1 \right) \phi_{Lm} \quad [kg/s-m]$$

$$s_b = \frac{\gamma}{\gamma_s} q \left(\frac{D_m}{h} \right)^{7/6} \left(\frac{\tau'_{o}}{\tau_{cm}} - 1 \right) \phi_{Lm} \quad [m^3/s-m]$$

$$D_m = \frac{\sum D_i p_i}{100}$$

$$\tau'_{o} = \frac{\gamma V^2}{58g} \left(\frac{D_{50}}{h} \right)^{1/3} \quad \tau_{cm} = 0.039(\gamma_s - \gamma) D_m$$

$$\phi_{Lm} = f \left(\frac{V^*}{w} \right) \quad q = Q/B$$

Convenciones

g_b = transporte unitario total del fondo expresado en peso

s_b = transporte unitario total del fondo expresado en volumen

B = ancho del cauce

D_m = diámetro medio de la muestra

D_i = diámetro medio de cada tamaño de clase o fracción

h = profundidad del agua

P_i = tanto por ciento de material retenido en cada malla

q = caudal unitario

Q = caudal

R = radio hidráulico

S = pendiente del cauce

V = velocidad del flujo

V^* = velocidad cortante

w = velocidad de caída de las partículas con diámetro D

τ_o = esfuerzo cortante producido por la corriente

τ_{cm} = esfuerzo cortante crítico

ϕ_{Lm} = función denominada parámetro de transporte de Laursen

γ = peso específico del agua

γ_s = peso específico de las partículas en suspensión

ν = viscosidad cinemática

Método de Engelund y Hansen

“Engelund y Hansen presentaron su ecuación de transporte total del fondo en 1967. Ella está basada en los resultados de cuatro conjuntos de experimentos en que utilizaron arenas.” García F., M. y Maza A., J. A. (1996).

$$g_b = 0.05 \gamma_s V^2 \tau_*^{3/2} \left(\frac{D_{50}}{g\Delta} \right)^{1/2} \quad [kg / s - m]$$

$$s_b = 0.05 V^2 \tau_*^{3/2} \left(\frac{D_{50}}{g\Delta} \right)^{1/2} \quad [m^3 / s - m]$$

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}} = \frac{RS}{\Delta D_{50}}$$

Para cauces anchos, $B > 40$ m, se tiene:

$$\tau_* = \frac{hS}{\Delta D_{50}} \quad \Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad \tau_o = \gamma RS$$

Convenciones

g_b = transporte unitario total del fondo expresado en peso

s_b = transporte unitario total del fondo expresado en volumen

D_{50} = diámetro de las partículas de la mezcla, tal que el 50% en peso respectivamente son menores que esos valores

h = tirante o profundidad de la corriente

R = radio hidráulico

S = pendiente hidráulica

V = velocidad media del flujo

Δ = densidad relativa de las partículas sumergidas

τ_o = esfuerzo cortante que el flujo ejerce sobre el fondo

τ = parámetro de Shields

γ_s = peso específico del sedimento

2.5 Proceso fluvio morfológico

2.5.1 Generalidades

La corriente de aguas pluviales son entes dinámicos muy sensibles a alteraciones en su equilibrio. Los procesos morfológicos son el medio a través del cual este flujo busca un nuevo equilibrio cuando ha sufrido una alteración debida a agentes externos.

Los procesos morfológicos en ríos se manifiestan de muchas maneras: erosión, sedimentación, degradación, agradación, ramificación del cauce, erosión de curvas, erosión local, etc.

El desarrollo y evolución de estos procesos depende de factores como: descarga líquida, transporte de sedimentos, pendiente del río, características geométricas de la sección, geología local, modificaciones artificiales en diversos tramos, entre otros.

2.5.2 Conceptos Básicos

Cursos Aluviales

Se denominan cursos aluviales a aquellos que forman su lecho en el sedimento que ha transportado.

Erosión

Se denomina erosión al proceso de remoción de las partículas sólidas constituyentes de un lecho fluvial efectuado por el agua, y cuyo resultado es una profundización del cauce. Rocha (1999).

Sedimentación

Se denomina sedimentación al proceso inverso de la erosión, las partículas sólidas transportadas por el agua son depositadas sobre el lecho fluvial, originando así la elevación del cauce.

2.5.3 Procesos de Erosión y Sedimentación

2.5.3.1 Procesos de Largo Plazo

Degradación

La degradación es también un proceso de remoción de partículas constituyentes de un lecho, sin embargo su diferencia con la erosión es que se manifiesta a lo largo de un tramo de longitud considerable y se manifiesta en un lapso de tiempo prolongado.

El mecanismo de degradación del lecho se da por el desbalance entre la capacidad de transporte sólido y el transporte sólido real de las secciones del río. Cuando la capacidad de transporte excede en valor al transporte sólido real en la sección se produce la degradación del lecho hasta que un nuevo equilibrio se establece.

Los desbalances entre la capacidad de transporte y el transporte sólido real de las secciones del río pueden ser por: reducción significativa de la descarga del río por construcción de una estructura de derivación, reducción del transporte sólido del río por la construcción de una presa o reducción del ancho del río en un tramo significativamente largo, puesto que las velocidades se incrementan aumentando también la capacidad de transporte.

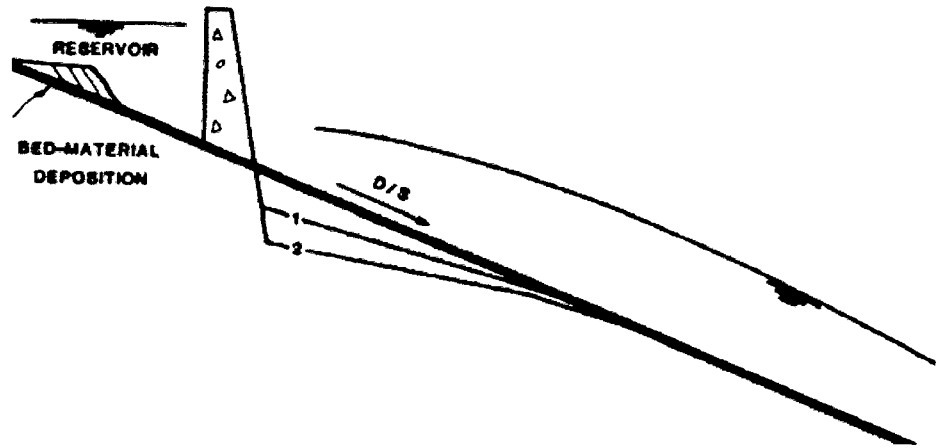


Figura (2.19) Degradación aguas abajo de una Presa Agradación

Fuente: Rocha F. 1998.

La agradación es un proceso de deposición de partículas sobre un lecho fluvial, su diferencia con la sedimentación es que se manifiesta a lo largo de un tramo considerable de un río y se manifiesta en un lapso de tiempo prolongado.

El mecanismo de agradación se da por el desbalance entre la capacidad de transporte sólido y el transporte sólido real de las secciones del río. Cuando la capacidad de transporte es menor al transporte sólido real en la sección se produce la agradación del lecho.

2.5.3.2 Procesos de Corto Plazo

2.5.3.2.1 Procesos generalizados a lo ancho del cauce

- **Erosión General**

Es el descenso del fondo de un río producido por una creciente o avenida. Se debe al aumento de la capacidad de arrastre del material sólido de la corriente originado por su mayor velocidad.

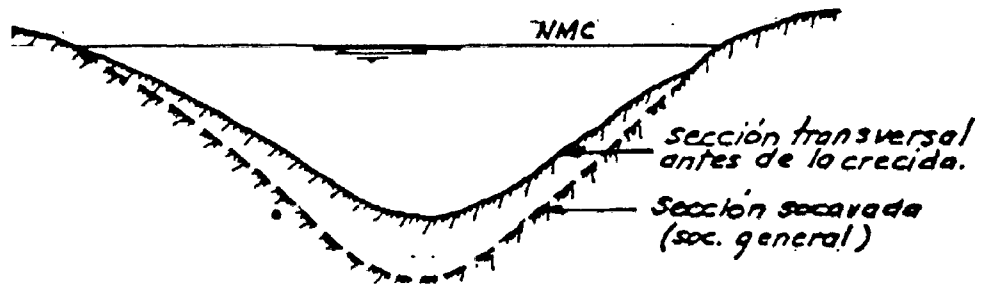


Figura (2.20) Erosión general producida por un flujo de avenidas

Fuente: Rocha F. 1998.

- **Deposición General**

La deposición general se produce cuando el flujo pierde capacidad de transporte del material sólido. Se produce al final de la creciente, y compensa muchas veces el proceso de erosión general, dando la apariencia de que el fondo no hubiera cambiado durante las avenidas.

La deposición general ocasiona la elevación de las planicies aluviales durante los periodos de avenida.

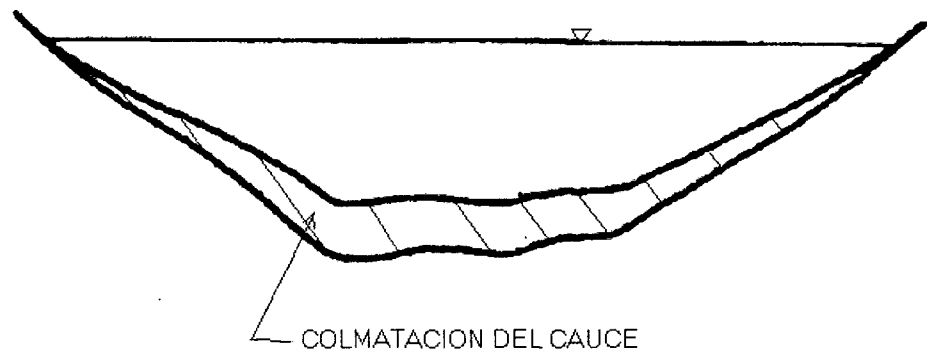


Figura (2.21) Colmatación del cauce

Fuente: Rocha F. 1998.

2.5.3.2.2 Procesos Locales

- **Erosión local del lecho**

Los procesos de erosión local, se originan en movimientos vorticosos que ocurren al pie de obstáculos puntuales al flujo en un curso fluvial. Se circunscribe a un lugar determinado, y a

veces también está limitada a una cierta duración. Rocha (1999) Ejemplos típicos de erosión local son los que ocurren con frecuencia en las cimentaciones de los puentes, específicamente en pilares y estribos. Estos componentes inducen características particulares de flujo que pueden conducir a erosión local del lecho.

Un pilar genera una condición de flujo muy característica en su vecindad. Aguas abajo de la pila se presentan vórtices de eje vertical (wake vortex) vistos usualmente como remolinos mientras que aguas arriba de la pila, en la base y a los alrededores se presentan vórtices de eje horizontal (horseshoe vortex). Por las características de las líneas de corriente, los vórtices de eje horizontal son los responsables de la mayor parte de la socavación producida.

La geometría de una pila influencia significativamente la profundidad de socavación puesto que esta refleja la intensidad de los vórtices de eje horizontal en la base de la pila muestra una representación gráfica del proceso.

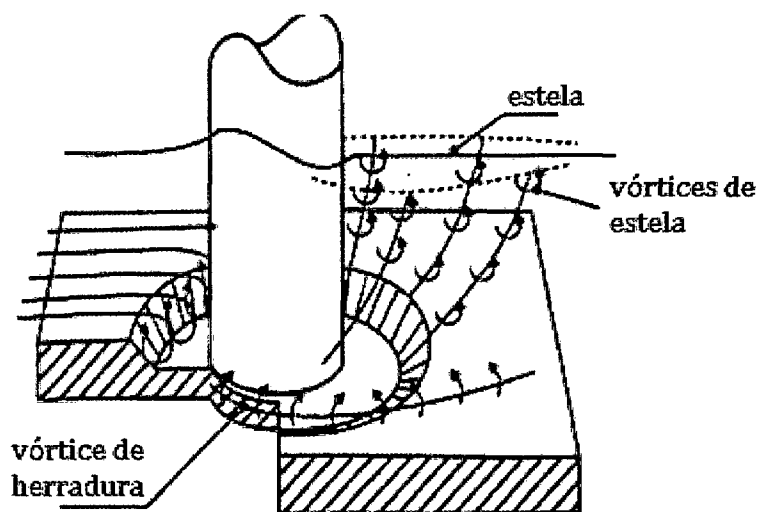


Figura (2.22) Características de flujo alrededor de una pila.

Fuente: HERBICH, 1984.

Los estribos de un puente generan también características típicas de flujo, Hoffmans y Verheij (1997) las describen de la siguiente manera:

“El flujo alrededor de estribos es caracterizado por la presencia de una aceleración que va desde aguas arriba del estribo hacia la sección más contraída del río ubicada justo aguas abajo de la punta del estribo, luego se produce una desaceleración del flujo. Aguas abajo del estribo, el flujo principal es separado de un remolino muy grande por medio de una vía de vórtices. Dependiendo de la geometría, la vía de vórtices forma la separación entre el flujo principal y uno o más remolinos.

Luego de cierta distancia el flujo uniforme es alcanzado otra vez”. Muestra una representación gráfica del proceso.

- ***Sedimentación local***

Los procesos de sedimentación local ocurren en condiciones locales de baja velocidad. Este proceso se evidencia particularmente en sectores donde el flujo está remansado.

El remanso, originado por el levantamiento del nivel de agua en un punto determinado, es acompañado por una disminución de las velocidades de flujo que inducen la sedimentación de las fracciones más gruesas del material sólido transportado, conduciendo así al proceso de sedimentación.

La constricción del ancho del río, usualmente considerada en el diseño de un puente, genera en muchos casos que el nivel de agua se eleve aguas arriba de la constricción, esto origina a menudo procesos de sedimentación local, la construcción de presas y barrajes determinan también condiciones propicias

para la ocurrencia de sedimentación aguas arriba.

Los efectos de remanso pueden ser también una consecuencia de la ubicación del puente, como en el caso de un puente ubicado en un tributario cerca de la confluencia con un río principal.

Los súbitos cambios de elevaciones crean efectos de remanso que pueden conducir a la agradación del lecho en la zona de influencia del puente

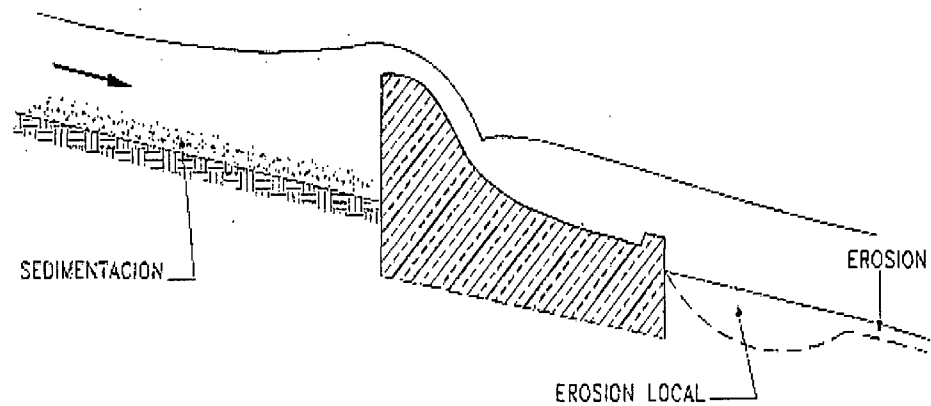


Figura (2.23) Cambios fluviales producidos por un barrage.

Fuente: Ro Charlton, 2007.

• **Erosión en Curvas**

Debido al flujo helicoidal; las velocidades en las curvas exteriores son significativamente mayores que las velocidades en las curvas interiores.

Así, mientras que en la curva exterior se espera erosión (zona "pool"), en la curva interior se espera sedimentación (zona "point bar) como consecuencia de este proceso la sección de curva de un río presente una pendiente transversal típica.

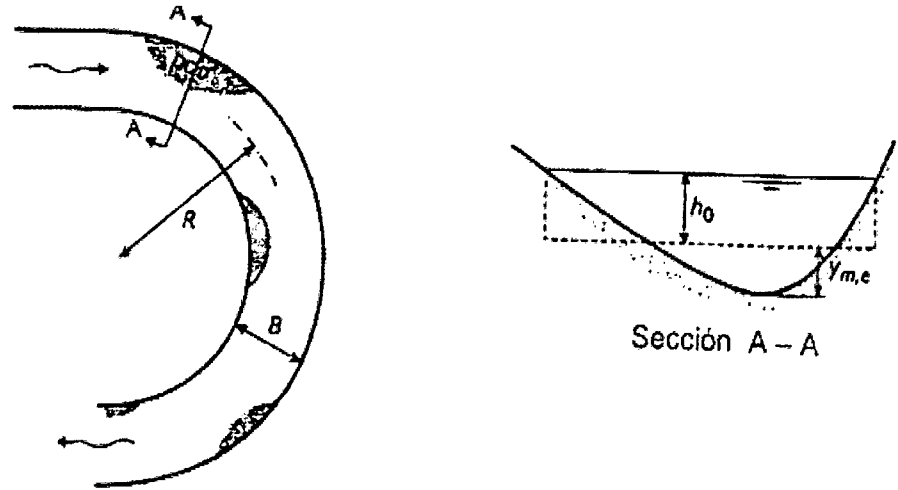


Figura (2.24) Profundización del lecho en la curva de un río.

Fuente: HOFFMANS & VERHEIJ H. (1997)

h_0 = tirante inicial

$y_{m,c}$: altura de socavación máxima en curva

2.5.3.2.3 Influencia De Procesos Morfológicos En Configuración de Ríos cauces Meándricos

Los cauces meándricos son aquellos cursos que se caracterizan por su gran sinuosidad. La característica fundamental de los meandros es su migración hacia aguas abajo.

Estos cursos presentan baja pendiente, y lechos de material de naturaleza fina.

Mecánica de su evolución:

- La migración de meandros se produce por el continuo proceso de erosión de curvas.

- La magnitud de los movimientos laterales puede variar de solo unos cuantos metros a valores. Está determinada por la estructura geológica de los bancos y las características del flujo.

Los ríos de la selva y de la costa norte presentan esta característica.

Cauces Ramificados:

Los cauces ramificados se caracterizan por formar cauces secundarios en el interior del cauce principal. Presentan ancho grande comparado con el tirante y orillas inestables y poco claras. Estos cursos presentan pendientes fuertes, gran transporte sólido y lechos de naturaleza gruesa.

Mecánica de su Evolución:

- En los ríos ramificados el transporte sólido real excede en valor a la capacidad de transporte del río. Esto origina una deposición de los sedimentos en forma de barras e islotes y obliga al curso principal a dividirse formando cauces secundarios.

- La presencia de barras e islotes, originados por la sobredeposición de sedimentos, genera flujos en dirección de las orillas que las van erosionando paulatinamente, por dicho motivo los cauces ramificados tienen tendencia a hacerse más anchos.

- La configuración en planta de un río ramificado cambia con el nivel del agua y con el tiempo.

Los ríos de la sierra y los torrentes ubicados a lo largo de la costa peruana presentan estas características.

Avulsiones:

Las avulsiones son fenómenos que consisten en el abandono súbito del curso principal por otro aleatorio.

Mecánica de su Evolución:

- Se origina con la sedimentación de un tramo del río, esto produce una elevación de los niveles del lecho forzando al río a adoptar un curso diferente pero más cómodo.
- Las avulsiones se producen por lo general durante una creciente o mediante un proceso de erosión de riberas, el río crea una brecha en sus bancos naturales y fluye a través de su nuevo curso. El río puede adoptar un curso antiguo o uno completamente luego.

Los daños ocasionados por las avulsiones suelen ser cuantiosos puesto que ocurren de manera súbita:

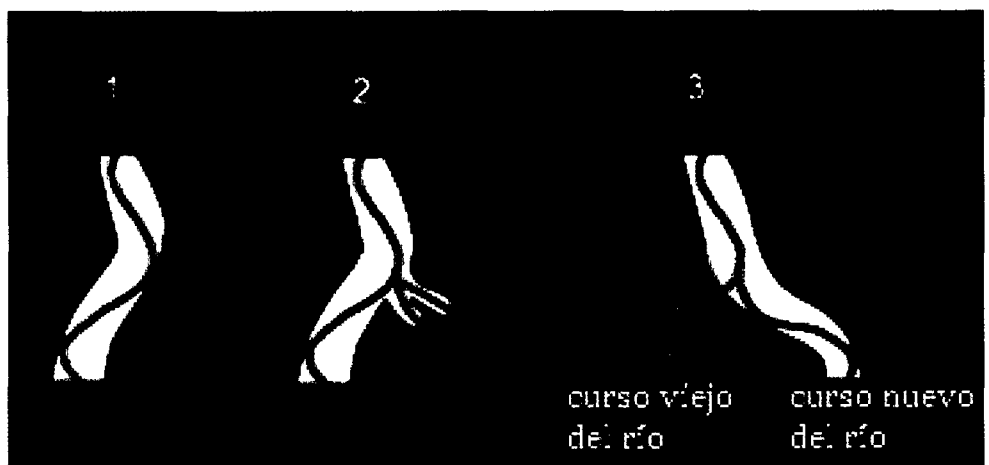
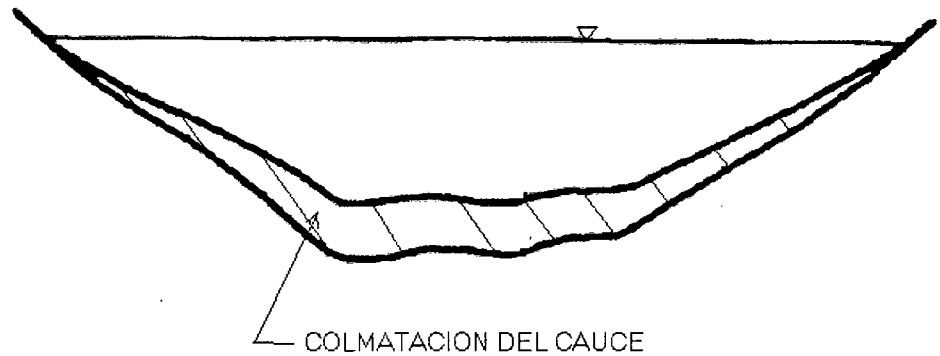


Figura (2.25) Evolución de una avulsión: 1.- Colmatación del Cauce 2.- Erosión de Riberas 3.- Creación de un nuevo curso

Fuente: Ro Charlton, 2007.

2.5.3.2.4 Técnicas Aplicadas En La Evaluación De Los Procesos Morfológicos.

Las técnicas comúnmente empleadas para evaluar el desarrollo de los procesos morfológicos en los ríos y cuantificar su efecto en las cimentaciones de los puentes son aún relaciones empíricas. Estas relaciones son el resultado de ensayos de laboratorio en modelos reducidos y su calibración en casos reales. Esto evidencia que aún falta un claro entendimiento del desarrollo de estos procesos.

Evaluación de migración de meandros

Es posible evaluar la migración de meandros tomando como base la comparación de fotografías aéreas. De esta manera, los desplazamientos de curvas son evaluados en dos o más épocas, y las tasas de erosión para tramos particulares pueden ser estimadas.

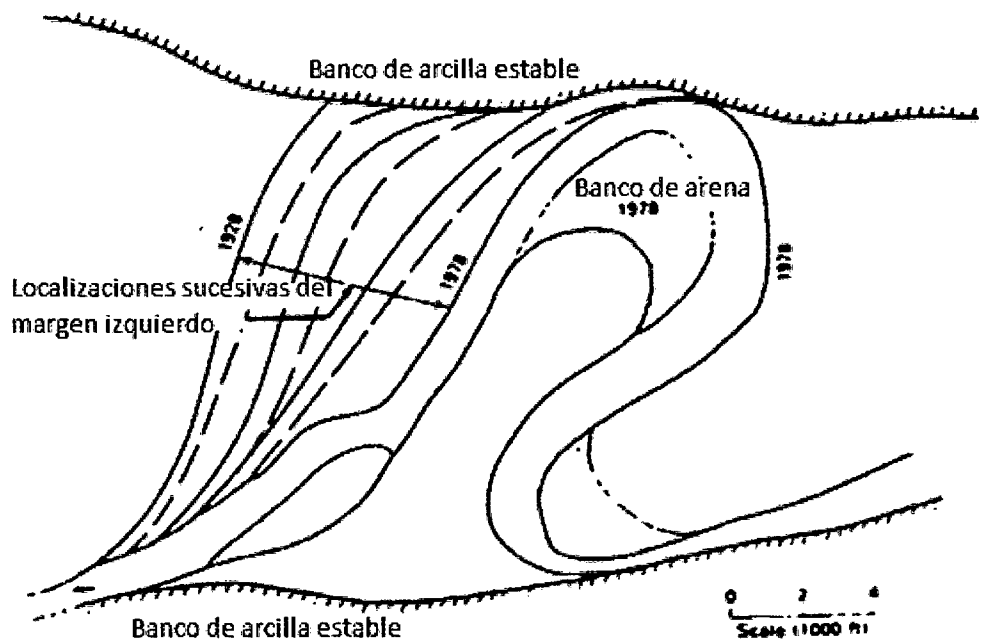


Figura (2.26) Migración de meandros

Fuente: Hickin y Nanson, 1984.

El análisis de vistas aéreas en diferentes épocas sirve para estimar tasas de migración

Se han desarrollado también métodos para estimar tasas de erosión tomando en cuenta las características geométricas de las curvas; Hickin y Nanson (1984), desarrollaron un método para estimar las tasas de erosión anual en función del cociente entre el radio de curvatura de la curva (R) y el ancho del río (W). Klaassen y Mansselink (1992) encontraron relaciones similares para el río Brahmaputra en Bangladesh.

También existen algunos modelos matemáticos desarrollados para evaluar la deformación y migración de curvas, que por lo general son el resultado del ensamble de modelos matemáticos de deformación de la sección transversal en curvas con modelos de migración, se tiene así el modelo MIANDRAS (1990) desarrollado por Delft Hydraulics.

Evaluación de agradación y degradación general del lecho

Para evaluar los cambios producidos en el largo plazo se cuenta con relaciones empíricas, provenientes del análisis estadístico de los factores involucrados en el proceso Lane (1957), Leopold (1960), etc. Se asume así que para condiciones de equilibrio existen determinadas relaciones entre las variables que permanecen constantes.

Para evaluar los cambios en el corto y mediano plazo se cuenta ya en la actualidad con modelos matemáticos uni y bi-dimensionales capaces de representar los cambios en el lecho con suficiente precisión (HEC-6 (1976), Sobek (1992), Odirmo (1990), etc.

Estos modelos utilizan en su formulación, conceptos de continuidad y energía los cuales son acoplados con las ecuaciones de continuidad de transporte de sedimentos y de capacidad de transporte de sedimentos.

Existen asimismo procedimientos que estiman la erosión general del lecho para un gasto de diseño o de interés singular, al cual se le atribuye una cierta recurrencia o periodo de retorno, estos métodos, de naturaleza intuitiva, se basan en la consideración de una velocidad erosiva capaz de degradar el fondo (Método de Levediev).

Evaluación de degradación y/o agradación local del lecho

Debido a la complejidad de las características del flujo alrededor de pilas y estribos, no es posible aún desarrollar soluciones analíticas para el problema erosivo alrededor de esas estructuras.

Existen sin embargo muchas fórmulas empíricas desarrolladas a partir de ensayos en laboratorio que han sido comúnmente empleadas para el diseño de cimentaciones de pilares y estribos (Liu (1961), Laursen & Toch (1956), Breusers (1977), etc.).

La mayoría de las expresiones empíricas desarrolladas para el cálculo de la profundidad de socavación en pilas y estribos toman en cuenta: la geometría del pilar o estribo, la profundidad de flujo y velocidades aguas arriba y/o aguas abajo del pilar y la granulometría del material del lecho.

La evaluación de los efectos de remanso creados por el estrechamiento del ancho del río puede ser llevada a cabo con

la ayuda de modelos, uni, bi o tridimensionales dependiendo de la situación específica de aplicación.

2.5.3.2.5 Conceptos del Canal Estable

El concepto del canal estable define a aquellos canales en los cuales no existe ni agradación ni degradación significativa del cauce en el largo plazo. Los ríos maduros corresponden a esta categoría.

2.6 Disipadores de energía de agua

Uno de los aspectos que generalmente merece especial atención en el diseño de obras hidráulicas es la disipación de la energía cinética que adquiere un flujo en su descenso. Esta situación se presenta en vertederos de excedencias, estructuras de caída, desfuegos de fondo, bocatomas, salidas de alcantarillas, etc.

La disipación de la energía cinética puede lograrse aplicando diferentes medidas, a saber: generación de resalto hidráulico, impacto o incremento de la rugosidad.

La estructura disipadora de energía es una parte importante de la obra de excedencia que tiene por objeto disipar la energía cinética que el agua adquiere en su caída desde el vaso hasta un sitio adecuado en el fondo del cauce, donde no genere problemas de erosión o socavación. Estas estructuras se diseñarán para que el agua, que sale del canal de descarga, se aleje lo máximo posible, dentro de lo económico, de la cortina o de alguna estructura complementaria.

El tipo de disipador de energía que se diseñe depende de la clase de material que se tenga en el sitio en que se puede descargar la avenida. Cuando se tenga roca sana, se puede descargar el agua directamente

del vertedor, en régimen rápido, sin necesidad de pasar a régimen tranquilo, siempre que no vaya a causar problema a la pequeña presa o bordo de almacenamiento. Si el material es erosionable, se diseña un tanque amortiguador de sección transversal rectangular, hecho de mampostería o concreto armado.

Se debe estar consciente, que una falla en el diseño, instalación u operación de los disipadores puede llevar a problemas como socavación, erosión o retención de material, que pueden terminar produciendo la falla del vertedero y posteriormente la falla de la presa.

2.6.1 Canales dentados

Los canales dentados están provistos de accesorios especiales, incluidos bloques, umbrales y pilares deflectores. Este tipo de lozas dentadas, para canales o descarga de vertedores, se usa en canales donde el agua debe bajarse de una elevación a otra, para impedir aceleraciones inconvenientes del flujo a medida que el agua avanza por el vertedero.

El canal puede diseñarse para descargas hasta de 5.5 m³/s por metro de ancho y la caída puede ser tan grande como sea estructuralmente factible. Con la losa, el agua llegará al pie del vertedero con una velocidad relativamente baja y no requerirá un colchón hidráulico amortiguador.

2.6.1.1 Canales con remates dentados

Los umbrales dentados a menudo se colocan al final del canal de entrega (Figura 2.27). Su función es reducir además la longitud del resalto y controlar la socavación.

Para canales largos, diseñados para altas velocidades de entrada, el remate o umbral - por lo general - es dentado, para llevar a cabo la función adicional de volar la parte residual del chorro de alta velocidad que puede alcanzar el extremo del canal de salida.

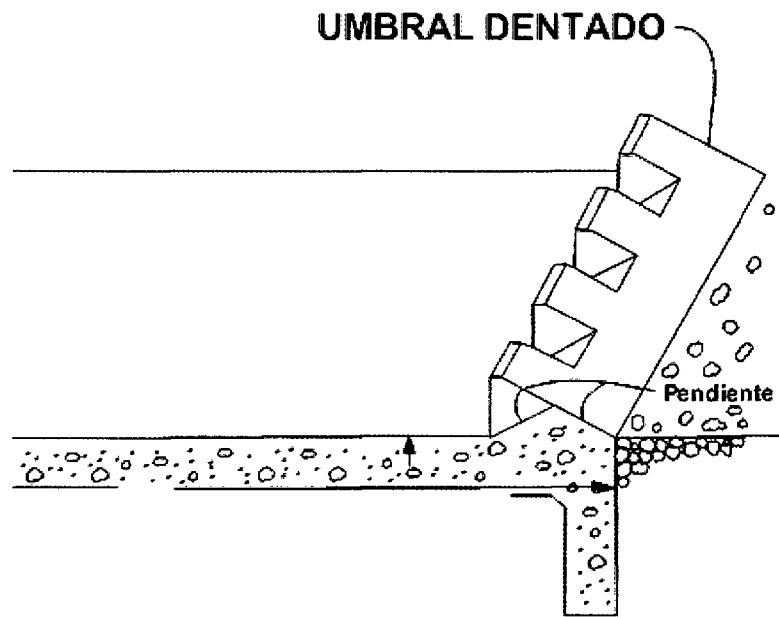


Figura (2.27) Umbrales a la salida del canal de entrega

Fuente: COLPOS, 1980.

2.6.1.2 Canales con bloques

Los bloques en la rápida se utilizan para conformar una estructura dentada a la entrada del canal de entrega.

Su función es dividir el chorro de entrada y elevar una parte de él desde el piso, produciendo una longitud de salto más corta que la que sería posible sin ellos.

Estos bloques también tienden a estabilizar el resalto y por consiguiente a mejorar su comportamiento (Figura 2.33).

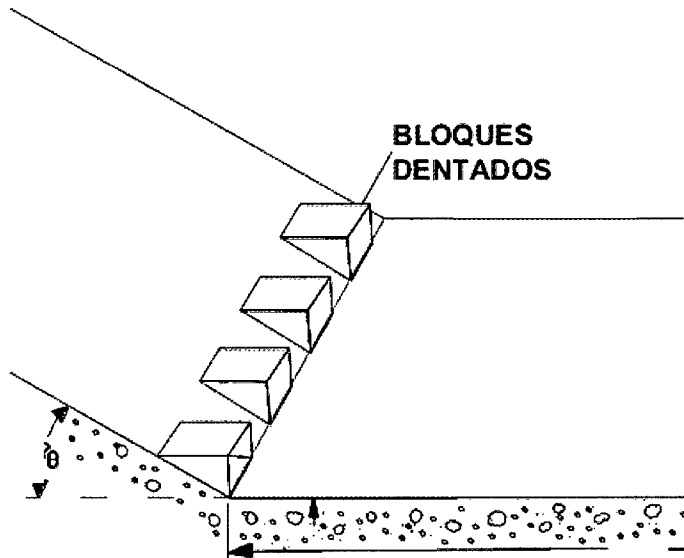


Figura (2.28) Bloques a la entrada del colchón hidráulico
Fuente: COLPOS, 1980.

2.6.1.3 Canales con pilares deflectores

Son bloques localizados en posiciones intermedias sobre el piso del canal de entrega (Figura 2.34). Su función es disipar la energía principalmente mediante una acción de impacto. Los pilares deflectores son muy útiles en pequeñas estructuras con velocidades de entrada bajas.

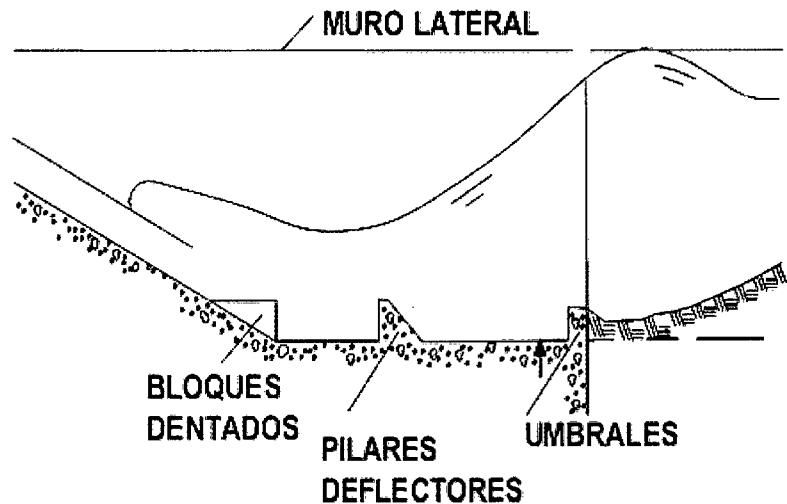


Figura (2.29) Pilares deflectores en el canal de entrega
Fuente: COLPOS, 1980.

2.6.2 Estanques amortiguadores

Los estanques amortiguadores tienen su aplicación en vertederos de excedencias, rápidas y estructuras de caída libre. En ellos la energía se disipa por medio de choque ya que el agua cae libre y verticalmente en un estanque en el lecho del río. Debido al gran poder erosivo del agua, se tiene que revestir el cauce y sus paredes con rocas o concreto. De todas maneras los materiales sufren mucho desgaste por el constante choque por lo que se debe hacer un mantenimiento periódico.

Un estanque amortiguador se hace necesario cuando no es posible lograr la disipación de energía deseada de manera natural, es decir, cuando el tirante conjugado necesario es mayor al tirante existente aguas abajo. En esos casos se considera la alternativa de forzar a la disipación a través de un estanque artificial, obligando el desarrollo del resalto hidráulico en un tramo lo más corto posible. Para este propósito, serán necesarias obras complementarias que permitan proteger el perímetro mojado de la zona de mayores velocidades.

Al pie de la caída se presenta el tirante mínimo y_{\min} y por lo tanto la energía específica máxima (Figura 2.35). Si $y_{\min} = y_1$, para la formación del resalto hidráulico será necesario contar con un tirante conjugado y_2 , que deberá desarrollarse por efecto de las condiciones de escurrimiento existentes aguas abajo (ab); es decir que $y_2 \approx y_{ab}$.

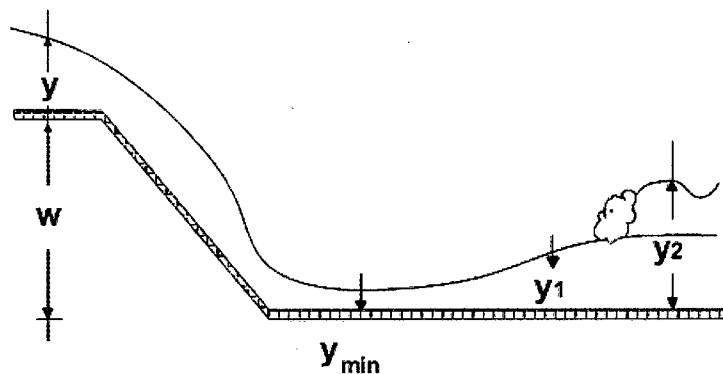


Figura (2.30) Resalto hidráulico para $y_{\min} < y_1$

Fuente: COLPOS, 1980.

w: altura de estructuras

y_1, y_2 : tirantes conjugados

y_{\min} : tirante mínimo

Si $y_{ab} < y_2$, el resalto hidráulico no se formará en la sección 1, sino que por efecto de su energía cinética, la zona de régimen supercrítico se desplazará aguas abajo, hasta encontrar un tirante que sea próximo al tirante conjugado.

Sin embargo, es posible que la zona de régimen supercrítico tenga una longitud mayor a la máxima establecida por los criterios adoptados para el proyecto.

Para incrementar el tirante de aguas abajo existen varias posibilidades: 1) profundizar el piso o construir un travesaño de fondo, 2) incrementar la rugosidad de la loza de fondo, 3) reducir el ancho de la sección, 4) reducir la pendiente de la loza de fondo. En las Figuras 2.36 y 2.37 se presentan la primera y la segunda posibilidad.

2.6.2.1 Diseño de un colchón hidráulico

La profundización del piso, en la zona del canal de entrega, determina el incremento de la altura de caída en la estructura y en consecuencia un menor tirante y_{\min} (y_1) y un mayor tirante conjugado y_2 .

Con la profundización del lecho, en el colchón hidráulico, no solo se presenta una compensación geométrica del déficit de altura, en el tirante aguas abajo, sino que la confinación del resalto hidráulico genera una mayor intensidad de choques entre las partículas de agua, contra las paredes laterales y principalmente contra la pared frontal del colchón.

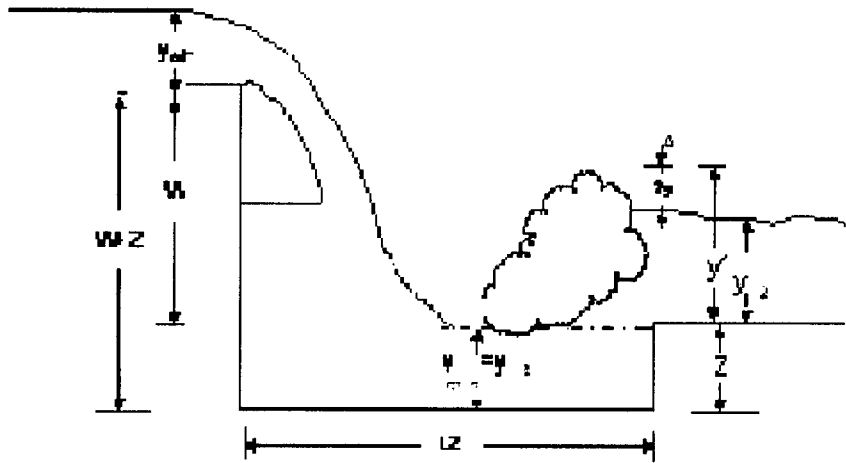


Figura (2.31) Colchón hidráulico profundizando el nivel de piso.

Fuente: COLPOS, 1980.

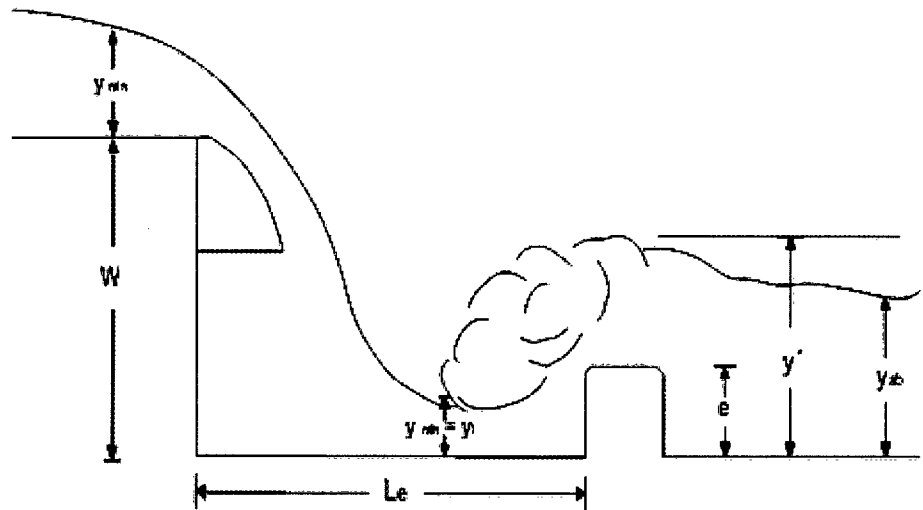


Figura (2.32) Estanque amortiguador con travesaño de fondo.

Fuente: COLPOS, 1980.

2.6.2.2 Dimensionamiento de un colchón hidráulico

Para obtener las dimensiones del tanque amortiguador (tipo colchón hidráulico) se aplica el procedimiento siguiente.

Gasto Unitario (q). Con los valores de avenida de diseño (Q) y la longitud de cresta (L), se obtiene el gasto unitario por metro de longitud de cresta con la relación siguiente:

$$q = \frac{Q}{L} \quad (6)$$

Tirante conjugado menor. Se propone un valor para el tirante conjugado menor (y_1), mismo que se verifica dentro de los cálculos.

Altura Total de Caída (Z). Se propone la elevación del piso del canal de descarga y la profundidad se define con la altura del cimacio desde su cresta hasta el piso del tanque amortiguador, y se calcula:

$$Z = H_d + a - y_1 \quad (7)$$

En la que:

Z = Altura total de la caída, m.

a = Altura del cimacio desde su cresta hasta el piso del tanque amortiguador, m.

y_1 = Tirante conjugado menor propuesto, m.

Velocidad al pie del cimacio. Se calcula la velocidad (V_1) del agua de la sección del tirante conjugado menor (y_1), como se muestra:

$$V_1 = \sqrt{2gZ} \quad (8)$$

El tirante conjugado menor (y_1) se obtiene con la siguiente ecuación:

$$y_1 = \frac{q}{V_1} \quad (9)$$

Verificación. El valor obtenido para y_1 debe ser aproximadamente igual al propuesto en el punto 2; de no ser

así, se propone otro tirante y_1 y se vuelve a calcular hasta obtener la igualdad indicada.

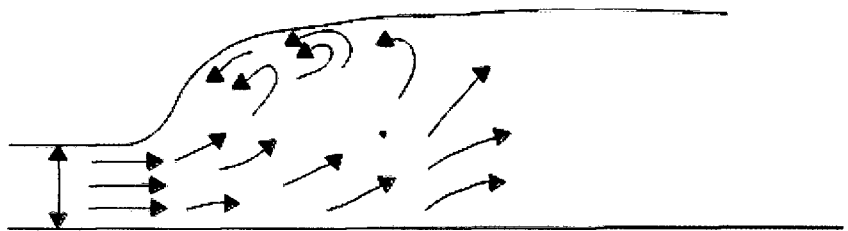
Ajuste al número de Froude. Este tirante se revisa mediante el cálculo del número de Froude de acuerdo con la ecuación (10) debiendo obtenerse un valor entre 4.5 y 9.0; de no ser así, se propone otra profundidad del tanque amortiguador o sea que se incrementa el valor de (a) y se repite el proceso hasta obtener el número de Froude especificado (Figura 8.7).

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} \quad (10)$$

Tirante conjugado mayor (y_2). Con el valor de (y_1) aceptado se calcula el valor del tirante conjugado mayor (y_2) con la ecuación:

$$y_2 = \frac{2y_1V_1^2}{g} + \frac{y_1^2}{4} - \frac{y_1}{2} \quad (11)$$

Dónde: y_2 = Tirante conjugado mayor, (m).



Si $4.5 < Fr_1 < 9.00$, se tiene un resalto "claro" y estable

Figura (2.33) Salto hidráulico, de acuerdo al número de Froude.

Fuente: COLPOS, 1980.

La longitud del tanque amortiguador. La longitud (LT) del tanque amortiguador se obtiene aplicando la relación:

$$LT = 5(y_2 - y_1) \quad (12)$$

Profundidad del tanque amortiguador con régimen uniforme en el canal de descarga. La profundidad (p) del tanque amortiguador se obtiene con la expresión siguiente:

$$p = 1.15 y_2 - y_0 \quad (13)$$

En la que:

p = Profundidad del tanque, m.

y_0 = tirante normal de escurrimiento en el canal de descarga, m (tirante del río) si no se cuenta con y_0 se usa el (y) crítico del río, para el cual se calcula de la siguiente forma:

$$y_{crit} = \sqrt{\frac{Q^2}{L^2 g}} \quad (14)$$

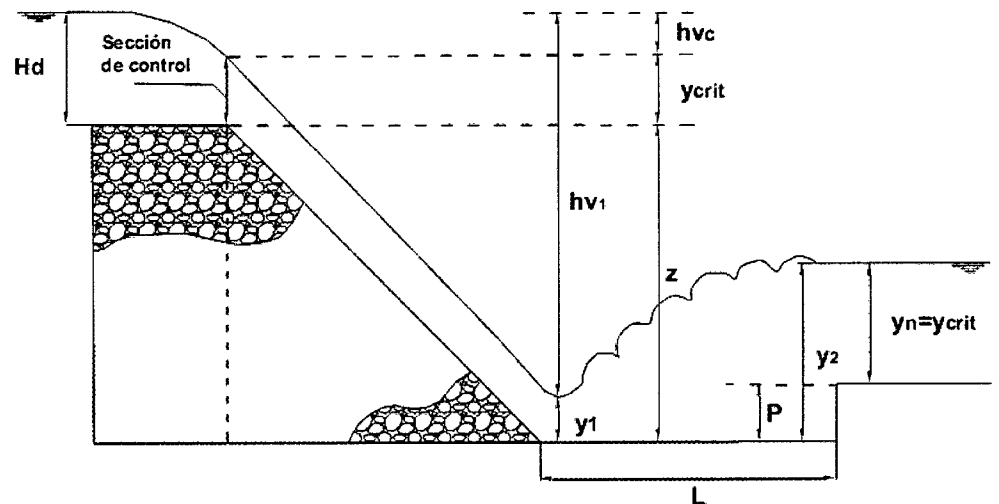


Figura (2.34) Variables que intervienen en el diseño de un colchón hidráulico.

Fuente: COLPOS, 1980.

H_d : altura de agua inicial sobre cresta

y_1, y_2 : tirantes conjugados

P : altura de obstáculo

Y_n : tirante normal

Y_{crit} : tirante crítico

2.6.3 Salto de esquí

Se utiliza para grandes descargas, principalmente en los vertederos. Ésta se hace directamente sobre el río. Se utilizan unos trampolines para hacer saltar el flujo hacia un punto aguas abajo reduciendo así la erosión en el cauce y el pie de la presa. La trayectoria del chorro depende de la descarga, de su energía en el extremo y del ángulo con el que sale del trampolín. Su funcionamiento se ve con la formación de dos remolinos uno en la superficie sobre el trampolín y el otro sumergido aguas abajo; la disipación de la energía se hace por medio de éstos.

La trayectoria del chorro de descarga puede calcularse con la ecuación:

$$y = x \tan \alpha - \frac{x^2}{3.6 (d + hv) \cos^2 \alpha} \quad (15)$$

Donde:

x, y = Coordenadas de un sistema cartesiano con origen en el labio de la cubeta.

α = ángulo que forma el labio de la cubeta con la horizontal.

Se recomienda que el ángulo de salida α no sea mayor de 30°. Además, con objeto de evitar presiones en la plantilla, los radios de la cubeta deben ser grandes; se sugieren las siguientes condiciones:

$$R \geq 5d \quad (16)$$

$$R \geq 0.043dv^2 \quad (17)$$

Donde:

R = Radio de la cubeta deflectora, (m).

d= Tirante a la salida, (m).

v= Velocidad de salida, (m/s).

La profundidad límite del pozo de socavación se puede calcular con las ecuaciones de Veronese, 1983:

$$ds = 1.9 H_T^{0.225} q^{0.54} \quad (18)$$

Donde:

d_s = Profundidad máxima de socavación abajo del nivel de aguas del remanso, (m).

H_T = Caída desde el máximo nivel del chorro hasta el nivel de remanso, (m).

q = Gasto unitario, (m^3/s).

CAPÍTULO III CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA RÍO HUATATAS

3.1 La cuenca de interés

En este caso tenemos a cuatro subcuencas y una cuenca de interés que corresponden a las Subcuencas del Río Huatatas, cuyo origen proviene en la laguna Parinacocha, Huataycocha y Quellococha en la cordillera denominada Cerro Lucho Jahuana, Punilla Pampa y Tajracocha a una altitud de 4,400.00 m.s.n.m. y a la vez pertenece a la cuenca hidrográfica del Mantaro.

En el proyecto, se utilizará los cálculos obtenidos en la cuenca del Río Huatatas para el diseño hidráulico e hidrológico en el Río Huatatas, A partir de este punto los diseños se harán teniendo en cuenta la simulación de las máximas avenidas de las 4 subcuencas. Finalmente se obtendrá el caudal de máximas avenidas a aguas abajo del puente Huatatas, para tal fin se obtendrá todos los parámetros morfométricos de la cuenca del Río Huatatas que está comprendido entre las cotas desde la parte más alta en la cota de 4,300.00 m.s.n.m. hasta el punto de ubicación del estudio ubicado en la cota 2,650.00 m.s.n.m.

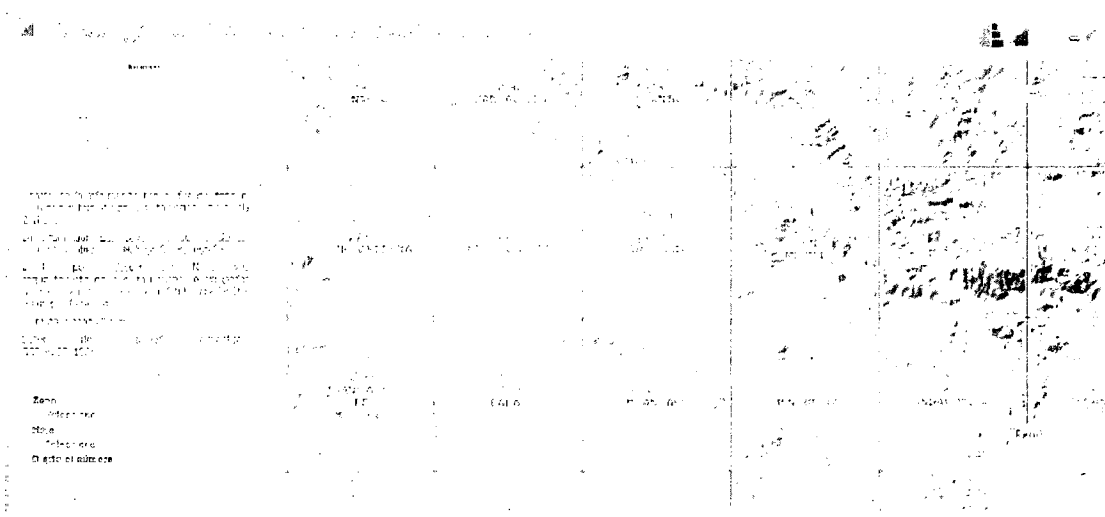


Figura (3.1) Descarga de Información.

Fuente: MINEDU – Ministerio de educación, 2015.

Para delimitar las cuencas se ha utilizado la cartografía base publicada en la Web del Ministerio de Educación, que consta de la información espacial o topográfica de todo el Perú, según formato de la carta nacional en escala 1:100000. La información por cada hoja consta de las siguientes coberturas: Hidrografía, Hipsografía. Estas hojas pueden descargarse por N° de Hoja según formato de la carta nacional, o agrupadas por departamento, provincia o distrito para facilitar un grupo de descargas y están en Formato: Shape (*.shp), Sistema de coordenadas geográficas: GCS_WGS_1984.

Luego utilizando el Software ArcGIS se procesaron varios conjuntos de datos que describen colectivamente los patrones de drenaje de una cuenca. Generación del TIN y Raster de la cuenca, sobre la cual se analizaron y calcularon la dirección de flujo, acumulación de flujo, definición de los cauces, segmentación de los cauces, cuencas de captación, cauces de drenaje, puntos de drenaje, delimitación global de cuencas hidrográficas y todos los parámetros de las cuencas.

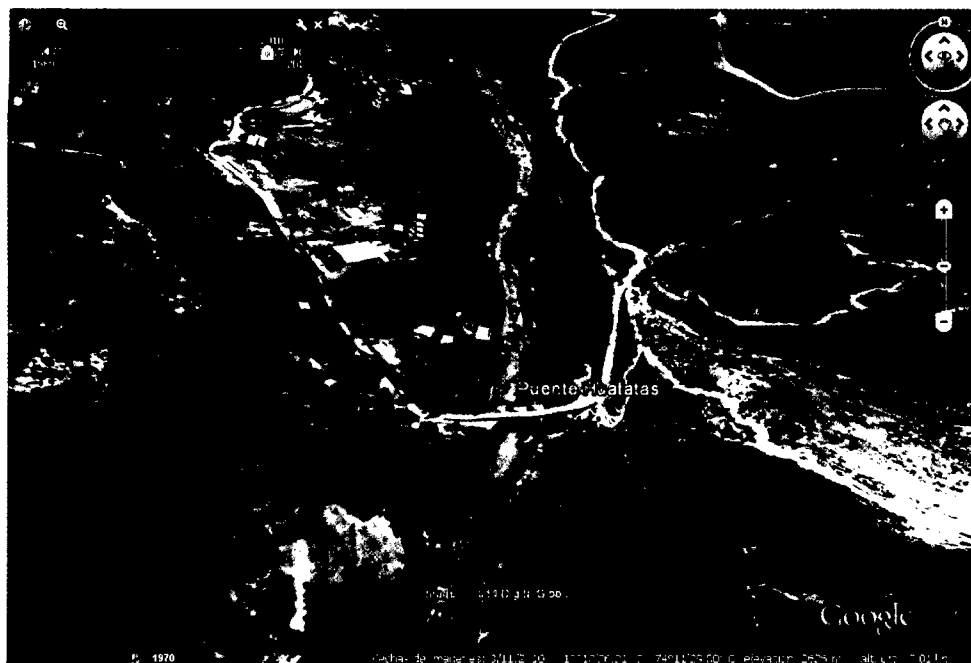


Figura (3.2) Delimitación global de cuencas hidrográficas.

Fuente: Google Earth, 2010.

3.1.1 Ubicación Geográfica de la cuenca

Para cada Subcuenca y Cuenca se describirá su ubicación geográfica en el punto de aforo o en el inicio de los tramos considerados.

CUENCA HUATATAS

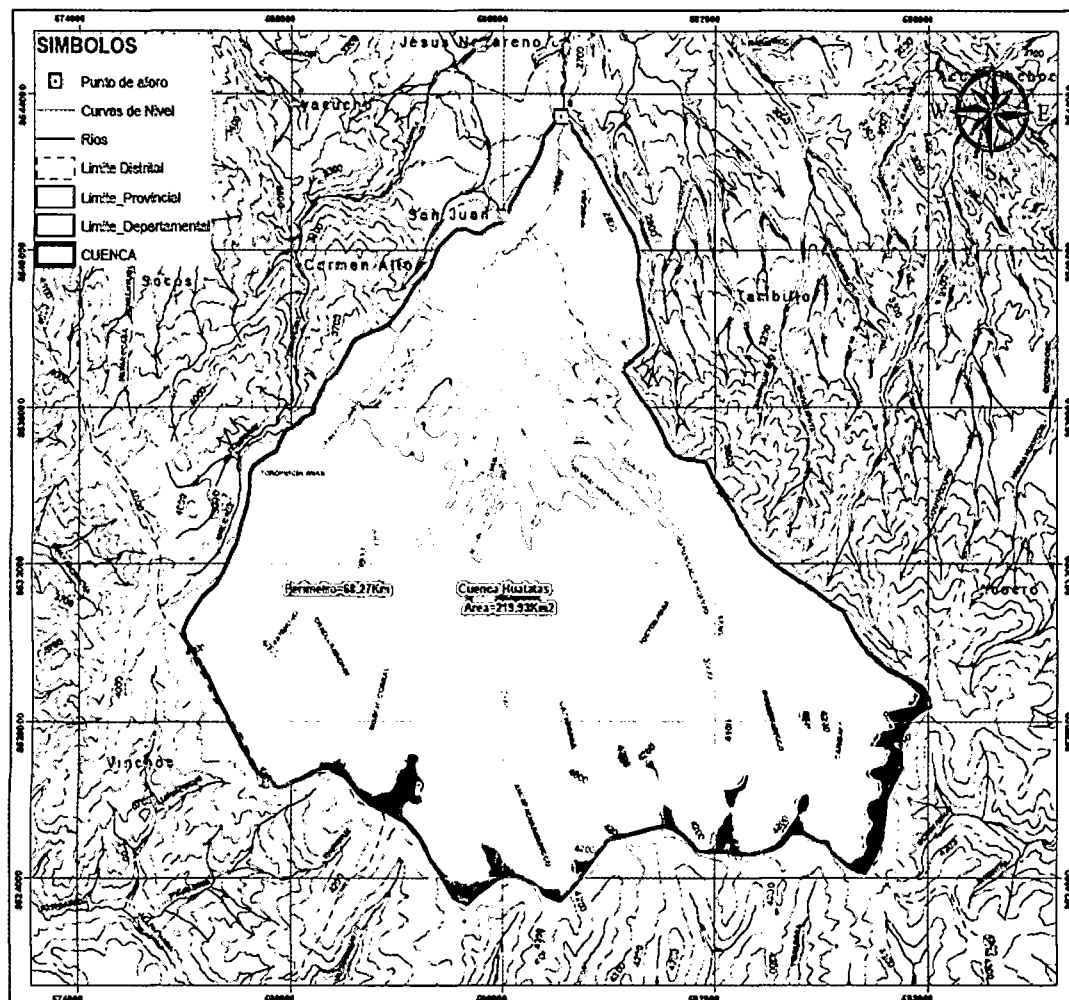


Figura (3.3) Delimitación de la Cuenca Huatatas con el programa ARGIS.

Fuente: Propia, 2015.

CUENCA HUATATAS			
Coordenadas Geográficas:		Coordenadas UTM (WGS84)	
Latitud Sur:	13° 9'4.83"S	Norte:	8532987.00 m S
Longitud Oeste:	74° 1'27.08"O	Este:	587694.00 m E
Zona:	18L	Variación Altitudinal:	2650-4300 m.s.n.m.

Cuadro (3.1): Datos de Cuencas - Fuente: Propia

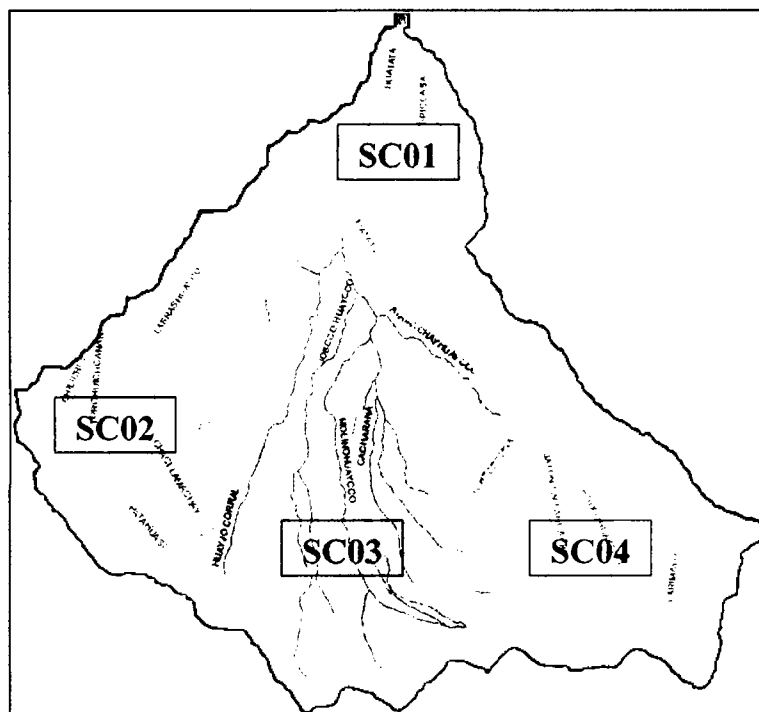


Figura (3.4) División de las Sub cuencas de Huatatas con el programa ARGIS.

Fuente: Propia, 2015.

SUBCUENCA HUATATAS 01			
Coordenadas Geográficas:		Coordenadas UTM (WGS84)	
Latitud Sur:	13° 9'4.83"S	Norte:	8545987.00 m S
Longitud Oeste:	74° 11'27.08"O	Este:	582694.00 m E
Zona:	18L	Variación Altitudinal:	2650-3750 m.s.n.m.
SUBCUENCA HUATATAS 02			
Coordenadas Geográficas:		Coordenadas UTM (WGS84)	
Latitud Sur:	13° 9'4.83"S	Norte:	8545987.00 m S
Longitud Oeste:	74° 11'27.08"O	Este:	587694.00 m E
Zona:	18L	Variación Altitudinal:	2800-4240 m.s.n.m.
SUBCUENCA HUATATAS 03			
Coordenadas Geográficas:		Coordenadas UTM (WGS84)	
Latitud Sur:	13° 9'4.83"S	Norte:	8545987.00 m S
Longitud Oeste:	74° 11'27.08"O	Este:	587694.00 m E
Zona:	18L	Variación Altitudinal:	2800-4300 m.s.n.m.

SUBCUENCA HUATATAS 04			
Coordenadas Geográficas:		Coordenadas UTM (WGS84)	
Latitud Sur:	13° 9'4.83"S	Norte:	8545987.00 m S
Longitud Oeste:	74° 11'27.08"O	Este:	587694.00 m E
Zona:	18L	Variación Altitudinal:	2850-4300 m.s.n.m.

Cuadro (3.2): Datos de Cuencas - Fuente: Propia

3.1.2 Morfología de la Cuenca

La morfología de una cuenca queda definida por su forma, relieve y drenaje, para lo cual se han establecido una serie de parámetros, que a través de ecuaciones matemáticas, sirven de referencia para la clasificación y comparación de cuencas. Para un mejor estudio de las cuencas se han establecido los siguientes parámetros:

- Parámetros de forma
- Parámetros de relieve
- Parámetros de red hidrográfica.

3.1.2.1 Parámetros de forma de la cuenca

a) Área de la Cuenca (A)

El área (A) se estima a través de la sumatoria de las áreas comprendidas entre las curvas de nivel y los límites de la cuenca. Esta suma será igual al área de la cuenca en proyección horizontal.

b) Coeficiente de Compacidad o de Gravelius (K_c)

Permite evaluar la uniformidad o irregularidad del contorno de la cuenca con respecto a un círculo, y se define como el cociente entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área.

$$K_c = \frac{0.28P}{\sqrt{A}} \geq 1$$

Dónde:

P = Perímetro de la cuenca (Km.),

A = Área de la cuenca (Km²)

De la expresión se desprende que K_c siempre es mayor o igual a 1, y se incrementa con la irregularidad de la forma de la cuenca.

c) Factor de Forma (P_f)

Definido como el cociente entre la superficie de la cuenca y el cuadrado de su longitud máxima, medida desde la salida hasta el límite de la cuenca, cerca de la cabecera del cauce principal, a lo largo de una línea recta.

$$P_f = \frac{A}{Lm^2}$$

Dónde:

A = Área de la cuenca (Km²),

Lm = Longitud de cauce principal de la cuenca (Km.)

Para un círculo, $P_f = 0.79$; para un cuadrado con la salida en el punto medio de uno de los lados, $P_f = 1$, y con la salida en una esquina, $P_f = 0.5$ (Mintegui et al, 1993).

d) Radio de Circularidad (R_c)

Relaciona el área de la cuenca y la del círculo que posee una circunferencia de longitud igual al perímetro de la cuenca. Su valor es 1 para una cuenca circular y 0.785, para una cuenca cuadrada.

$$R_c = \frac{4\pi A}{p^2}$$

Dónde:

P = Perímetro de la cuenca (Km.),

A = Área de la cuenca (Km²)

e) Rectángulo Equivalente (R_e)

Asimila la superficie y el perímetro de la cuenca a un rectángulo equivalente.

En el caso de dos cuencas con rectángulos equivalentes similares, se admite que poseen un comportamiento hidrológico análogo siempre que posean igual clima y que el tipo y la distribución de sus suelos, de su vegetación y de su red de drenaje sean comparables (Martínez et al, 1996).

$$L = \frac{Kc\sqrt{A}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right) \quad l = \frac{Kc\sqrt{A}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right)$$

f) Resumen del análisis

Parámetros de forma de las Subcuencas					
Descripción	und	Huatatas 01	Huatatas 02	Huatatas 03	Huatatas 04
Área	km ²	24.17	45.62	64.32	88.65
Perímetro de la cuenca	km	34.66	46.5	63.44	55.88
Longitud de cauce principal de la cuenca (lm)	km	9.89	16.55	16.2	22.19
Coefficiente de Compacidad o de Gravelius (Kc)		1.97	1.93	2.21	1.66
Factor de Forma (Ff)		0.25	0.17	0.25	0.18
Radio de Circularidad (Rc)		0.25	0.27	0.20	0.36
Rectángulo Equivalente Rc)	km	15.80	21.09	29.54	24.29
	km	1.53	2.16	2.18	3.65

Cuadro (3.3): Datos de Cuencas - Fuente: Propia

Parámetros de forma de la Cuenca		
Descripción	und	Huatatas
Área	km ²	222.76
Perímetro de la cuenca	km	68.27
Longitud de cauce principal de la cuenca (lm)	km	16.2
Coefficiente de Compacidad o de Gravelius (Kc)		1.28
Factor de Forma (Pf)		0.85
Radio de Circularidad (Rc)		0.60
Rectángulo Equivalente Rc)	km	25.35
	km	8.79

Cuadro (3.4): Parámetros de forma - Fuente: Propia

3.1.2.2 Parámetros de relieve de la cuenca

El relieve posee una incidencia más fuerte sobre la escorrentía que la forma, dado que a una mayor pendiente corresponderá un menor tiempo de concentración de las aguas en la red de drenaje y afluentes al curso principal.

Es así como a una mayor pendiente corresponderá una menor duración de concentración de las aguas de escorrentía en la red de drenaje y afluentes al curso principal.

a) Curva Hipsométrica

Es utilizada para representar gráficamente cotas de terreno en función de las superficies que encierran.

Para su trazado se debe tener en cuenta que sobre la sección de control (altitud mínima de la cuenca), se tiene el cien por ciento de su superficie.

Si se ubica en el punto más alto de la cuenca y se calcula a partir de cada curva de nivel, las áreas acumuladas por encima de ellas, se puede construir la curva hipsométrica. En general, tanto las alturas como las superficies son definidas en términos porcentuales.

b) Polígono de Frecuencias

Se denomina así a la representación gráfica de la relación existente entre altitud y la relación porcentual del área a esa altitud con respecto al área total.

En el polígono de frecuencias existen valores representativos como: la altitud más frecuente, que es el polígono de mayor porcentaje o frecuencia.

c) *Altitud Media de la Cuenca*

Corresponde a la ordenada media de la curva hipsométrica, y su cálculo obedece a un promedio ponderado: elevación – área de la cuenca.

d) *Altitud de Frecuencia Media*

Corresponden a las abscisas medias de las curvas hipsométricas de la cuenca y subcuencas de los ríos.

e) *Altitud más Frecuente*

Son los límites de altitud donde se tiene el mayor porcentaje de área de la cuenca en estudio y estos pueden variar dentro del rango de las cotas máximas y mínimas de cada cuenca.

f) *Pendiente Media de la Cuenca*

Este parámetro de relieve es importante debido a su relación con el comportamiento hidráulico de drenaje de la cuenca.

3.1.2.3 Parámetros de la red hidrográfica

La red hidrográfica corresponde al drenaje natural, permanente o temporal, por el que fluyen las aguas de los escurrimientos superficiales, hipodérmicos y subterráneos de la cuenca. La red de drenaje es, probablemente, uno de los factores más importantes a la hora de definir un territorio.

De ella se puede obtener información en lo que concierne a la roca madre y a los materiales del suelo, a la morfología y a la cantidad de agua que circula, entre otros.

Diversos autores coinciden en afirmar que mientras mayor sea el grado de bifurcación del sistema de drenaje de una cuenca, es

decir, entre más corrientes tributarias presente, más rápida será la respuesta de la cuenca frente a una tormenta, evacuando el agua en menos tiempo.

En efecto, al presentar una densa red de drenaje, una gota de lluvia deberá recorrer una longitud de ladera pequeña, realizando la mayor parte del recorrido a lo largo de los cauces, donde la velocidad del escurrimiento es mayor.

a) Número de Orden de los Ríos

La clasificación (orden) de la cuenca hidrográfica es función del número de orden o medida de la ramificación del cauce principal.

b) Pendiente Media del Río Principal

El valor de la pendiente longitudinal se ha efectuado con el método de áreas compensadas para el cauce principal de cada subcuenca.

c) Tiempo de Concentración (T_c)

Definido como el tiempo necesario para que una gota de lluvia caída se movilice desde el punto más alejado de la cuenca hasta su lugar de salida.

Para el cálculo del tiempo de concentración se ha utilizado la fórmula californiana, cuya ecuación es la siguiente:

$$T_c = \frac{(0.87L^3)^{0.385}}{H}$$

d) Resumen

Cuadro (3.5): Cuadro Resumen de la Cuenca Huatatas - Fuente: Propia

CUENCA HUATATAS					
AREA(m2)=	222760000.000	ALTITUD =	2,326.00		
PERIMETRO(m)=	68270				
CÁLCULO DE PENDIENTE DE CAUCE - ECUACIÓN DE TAYLOR Y SCHWARZ:					
	Longitud (L) m.	Cota	Desnivel	S	$\frac{1}{R}$
0	0.00	4,300.00	-	-	-
1	3,240.00	4,295.14	4.8580824	0.00	25.8250
2	3,240.00	4,290.28	4.8580824	0.00	25.8250
3	3,240.00	4,285.43	4.8580824	0.00	25.8250
4	3,240.00	4,280.57	9.7161647	0.00	18.2610
5	3,240.00	2,326.00	1959.4258	0.60	1.2859
Σ =	16,200.00				97.0219
Número de datos:		5			
Donde la pendiente media del cauce es:			S =	0.0027	m/m
			S =	2.6558	m/km
CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN "TC"- SEGÚN KIRPICH:					
LONGITUD	DESNIVEL	Tc (min.)	Tc (horas)		
16,200.00	1,974.00	76.44	1.27		
CÁLCULO DEL TIEMPO DE RETRASO T lag					
CUENCA: 01					
Tc (min.)	T lag (min)	Δt (min)	Δt (min) asum.	Tp (min.)	
76.44	45.86	13.30	120.00	105.86	

Cuadro (3.6): Cuadro Resumen de las Sub Cuencas Huatatas - Fuente: Propia

SUBCUENCA HUATATAS OI					
AREA(m2)=	24170000.0	ALTITUD =	2,650.00		
PERIMETRO(m)=	34660				
CÁLCULO DE PENDIENTE DE CAUCE - ECUACIÓN DE TAYLOR Y SCHWARZ:					
	Longitud (L) m.	Cota	Desnivel	S	$\frac{1}{R}$
0	0.00	3,750.00	-	-	-
1	1,978.00	3,745.14	4.8580824	0.00	20.1781
2	1,978.00	3,740.28	4.8580824	0.00	20.1781
3	1,978.00	3,735.43	4.8580824	0.00	20.1781
4	1,978.00	3,730.57	9.7161647	0.00	14.2681
5	1,978.00	2,650.00	1085.4258	0.55	1.3499
Σ =	9,890.00				76.1524
Número de datos:	5				
Donde la pendiente media del cauce es:			S =	0.0043	m/m
			S =	4.3110	m/km
CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN "TC"- SEGÚN KIRPICH:					
LONGITUD	DESNIVEL	Tc (min.)	Tc (horas)		
9,890.00	1,100.00	54.14	0.90		
CÁLCULO DEL TIEMPO DE RETRASO T lag					
CUENCA: OI					
Tc (min.)	T lag (min)	Δt (min)	Δt (min) asum.	Tp (min.)	
54.14	32.49	9.42	120.00	92.49	

SUBCUENCA HUATATAS 02

AREA(m2)=	45620000.000
PERIMETRO(m)=	46500

ALTITUD =	3,150.00
-----------	----------

CÁLCULO DE PENDIENTE DE CAUCE - ECUACIÓN DE TAYLOR Y SCHWARZ:

	Longitud (L) m.	Cota	Desnivel	S	$\frac{1}{R}$
0	0.00	4,300.00	-	-	-
1	3,310.00	4,295.14	4.8580824	0.00	26.1025
2	3,310.00	4,290.28	4.8580824	0.00	26.1025
3	3,310.00	4,285.43	4.8580824	0.00	26.1025
4	3,310.00	4,280.57	9.7161647	0.00	18.4572
5	3,310.00	3,150.00	1135.4258	0.34	1.7074
Σ =	16,550.00				98.4720

Número de datos: 5

Donde la pendiente media del cauce es:

S =	0.0026	m/m
S =	2.5782	m/km

CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN "TC"- SEGÚN KIRPICH:

LONGITUD	DESNIVEL	Tc (min.)	Tc (horas)
16,550.00	1,150.00	96.47	1.61

CÁLCULO DEL TIEMPO DE RETRASO T lag

CUENCA: 02

Tc (min.)	T lag (min)	Δt (min)	Δt (min) asum.	Tp (min.)
96.47	57.88	16.79	120.00	117.88

SUBCUENCA HUATATAS 03

AREA(m2)=	64320000.000
PERIMETRO(m)=	63440

ALTITUD =	3,100.00
-----------	----------

CÁLCULO DE PENDIENTE DE CAUCE - ECUACIÓN DE TAYLOR Y SCHWARZ:

	Longitud (L) m.	Cota	Desnivel	S	1/S
0	0.00	4,300.00	-	-	-
1	3,240.00	4,295.14	4.8580824	0.00	25.8250
2	3,240.00	4,290.28	4.8580824	0.00	25.8250
3	3,240.00	4,285.43	4.8580824	0.00	25.8250
4	3,240.00	4,280.57	9.7161647	0.00	18.2610
5	3,240.00	3,100.00	1185.4258	0.37	1.6532
Σ=	16,200.00				97.3892

Número de datos: 5

Donde la pendiente media del cauce es:

S =	0.0026	m/m
S =	2.6358	m/km

CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN "Tc"- SEGÚN KIRPICH:

LONGITUD	DESNIVEL	Tc (min.)	Tc (horas)
16,200.00	1,200.00	92.58	1.54

CÁLCULO DEL TIEMPO DE RETRASO T lag

CUENCA: 03

Tc (min.)	T lag (min)	Δt (min)	Δt (min) asum.	Tp (min.)
92.58	55.55	16.11	120.00	115.55

SUBCUENCA HUATATAS 04

AREA(m2)=	88650000.000
PERIMETRO(m)=	55880

ALTITUD =	3,200.00
-----------	----------

CÁLCULO DE PENDIENTE DE CAUCE - ECUACIÓN DE TAYLOR Y SCHWARZ:

	Longitud (L) m.	Cota	Desnivel	S	1/r
0	0.00	4,300.00	-	-	-
1	4,438.00	4,295.14	4.8580824	0.00	30.2246
2	4,438.00	4,290.28	4.8580824	0.00	30.2246
3	4,438.00	4,285.43	4.8580824	0.00	30.2246
4	4,438.00	4,280.57	9.7161647	0.00	21.3721
5	4,438.00	3,200.00	1085.4258	0.24	2.0221
Σ=	22,190.00				114.0680

Número de datos: 5

Donde la pendiente media del cauce es:

S =	0.0019	m/m
S =	1.9214	m/km

CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN "Tc" - SEGÚN KIRPICH:

LONGITUD	DESNIVEL	Tc (min.)	Tc (horas)
22,190.00	1,100.00	137.69	2.29

CÁLCULO DEL TIEMPO DE RETRASO T lag

CUENCA: 04

Tc (min.)	T lag (min)	Δt (min)	Δt (min) asum.	Tp (min.)
137.69	82.62	23.96	120.00	142.62

CAPÍTULO IV

ESTUDIO HIDROLÓGICO DEL RÍO HUATATAS

4.1 Generalidades

El aspecto de mayor importancia en el presente Estudio Hidrológico ha sido la utilización de información hidrometeorológica de cuencas aledañas a la de interés, para que utilizando técnicas hidrológicas comúnmente aceptadas se estime la información hidrometeorológica en el área del Proyecto.

4.2 Antecedentes

El presente estudio se plantea sobre el cauce del río Huatatas, tiene como antecedentes a las gestiones, perfil técnico y parte de las obras ejecutadas.

La manera de realizar una correcta aplicación de tratamientos y técnicas de socavación de sub estructuras de puentes, es en primer lugar poseer un conocimiento de los factores causantes de la socavación, a partir de la comprensión de dicho proceso y su análisis en cada situación en particular de cada unidad hidrográfica, se podrá afrontar correctamente un plan de control de socavación, así como fijar en forma adecuada la atención en los datos de terreno y bibliográficos necesarios para la elaboración de dicho plan.

Como antecedentes de investigaciones que sirvieron para la realización del presente estudio, tenemos:

- Estudio a nivel de perfil del proyecto "Construcción del Puente Vehicular Santa Rosa de Huatatas, San Juan Bautista, Huamanga, Ayacucho" elaborado por la Municipalidad Distrital de San Juan Bautista y el Fondo Perú Alemán.

- Estudio a nivel de perfil del Proyecto "Instalación de la Defensa Ribereña y encauzamiento del río Huatatas al Lado Sur del Puente Huatatas en el Distrito de Andrés Avelino Cáceres Dorregaray, Provincia de Huamanga, Ayacucho" elaborado por la Municipalidad Provincial de Huamanga el año 2,014.

- Estudio a nivel de perfil del proyecto "Instalación de defensa ribereña en los ríos Huatatas y Póngora Margen Izquierdo, en las Localidades de Yanamilla, Santo Domingo, San Miguel de Ayacucho, Yacucuica, Pucarumi, y Póngora, Distrito de Jesús de Nazarenas y Ayacucho, Provincia de Huamanga- Ayacucho" elaborado por la Municipalidad Provincial de huamanga el año 2,013.

4.3 Metodología

La presente investigación, enfoca un análisis exhaustivo de las características hidráulicas, hidrológicas e hidráulica fluvial, a partir de las cuales, se podrá encontrar los parámetros fundamentales para el análisis de efectos de socavación de los pilares del puente Huatatas.

Los estudios se iniciaron con la visita de campo realizada por la tesista, en la cual se recopiló información de los pobladores de la zona cercana al área de estudio, tales como trazas de máximas avenidas, aspectos fluviomorfológicos del río Huatatas.

Posteriormente se realizaron los trabajos correspondientes al levantamiento topográfico, tomando en cuenta los siguientes aspectos: detalle en la zona de levantamiento de secciones transversales, y la sección longitudinal del lecho del río.

Con respecto al análisis hidráulico es fundamental, incluir en las secciones transversales los diferentes coeficientes de rugosidad de Manning que se

presentan (tramo en pasto, piedra, roca, etc.). Asimismo, se encontró los máximos niveles alcanzados por la avenida de diseño para los lugares donde se proponen las intervenciones como es Huatatas, que sirvió para determinar los efectos sobre dicho puente.

Con respecto al análisis de Hidráulica Fluvial se consideran aspectos importantes como granulometría del lecho, mediante el cual se encuentra los diámetros característicos como el d40, d50, d90, etc., a partir de los mismos podremos determinar la socavación total de los pilares del puente y así determinar las medidas de control adecuado de la socavación en los pilares del puente Huatatas.

4.4 Estudio Climatológico

4.4.1 Climatología

La climatología regional del área en donde se ubica la zona de estudio es la siguiente:

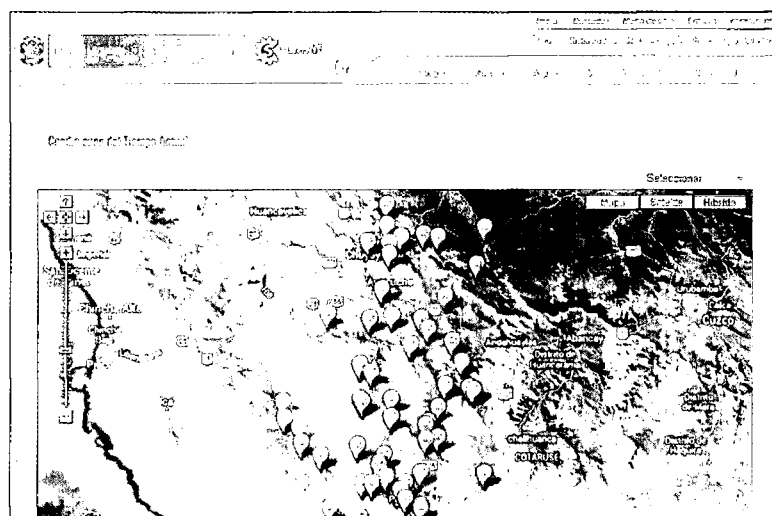
- CW: Clima Templado Moderado Lluvioso: Esta zona climática se encuentra en las partes bajas a medias del área del Proyecto. Se caracteriza por tener un invierno seco, templado en el día y frígido en la noche; con una temperatura promedio que varía entre los 12°C a 22°C. Las lluvias del mes más lluvioso superan en 10 veces a la cantidad caída durante el mes más seco.
- Dwb: Clima Frío: Se presenta en las partes medias a altas del área del Proyecto. Este clima se caracteriza por ser seco en invierno; con una temperatura media superior a 10°C por lo menos durante 4 meses. Este tipo de clima depende casi exclusivamente de la altitud del terreno, por lo que sus límites generalmente corresponden a curvas topográficas.

- Eth: Clima Tundra Seca de alta Montaña: Este clima se encuentra en las partes altas del área del Proyecto. Se caracteriza por ser un clima frío, donde la temperatura media del mes más cálido es superior a 0°C.

Además por su ubicación geográfica la zona del proyecto está ubicada climatológicamente según la altura en la zona quechua de acuerdo a la clasificación hecha por el estudioso Javier Pulgar Vidal. Esta zona se caracteriza por tener quebradas amplias con fondos planos. El clima es templado y seco, con una temperatura promedio de 17.5 °C y una humedad relativa promedio de 56 %. La presencia de los Andes ha configurado una topografía heterogénea y diversidad pisos ecológicos que le imprimen un maravilloso paisaje variado, como picos, nevados, planicies, quebrados, valles interandinos que hacen favorable para un alto potencial de escorrentía.

4.4.2 Pluviometría

Las precipitaciones máximas en 24 horas que han sido utilizados para el presente proyecto se obtuvieron de los registros históricos del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú – SENAMHI.



(Figura 4.1): Fuente, Estaciones meteorológicas de la región Ayacucho según el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú – SENAMHI

En el área de interés y aledañas se han clasificado 08 estaciones pluviométricas, teniendo en consideración la similitud hidrológica dentro de la región Ayacucho se clasificó para el presente estudio las estaciones pluviométricas de Huamanga, Allpachaca, Quinua, Wayllapampa, San Miguel, Paras, San Pedro de Cachi, Chuschi. La extensión de los registros va desde el año 1963 al año 2014 y se observan algunas inconsistencias en algunos de estas estaciones.

Cuadro 4.1: Datos de Precipitaciones - Fuente: SENAMHI

REGISTRO DE PRECIPITACIONES DIARIAS (mm)

: JESUS
 : NAZARENO
 : HUAMANGA
 : AYACUCHO

ESTACION : HUAMANGA DISTRITO : NAZARENO ALTITUD : 2761 msnm
 CODIGO : 000661 PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°09'01"
 DEPART. : AYACUCHO LONGITUD : 74°13'01"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX.
1970	S/D	S/D	S/D	19.8	6.5	1	9.2	0	15	5.5	13.6	29	29
1971	28	46.6	19.2	13.5	0.6	5.3	0.7	9.8	9.2	8	16	16	46.6
1972	20.2	7.6	13	12.2	S/D	0	15	5	10.3	10	7.5	11.2	20.2
1973	20.3	16.5	32	26	0	2.2	3.8	13	9.8	9.5	21	25	32
1974	15.5	26	21	6.2	1	9.7	0	10	7	7	2.6	4	26
1975	23	15.5	15.2	7	6	2	0.8	2	7.2	13	15	12	23
1976	24	24	30.5	18.5	8	8	2.3	1	9.5	8.5	4	8	30.5
1977	11.5	20	7.2	9.8	6	0	4.5	2.5	4.2	1.5	26	7.5	26
1978	10	0	0	0	0	0	0	0	S/D	S/D	S/D	S/D	10
1979	S/D	S/D	16	S/D	3	0	7.8	11.2	5.7	8	6.5	6.5	16
1980	S/D	S/D	44.4	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	44.4
1981	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	3.4	S/D	15.8	13	15.2	19.5	S/D	19.5
1982	S/D	44.5	12.6	11	1.3	11.6	0	8	7	14.5	26	10.4	44.5
1983	16.4	10.2	18.7	9.9	1.4	4.4	5.2	6.4	14.2	24.4	6.4	11.7	24.4
1984	48	16.8	S/D	S/D	S/D	11.4	2.4	2.5	1.4	8.9	20.2	16.4	48
1985	18	8.5	8.8	10.5	0	1.5	1.6	0	6.9	3.2	7.8	25.8	25.8
1986	11.5	14.6	30	16.5	4.5	0	2.5	6	6	7.2	15.7	13.5	30
1987	24.2	6.4	11.1	6.7	8.2	7.6	8.7	3	6	14.1	8.4	9.8	24.2
1988	19.3	22.4	15.3	23	4	2.5	0	0	11	5	17	17.7	23
1989	16.1	15.3	18	1.6	11	1	0	1.5	26	11	9.6	19.5	26
1990	23	0.7	1.5	8	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	20	30	30
MEDIA	20.56	17.39	17.47	11.78	3.84	3.77	3.58	5.14	9.41	9.69	13.83	15.22	20.5625

REGISTRO DE PRECIPITACIONES DIARIAS (mm)

: CHIARA
 : HUAMANGA
 : AYACUCHO

ESTACION : ALLPACHACA DISTRITO : CHIARA ALTITUD : 3600 msnm
 CODIGO : 000662 PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°23'01"
 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°16'01"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX.
1966	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	18	25	17.2	15	25
1967	16.3	S/D	49	13.2	8	0	11	6	0.5	9	7	7	49
1968	9.5	7.5	26	4	8	20.4	5.4	22	10.7	11.8	S/D	S/D	26
1969	16.8	10.5	S/D	S/D	S/D	1.8	4.5	13	S/D	S/D	S/D	S/D	16.8
1970	S/D	21.8	21.7	10.5	12.9	S/D	S/D	S/D	S/D	18	13.6	37.6	37.6
1971	27.9	21.4	S/D	5.1	2.8	S/D	0	3.4	4	5.9	13.1	17.6	27.9
1972	35.4	20.7	26.4	11.2	6.8	0.5	4.6	0	11.3	17.5	17.2	16.6	35.4
1973	19.5	40.5	48.3	20.2	S/D	0	0	7.7	19.2	S/D	S/D	29	48.3
1974	40.1	36.2	26.4	11	0	0	0	10.1	13.5	S/D	10	13	40.1
1975	14	20	16	10	19	0	0	0	7.3	9.5	10.2	15	20
1976	20.4	21	26.4	S/D	24	8	S/D	6	24.2	S/D	9	25.6	26.4

1977	12.8	27.4	17.7	S/D	S/D	S/D	5.2	0	4.9	10.8	20.6	14.3	27.4
1978	33.8	9.2	12	S/D	11.6	S/D	S/D	S/D	11.4	18.3	S/D	S/D	33.8
1979	11.1	S/D	51	S/D	8	S/D	S/D	S/D	S/D	19	6.3	S/D	51
1980	14.6	6.2	S/D	0.5	18.6	0	1.9	0	12.2	26	15	15	26
1981	41.5	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0	30	10.5	14	S/D	30.3	41.5
1982	16.5	19.6	14.2	29.4	0	0	0	5	14.8	S/D	S/D	S/D	29.4
MEDIA	22.01	20.15	27.93	11.51	9.98	3.07	2.72	7.94	11.61	15.40	12.65	19.67	27.925

REGISTRO DE PRECIPITACIONES DIARIAS (mm)

ESTACION : LA QUINUA DISTRITO : QUINUA ALTITUD : 3316 msnm
CODIGO : 000663 PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°02'02"
DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°08'07"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	7.1	8.5	17	17
1965	16	11	25	6	0	0	0	0	12	16.4	19	20	25
1966	15	26.6	31	4	18	0	6.5	4	5	34	14	26	34
1967	16	40	31.2	36.6	36	0	12.4	15.4	12.4	22	19.4	25.1	40
1968	17.6	19.8	27.9	15.5	5.3	15.8	9.8	5.1	9.2	18.3	16.6	19.8	27.9
1969	13.8	13.4	17.4	6.5	10.8	6.2	13.7	8.7	10.6	20.2	15.6	17	20.2
1970	33.1	24.8	23.8	25	19	8.7	6.5	0	13.5	10.4	15.2	19.2	33.1
1971	29.7	21	18	29	0	0	8.6	8.4	0	17.9	4.2	55.8	55.8
1972	25.7	10.4	26.6	14	0	0	22.1	0	3.2	14	14.5	15.6	26.6
1973	41	29.9	32.1	25.4	13.6	S/D	12.5	23	28.7	S/D	10.6	34	41
1974	24.8	41.2	34.2	7.5	13.5	16.8	0	12.5	13.4	16.5	13.2	16.8	41.2
1975	25.9	14.6	12.9	4.2	15.9	0	1.2	3.8	8.8	10.6	12.3	18.7	25.9
1976	21.7	31.1	21.7	12.6	9.6	9.6	4.4	3.7	20.7	8.2	3.3	9.7	31.1
1977	9.9	36.9	17.5	12.4	4.9	0	6.4	9.3	13.1	24.1	20.6	18.5	36.9
1978	40.9	28.5	12.9	13.2	6	8.9	4.1	1.4	10.6	13.1	25.9	18.5	40.9
1979	14.4	32.1	17.3	13.2	6.4	0	4.9	11	6.1	8	8.3	13.3	32.1
1980	14.5	19.9	18.8	6.4	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	19.9
1981	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.6	11.8	17.4	36.7	22.1	16	36.7
1982	23.5	38	19.1	32.5	4	1.8	0	10.6	11	15.2	26.7	8.5	38
1983	28.7	10.6	14.6	19.5	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	28.7
1988	19.6	31.5	22	16.5	9	0	0	0	8.3	3.9	14.6	19.3	31.5
1989	29.9	11.7	19.9	8.4	11.6	6.8	2.7	7.2	17.6	9	10.8	25.3	29.9
1990	26.2	12.6	10.6	23.6	4.6	20.4	1.4	16.3	10	14.3	18.7	13.8	26.2
1991	21.9	8	11.9	4.5	4.3	20.4	3.5	0	20.2	11	9.1	12.7	21.9
1992	14.9	12	15.8	13.7	0	6.6	8.2	14.6	4.9	15.5	15.1	16.2	16.2
1993	17	37.3	14.7	10.5	6.8	7.2	9.2	9.1	17.6	19.5	10.7	18.2	37.3
1994	13.5	16.7	20	27.2	2.9	5.8	0	12.6	8.9	9.3	12.5	36.7	36.7
1995	35.2	14	27.9	5.8	18.8	1.3	1.2	1	6.5	18.6	28.6	21.8	35.2
1996	27.4	15.9	29.7	17	1.6	0	0.5	8.7	8.2	9	12.6	16.1	29.7
1997	29.2	24.5	37.8	12.7	3.9	0	4	10	16.1	4	12.3	26.1	37.8
1998	22.3	38.3	43.6	5.5	6.2	2.7	0	2.5	4.5	41.3	15.5	9.6	43.6
1999	22.6	24	23.7	6.2	0.5	3.5	6.4	0	28.4	11.2	24.2	22.4	28.4
2000	26.7	26.5	23.5	7.4	17	7	13.4	2.5	5.5	8.3	3.6	18.7	26.7
2001	19.5	21.2	28.5	12	16	1.8	18	6.7	21.3	28.7	19.9	18.5	28.7
2002	18.3	20.8	22	7.3	13.4	1.4	21.9	8.8	20.1	17.6	14.7	27	27
2003	7	32.4	25.8	31.5	9.5	2.6	0.3	14.3	10.8	1	10.8	27.4	32.4
2004	10.8	23	17.9	3.6	5.9	5.2	11.7	8.7	14.3	9	12.8	20.3	23
2005	9.7	28.2	32.7	21.7	10.7	0.6	6.4	0.6	9	12.1	21.8	31	32.7
2006	20.7	17.9	21.1	14.5	1.2	2.4	0	5.3	3.1	20.5	14	12.8	21.1
2007	17.8	23.4	33.2	28.2	5.5	0	7.7	1.3	13	16.2	14.5	21	33.2
2008	23	24.6	16.8	11	16.4	6.4	4.8	0.7	20	17.8	18.1	20	24.6
2009	27.6	46.8	7.8	14.9	9	0.4	2	4.4	9.2	8.4	21.4	14.2	46.8
2010	18.1	25.3	18.7	8.1	3.9	0	6.6	7.4	7.5	21.8	10	28.5	28.5
2011	19.3	18.6	32.1	23	9.9	4.2	3.1	2.1	23.6	13.4	16.6	14	32.1
2012	21.2	28.7	22	8.7	8.9	9.6	17.1	10.6	18.7	18.5	15.5	3.1	28.7
2013	23	20	17	7.1	11.4	4.4	3.7	25.2	14.3	37.9	33.9	24.3	37.9
2014	S/D	S/D	S/D	9.8	5.1	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	9.8
MEDIA	21.70	23.95	22.70	14.31	8.77	4.60	6.22	7.19	12.50	16.06	15.51	20.19	23.95

REGISTRO DE PRECIPITACIONES DIARIAS (mm)

ESTACION : WAYLLAPAMPA DISTRITO : PACAYCASA ALTITUD : 2470 msnm
 CODIGO : 000664 PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°04'36"
 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°13'01"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX.
2003	10.4	50.8	22.6	31.4	3.7	1.9	0	6.2	5.4	0	S/D	17.9	50.8
2004	40.8	14.8	9.4	3.5	3.9	3.2	8.4	5.7	6.4	13.5	7.8	17.3	40.8
2005	21.8	19	9.1	4.2	17.6	0	3.1	4.9	2.3	16	11.4	11.4	21.8
2006	32.3	15.8	16.8	7.6	7.4	2.3	2.3	6.5	12.8	18.5	13.7	16	32.3
2007	13.9	18.5	19.6	14.4	14.5	9.6	3.2	4.4	3.9	17.9	S/D	13.1	19.6
2008	15	23.6	13	6	13.3	2.7	0.3	3.6	7.3	5.6	10.2	17	23.6
2009	27.3	25.7	10.7	11.9	9.3	0.4	2.2	4.9	3.2	18.7	14.5	29.7	29.7
2010	18.7	17.1	12.7	7.3	3.3	0	2.1	7.8	5.9	7.4	5.7	18	18.7
2011	22.4	32.3	26.8	14.4	8.8	0.1	4.7	0.5	13.3	11.4	26	17	32.3
2012	15.1	19.7	15.6	20.3	27.6	7.2	9.5	1.3	16.8	13.2	19.3	24.8	27.6
2013	18.9	S/D	30.4	8.1	3.7	1.2	3.1	24.3	19.4	37.7	18.9	14.8	37.7
2014	20.8	S/D	28.2	8.5	5.4	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	28.2
MEDIA	21.45	23.73	17.91	11.47	9.88	2.60	3.54	6.37	8.79	14.54	14.17	17.91	23.73

REGISTRO DE PRECIPITACIONES DIARIAS (mm)

ESTACION : SAN MIGUEL DISTRITO : SAN MIGUEL ALTITUD : 2720 msnm
 CODIGO : 000666 PROVINCIA : LA MAR LATITUD : 13°01'01"
 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°59'01"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX.
1964	10.1	19.5	17	9.5	14	0.6	0	0.5	9.5	9.5	18.2	10	19.5
1965	14.2	17.4	9.9	3.8	4.1	0	5	2.7	12.7	24	12	16.5	24
1966	20	38	15.7	3.5	23.8	0	4	0	1.3	34.7	14.7	11	38
1967	20.8	20.5	21.3	21	S/D	6	4	3	4.8	8.6	6	10.5	21.3
1968	20.3	15.5	14.5	5.9	2.2	1	13.3	7	3.8	12	18.5	29	29
1969	10	13.6	18	9.6	S/D	0.5	4.8	2	4.9	11.7	12	8.2	18
1970	33.8	13.2	16	15	0	6.5	0	0	11.8	9	16.4	15.6	33.8
1971	23.6	14.2	14.3	0	2	7.2	0	0	2	8	12.4	28.6	28.6
1972	19	14.2	16.4	0	6.2	2.8	11.6	5.2	6.8	9.4	12.7	11	19
1973	27	19.4	7.6	10.8	3	0	3.4	11.6	4.6	7	11.4	24	27
1974	17.6	16	31.7	4.2	0	0	0	6	0	0	10	9.5	31.7
1975	26.5	14.5	17.5	6	5.8	1	0.5	2.8	7.5	8.5	18.1	23.5	26.5
1976	13.5	25.2	22.5	8.6	5.6	11	0	1	7	2.5	4.5	4	25.2
1977	6	8.5	9	S/D	5	1.5	2	1.5	6.5	10	15	9.6	15
1978	9.2	9.8	8.2	5.8	3.4	6.8	4.8	4.8	5	20.8	9.1	5.8	20.8
1979	8.2	5.4	8.4	1.8	0	0	0	16	2.5	2.9	20	2.8	20
1980	S/D	3	S/D	6.5	0	9.8	3.8	2.5	5.4	6.4	3.7	0	9.8
1981	25.6	26.6	6.5	0	0	0	0	6.9	9.1	0	S/D	S/D	26.6
MEDIA	17.96	16.36	14.97	6.59	4.69	3.04	3.18	4.08	5.84	10.28	12.63	12.92	17.96

REGISTRO DE PRECIPITACIONES DIARIAS (mm)

ESTACION : PARAS DISTRITO : PARAS ALTITUD : 3330 msnm
 CODIGO : 156203 PROVINCIA : CANGALLO LATITUD : 3°33'01"
 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°38'01"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX.
1964	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0	S/D	0	S/D	S/D	S/D	0
1965	S/D	S/D	23.5	7.2	2.1	2.6	3.7	4.5	7.2	8.7	4.5	23.8	23.8
1966	27.6	14.4	S/D	S/D	S/D	4.5	8.5	7.4	10.6	S/D	20.4	6.7	27.6
1967	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	6.5	14.7	16.5	24	5.6	15.3	24
1968	12.4	32.3	32.9	7.2	0.5	3.2	0.2	4.3	9.5	5.6	9.4	23	32.9
1969	22.8	22.7	9.4	4.1	5.2	0.5	0.8	3.5	10.2	11.5	18	16	22.8
1970	35.7	30.6	19.9	21.9	10.2	1	2.5	0	34.8	10	19.6	20.5	35.7
1971	19.9	19.2	21.1	8.9	3	0.2	0	0	0	8.5	5.3	16.1	21.1
1972	19	30.8	25.1	15.6	5.8	0.2	0	0	10.3	19.3	14.6	14.7	30.8
1973	16.7	18.2	14.7	13.7	8.2	8.7	3.4	6.4	12.9	16.1	16.9	20.9	20.9
1974	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	14.9	12.5	11.9	9	14.9
1975	17.5	109.9	21	6.3	13.5	4.4	1.2	7.2	19.6	8.5	15.8	20.1	109.9
1976	20.7	35.1	18.7	5.9	0	0	3.6	14	12.3	1.2	0	10.5	35.1
1977	11	25	14.5	23.4	6.3	0	0	0	28.1	15	18.7	19	28.1

1978	19.2	15.6	25.6	25.6	0	0	6.2	2.1	6.8	17.1	11	15.2	25.6
1979	15.5	17.6	22.1	5.1	0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	8.1	19.7	22.1
1980	19	S/D	12.9	8.1	7	4.2	7.8	10.5	8.1	26.7	6	S/D	26.7
1981	23.6	23.1	10.4	15.4	2.6	0	0	13.8	5.5	7.8	19.8	31.8	31.8
1982	24.4	33.7	22.8	7.3	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	33.7
MEDIA	20.33	30.59	19.64	11.71	4.60	2.11	2.78	5.89	12.19	12.83	12.09	17.64	30.59

REGISTRO DE PRECIPITACIONES DIARIAS (mm)

ESTACION : SAN PEDRO CACHI DISTRITO : SANTIAGO PISCHA ALTITUD : 2990 msnm
 CODIGO : 156205 PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°03'55"
 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°21'31"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX.
1973	S/D	S/D	18	9.3	3.5	4	7.4	6.4	7.4	9.3	6.9	17.2	18
1974	25	38.7	112.4	5.6	1.8	8.4	2.1	21.5	6.1	12.6	15.5	11.6	112.4
1975	16.2	19.2	12.1	4.9	6.3	3.2	2.5	2.4	17.2	14.5	10.6	15.7	19.2
1976	41.6	26	23.8	18.8	23.3	8.6	4.5	5.2	16.6	14.6	9.4	12.2	41.6
1977	11.8	26.8	15.8	26.2	2.5	0	7.6	2	24.4	18.1	26.5	13.2	26.8
1978	24.7	18.5	15.2	14.7	0.2	10.2	0	0.8	16.5	S/D	25.2	13.9	25.2
1979	11.6	12.3	26.2	13.2	7	1.5	8.2	8.5	0	9.3	0	25.2	26.2
1980	12.4	S/D	25.8	7.8	6.5	0	3.7	2.3	12.5	22.4	12.8	18.5	25.8
1981	23.4	27.5	12.7	9	15.2	5.2	0	31.4	8.8	18.7	12.8	13.7	31.4
1982	10.2	22.1	10.7	12.6	1.8	2.2	3	9.8	6.2	18.4	18.9	16.8	22.1
1983	16.5	38.3	19.5	5.2	2.6	0.5	8.2	5.7	0	6.5	25.8	12.5	38.3
1984	22	27.1	14.5	14.5	5.2	10.2	1.8	8.7	6.5	S/D	S/D	S/D	27.1
1985	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0	15.5	8.5	2.8	20.6	20.6
1986	31.1	28.9	42.3	18.8	14.9	0	3.5	10	12.6	21.3	24.3	18.2	42.3
1987	28.8	7.5	10.8	22.5	0	14.6	14.9	2.7	2.9	14.2	6.5	13.8	28.8
1988	11.3	18.5	12.5	6.8	11.2	0	1.8	1.5	0	8.5	12.8	15.6	18.5
1989	14.9	14.1	15.2	3.3	1.3	2.1	2.7	1.7	10.3	17.1	6.3	19.4	19.4
1990	11.9	6.5	8.2	4.5	7.2	1.5	1.8	4	2.2	8.2	18.5	14.5	18.5
1991	11.9	10.2	14.4	3.7	0	5.8	0	0	3.1	15.3	12.5	5.2	15.3
1992	15	4.5	8.7	0	0	4.2	0	8.2	4	12.7	6.5	4.2	15
1993	4.2	7.1	16.1	12.8	3.5	2.8	3	11.3	10.2	10.3	17.5	17.5	17.5
1994	26	19.8	21.7	7.5	13.2	8.8	0	0.8	5.5	14.4	13.5	18.1	26
1995	14.5	16.7	20.8	9.2	2	6.6	0.9	8.5	4.2	23.3	23.9	10.6	23.9
1996	13.6	18.3	28.5	30.7	0.4	2.3	2.7	20.3	14.5	21.5	35	25	35
1997	27.7	46.1	15	9.8	5	0	3.5	9.2	13.2	7.4	22.8	26.2	46.1
1998	28.5	38.4	19.8	5.5	0.2	2	0	8.8	0.8	16	10.4	22	38.4
1999	20.5	28	27	18	2.1	2.6	2	1.5	14.5	13.3	16.5	10.7	28
2000	19.7	35	15.6	5.9	9.3	4.5	14.5	4	3.5	18.5	9.2	22.6	35
2001	17.3	19.2	33.7	11.2	8.7	2.5	9.8	5.7	4	15	21.2	17.8	33.7
2002	21.8	18.4	22.6	8.3	9.2	2.2	9.5	4.4	6.8	16.1	12	21.6	22.6
2003	16.6	32	15.9	27.2	S/D	S/D	S/D	12.6	8.4	5	25	15.5	32
2004	6.5	24.1	17.6	9.6	4.6	12.6	6	5.8	7.1	12	12.9	28.2	28.2
2005	16.4	33.2	16	3.8	3.2	0	6.5	5	8.3	17.2	10.4	26.4	33.2
2006	18.5	29.2	15.6	15.6	2.5	5.4	0	6	13.2	25.4	10.2	29.3	29.3
2007	21.2	18.8	47.5	13.6	3.8	0	4	0	5.8	14.3	8.2	S/D	47.5
2008	15.4	17.6	13.5	3.6	11.8	4.5	0	0.9	9.2	6.8	5.6	27.8	27.8
2009	27.8	35.5	23.4	22.5	6	0	11.8	1.5	4.8	7.8	17.2	23.3	35.5
2010	31.2	22.4	14.8	14.5	4.9	0.5	3.2	7.3	12.4	8.6	15	31.1	31.2
2011	24	28.6	26.5	45	3	0	7	0.5	6	17	13.3	14.8	45
2012	15.6	29.6	23.6	8	15	13	9.5	3.4	20.6	18.5	12.2	23.6	29.6
2013	30.8	18	S/D	6.1	32.4	1.6	6.3	17	8.7	14.7	16.5	23.7	32.4
2014	35.2	12.4	24.6	15.8	14.2	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	35.2
MEDIA	19.83	22.95	21.97	12.33	6.64	3.95	4.46	6.52	8.65	14.19	14.58	18.41	22.95

REGISTRO DE PRECIPITACIONES DIARIAS (mm)

CODIGO : CHUSCHI DISTRITO : CHUSCHI : 3160 msnm
 : 156206 PROVINCIA : CANGALLO : 13°35'01"
 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°21'01"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX.
1963	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	8.7	S/D	8.7
1964	S/D	S/D	S/D	31	7.1	0	0	10	2.6	15.5	16.2	20.3	31
1965	S/D	32.4	15.2	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	8.2	22.4	32.4	32.4
1966	23.7	20.2	17.8	4.8	27.4	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	27.4
1967	29.7	36.6	28.1	12.4	5.9	1.2	12.4	7.4	23.8	33.7	25.5	23.3	36.6
1968	12.8	42	20.8	4.9	21	8.6	3.6	14	4.9	27.6	20.9	18.7	42
1969	19.7	27.8	28.7	55.8	2.9	5.3	3.2	2.6	8.9	18.7	17.9	18.3	55.8
1970	26.6	30.3	21.7	18.9	14.6	4.1	4.3	0	15.5	13.8	22.3	32.7	32.7
1971	20.8	35.6	17.5	12.5	8.3	0.8	0	3.8	2.9	11.6	8.3	15.8	35.6
1972	20.2	29.5	23.4	23.7	3.7	0	10.7	3.2	18.2	34.1	16.4	14.9	34.1
1973	22.6	19.7	27	16.7	0	1.2	7.3	11.2	17.7	19.7	9.4	33.5	33.5
1974	44.4	28.5	35.4	22.8	3.8	6.7	0.9	20.5	8.1	17.1	8.4	19.2	44.4
1975	20.3	28.3	22.3	4.2	15.7	2.6	1.2	4.8	5.6	5.8	12.6	17.5	28.3
1976	24.3	29	27.7	11.1	3.3	2.4	22.8	5.5	19.5	1.2	7.8	11.8	29
1977	23.5	31	20.9	6.2	8.2	0	4.3	0	9.4	6.3	16	17.6	31
1978	14.9	20.2	17.6	13.5	5.2	3.9	0.3	0	3.4	S/D	S/D	S/D	20.2
1979	S/D	S/D	S/D	S/D	0	2.6	11	5.9	3.6	1.2	9.2	21.7	21.7
1980	S/D	10.4	11	0	8.3	2.2	16.3	4.1	9.2	24.4	10.1	17.9	24.4
1981	31.8	39	20.1	28	7.1	4.1	3.8	31.2	5.4	8.7	17.5	58.2	58.2
1982	19.2	19.4	23.4	5	0.4	5.6	0.2	2.3	S/D	S/D	S/D	S/D	23.4
MEDIA	23.63	28.23	22.27	15.97	7.94	3.02	6.02	7.44	9.92	15.48	14.68	23.36	28.23

4.4.3 Análisis de la Precipitación

El objeto es la estimación de la precipitación en puntos específicos de interés y determinar los hietogramas de diseño para las diferentes cuencas o en el centroide de la cuenca que engloba a las subcuencas para un determinado periodo de retorno y finalmente calcular el caudal de máximas avenidas con la cual se hará la simulación hidráulica.

4.4.3.1 Generación de precipitaciones en los puntos de interés

Análisis estadístico de datos.

Para la estimación de caudales puede ser efectuado un Análisis de Frecuencias de Eventos Hidrológicos Máximos, aplicables a caudales de avenida y precipitación máxima. En caso de no contar con registros de aforo en el área del proyecto, se puede considerar el siguiente procedimiento:

- Uso de registros de precipitación máxima en 24 horas de las estaciones.
- Procesamiento de las distribuciones de frecuencia más usuales

y obtención de la distribución de mejor ajuste a los registros históricos.

- Análisis estadístico de precipitaciones máximas para períodos de retorno de 10, 20, 50 y 100 años.
- Aplicación del modelo precipitación – escorrentía

Análisis Estadístico de datos hidrológicos

DIST. GUMBEL O VALOR EXTREMO TIPO I

Una familia importante de distribuciones usadas en el análisis de frecuencia hidrológico es la distribución general de valores extremos, la cual ha sido ampliamente utilizada para representar el comportamiento de crecientes y sequías (máximos y mínimos).

Función de densidad

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[\left(-\frac{x-\beta}{\alpha} \right) - \exp \left(-\frac{x-\beta}{\alpha} \right) \right]$$

En donde α y β son los parámetros de la distribución.

$$F(x) = \int f(x) \cdot dx = \exp \left(-\exp \left(-\frac{x-\beta}{\alpha} \right) \right)$$

Estimación de parámetros

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} s$$

$$\beta = \bar{x} - 0.5772\alpha$$

Donde \bar{x} y s son la media y la desviación estándar estimadas con la muestra.

Factor de frecuencia

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right] \right\}$$

Donde T_r es el periodo de retorno.

Límites de confianza

$$X_{T_r} \pm t_{(1-\alpha)} \cdot Se$$

$$Se = \frac{\delta \cdot s}{\sqrt{n}}, \quad \delta = (1 + 1.1396 \cdot K_T + 1.1 \cdot K_T^2)^{\frac{1}{2}}$$

KT es el factor de frecuencia y $t(1-\alpha)$ es la variable normal estandarizada para una probabilidad de no excedencia de $(1-\alpha)$.

DIST. LOG-NORMAL DE DOS PARÁMETROS

Si los logaritmos Y de una variable aleatoria X se distribuyen normalmente se dice que X se distribuye normalmente. Esta distribución es muy usada para el cálculo de valores extremos. Tiene la ventaja que $X > 0$ y que la transformación Log tiende a reducir la asimetría positiva ya que al sacar logaritmos se reducen en mayor proporción los datos mayores que los menores. Limitaciones: tiene solamente dos parámetros, y requiere que los logaritmos de las variables estén centrados en la media.

Función de densidad

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu_y)^2}{2\sigma_y^2}}, \quad x > \alpha$$

$$y = \ln x$$

Dónde:

μ_y : media de los logaritmos de la población (parámetro escalar), estimado \bar{y}
 σ_y : Desviación estándar de los logaritmos de la población, estimado s_y .

Estimación de parámetros

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i)$$

$$s = \left\{ \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\ln(x_i) - \bar{y})^2 \right\}^{\frac{1}{2}}$$

Factor de frecuencia

Si se trabaja con los X sin transformar el KT se calcula como:

$$K_T = \frac{\text{Exp} \left\{ K_T * (\ln(1 + C_v^2))^{\frac{1}{2}} - \left(\frac{\ln(1 + C_v^2)}{2} \right) \right\} - 1}{C_v}$$

KT es la variable normal estandarizada para el TR dado, $C_v = \frac{s}{x}$ es el coeficiente de variación, x media de los datos originales y s desviación estándar de los datos originales.

Límites de confianza

En el campo transformado.

$$\ln(X_{Tr}) \pm t_{(1-\alpha)} \cdot S_e$$

$$S_e = \frac{(\delta S_y)}{\sqrt{n}} \quad \delta = \left(1 + \frac{K_T^2}{2} \right)^{\frac{1}{2}}$$

En donde, n número de datos, Se error estándar, KT variable normal estandarizada.

DIST. LOG-GANMA O LOG-PEARSON DE TRES PARAMETROS

Si los logaritmos Y de una variable aleatoria X se ajustan a una distribución Pearson tipo III, se dice que la variable aleatoria X se ajusta a una distribución Log Pearson Tipo III. Esta distribución es ampliamente usada en el mundo para el análisis de frecuencia de Caudales máximos. Esta se trabaja igual que para la Pearson Tipo III pero con X_y y S_y como la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable original X.

Función de densidad

$$f(x) = \frac{1}{x|\alpha|\Gamma(\beta)} \left(\frac{\ln(x) - y_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{\ln(x) - y_0}{\alpha} \right)$$

Dónde:

$$y_0 \leq y < \alpha \text{ para } \alpha > 0$$

$$\alpha < y \leq y_0 \text{ para } \alpha < 0$$

α y β son los parámetros de escala y forma, respectivamente, y y_0 es el parámetro de localización.

Estimación de parámetros

$$\alpha = \frac{s_y}{\beta^2}, \beta = \left(\frac{2}{C_s}\right)^2, x_0 = \bar{x}_y - \alpha\beta$$

C_s es el coeficiente de asimetría, \bar{x}_y y s_y son la media y la desviación estándar de los logaritmos de la muestra respectivamente.

Factor de frecuencia

$$\ln(Y_{Tr}) = \bar{x}_y + K_T \cdot s_y$$

$$K_T = z + (z^2 - 1)\frac{C_s}{6} + \frac{1}{3}(z^3 - 6z) \cdot \left(\frac{C_s}{6}\right)^2 - (z^2 - 1) \cdot \left(\frac{C_s}{6}\right)^3 + z \cdot \left(\frac{C_s}{6}\right)^4 + \frac{1}{3}\left(\frac{C_s}{6}\right)^5$$

Donde z es la variable normal estandarizada, este valor de K_T se encuentra tabulado de acuerdo al valor de C_s calculado con la muestra.

Intervalos de confianza

$$x_t \pm t(1-\alpha) Se$$

$$Se = \frac{\delta \cdot S_y}{\sqrt{n}}$$

Donde S_y es la desviación estándar de los logaritmos de la muestra, n es el número de datos y δ se encuentra tabulado en función de C_s y Tr .

PRUEBAS DE AJUSTE

Para determinar cuál de las distribuciones estudiadas se adapta mejor a la información histórica se puede utilizar, de entre otras

pruebas de ajuste, el método de Smirnov Kolmogorov.

Prueba Smirnov Kolmogorov

El estadístico Smirnov Kolmogorov (D), considera la desviación de la función de distribución de probabilidades de la muestra P(x) de la función de probabilidades teórica, escogida Po(x) tal que:

$$D_n = \max(P(x) - P_0(x))$$

La prueba requiere que el valor Dn calculado con la expresión anterior sea menor que el valor tabulado Dn para un nivel de probabilidad requerido. Esta prueba es fácil de realizar y comprende las siguientes etapas:

- El estadístico Dn es la máxima diferencia entre la función de distribución acumulada de la muestra y la función de distribución acumulada teórica escogida.
- Se fija el nivel de probabilidad α , valores de 0.05 y 0.01 son los más usuales.
- El valor crítico D_α de la prueba debe ser obtenido de la tabla siguiente en función del nivel de significancia α y el tamaño de la muestra n.
- Si el valor calculado Dn es mayor que el D_α , la distribución escogida se debe rechazar.

TAMAÑO DE LA MUESTRA n	NIVEL DE SIGNIFICANCIA α				
	0.20	0.10	0.05	0.02	0.01
1	0.90	0.95	0.975	0.99	0.995
2	0.684	0.776	0.842	0.900	0.929
3	0.565	0.636	0.708	0.689	0.829
4	0.493	0.565	0.624	0.689	0.734
5	0.477	0.509	0.563	0.627	0.669

6	0.410	0.468	0.519	0.577	0.617
7	0.381	0.436	0.483	0.538	0.576
8	0.359	0.410	0.454	0.507	0.542
9	0.339	0.387	0.430	0.480	0.513
10	0.323	0.369	0.409	0.457	0.486
11	0.308	0.352	0.391	0.437	0.468
12	0.295	0.338	0.375	0.419	0.449
13	0.285	0.325	0.361	0.404	0.432
14	0.275	0.314	0.349	0.390	0.418
15	0.266	0.304	0.338	0.377	0.404
20	0.232	0.265	0.294	0.329	0.352
25	0.208	0.238	0.264	0.295	0.317
30	0.190	0.218	0.242	0.270	0.290
40	0.165	0.189	0.210	0.235	0.252
n grande	$1.07\sqrt{n}$	$1.22\sqrt{n}$	$1.36\sqrt{n}$	$1.52\sqrt{n}$	$1.63\sqrt{n}$

Tabla 4.1: PRUEBA SMIRNOV KOLMOGOROV $D\alpha$

Fuente: Máximo Villón – Hidrología

GENERACIÓN DE HIETOGRAMAS EN LAS SUBCUENCAS

Con estos datos se llevó a cabo el análisis de frecuencias de las precipitaciones máximas de 24 horas, para cada una de las cuencas en estudio. En este análisis se aplicó los ajustes a distribuciones Gumbel para cada una de las estaciones.

Los tiempos de retorno utilizados en el proyecto, se encuentran entre 50 a 500 años, para el cual el modelo probabilístico de Gumbel cumplió satisfactoriamente, donde el delta teórico resultó ser menor que el delta tabular y por lo tanto se afirma que se ajusta a esta distribución, considerando el nivel de significación de 5%.

Este método es el que mejor se ajusta a la distribución real para todas las estaciones que se encuentran en las cuencas de este estudio.

A continuación presentamos en el siguiente cuadro el resumen de las precipitaciones máximas estimadas, cuyos resultados fueron

obtenidos de los cálculos realizados para diferentes períodos de retorno Tr (50, 100, 200, 300, 400, 500).

El período de retorno Tr representa el número de años que transcurre en promedio para que un evento sea igualado o excedido.

RESUMEN DE LAS PRECIPITACIONES EN LAS ESTACIONES

Nº	DESCRIPCIÓN	TR	P (mm)
1	ESTACIÓN : HUAMANGA	50.000	54.500
	ALTITUD : 2761 msnm	100.000	59.960
	LATITUD : 13°09'01"	200.000	65.390
	LONGITUD : 74°13'01"	300.000	68.570
	UTM X -	400.000	70.820
	UTM Y -	500.000	72.560
Nº	DESCRIPCIÓN	TR	P (mm)
2	ESTACIÓN : ALLPACHACA	50.000	59.530
	ALTITUD : 3600 msnm	100.000	65.100
	LATITUD : 13°23'01"	200.000	70.640
	LONGITUD : 74°16'01"	300.000	73.880
	UTM X	400.000	76.170
	UTM Y	500.000	77.950
Nº	DESCRIPCIÓN	TR	P (mm)
3	ESTACIÓN : QUINUA	50.000	53.020
	ALTITUD : 3316 msnm	100.000	57.630
	LATITUD : 13°02'02"	200.000	62.230
	LONGITUD : 74°08'07"	300.000	64.910
	UTM X	400.000	66.820
	UTM Y	500.000	68.290
Nº	DESCRIPCIÓN	TR	P (mm)
4	ESTACIÓN : SAN MIGUEL	50.000	42.080
	ALTITUD : 2720 msnm	100.000	45.860
	LATITUD : 13°01'01"	200.000	49.620
	LONGITUD : 74°59'01"	300.000	51.820
	UTM X	400.000	53.380
	UTM Y	500.000	54.590
Nº	DESCRIPCIÓN	TR	P (mm)
5	ESTACIÓN : PARAS	50.000	46.770
	ALTITUD : 3330 msnm	100.000	51.320
	LATITUD : 13°33'01"	200.000	55.850
	LONGITUD : 74°38'01"	300.000	58.490
	UTM X	400.000	60.370
	UTM Y	500.000	61.820

N°	DESCRIPCIÓN	TR	P (mm)
6	ESTACIÓN : SANTIAGO DE PISCHA	50.000	51.560
	ALTITUD : 2990 msnm	100.000	56.400
	LATITUD : 13°03'55"	200.000	61.230
	LONGITUD : 74°21'31"	300.000	64.040
	UTM X	400.000	66.040
	UTM Y	500.000	67.590
N°	DESCRIPCIÓN	TR	P (mm)
7	ESTACIÓN : CHUSCHI	50.000	62.310
	ALTITUD : 3160 msnm	100.000	68.560
	LATITUD : 13°35'01"	200.000	74.790
	LONGITUD : 74°21'01"	300.000	78.430
	UTM X	400.000	81.010
	UTM Y	500.000	83.020

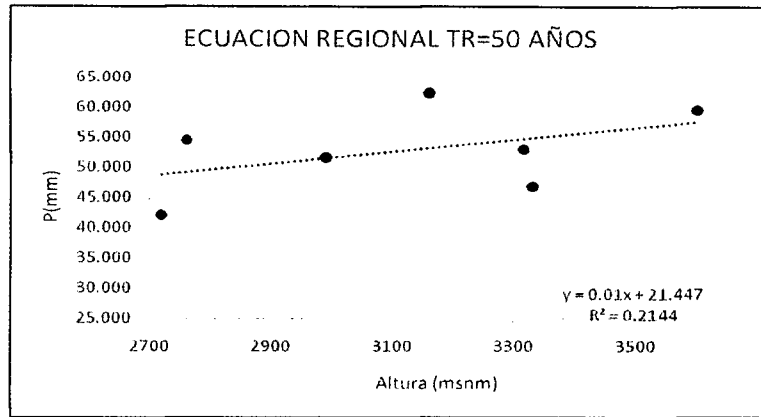
Tabla 4.2: Resumen de Precipitaciones - Fuente: Propia

Estas precipitaciones máximas estimadas en cada una de las estaciones, nos ha permitido encontrar las ecuaciones regionales para estimar las precipitaciones de diseño en cada cuenca para los diferentes periodos de retorno, de los cuales se observa las variaciones para cada cuenca.

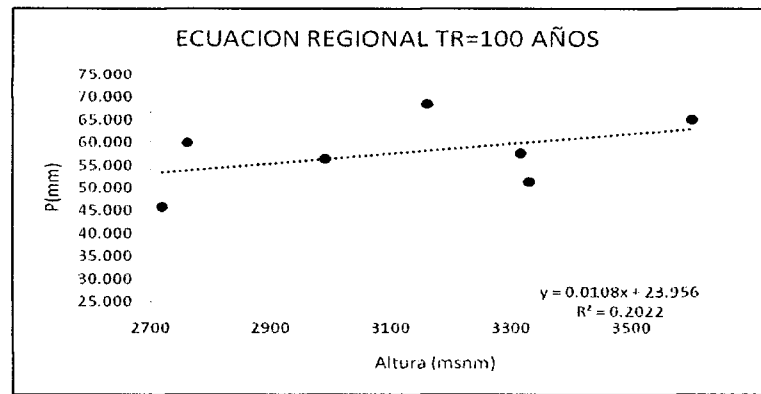
PRECIPITACIONES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO						
ALTITUD	TR = 50	TR = 100	TR = 200	TR = 300	TR = 400	TR = 500
2761	54.500	59.960	65.390	68.570	70.820	72.560
3600	59.530	65.100	70.640	73.880	76.170	77.950
3316	53.020	57.630	62.230	64.910	66.820	68.290
2720	42.080	45.860	49.620	51.820	53.380	54.590
3330	46.770	51.320	55.850	58.490	60.370	61.820
2990	51.560	56.400	61.230	64.040	66.040	67.590
3160	62.310	68.560	74.790	78.430	81.010	83.020

Tabla 4.3: Precipitaciones para Periodos de Retorno - Fuente: Propia

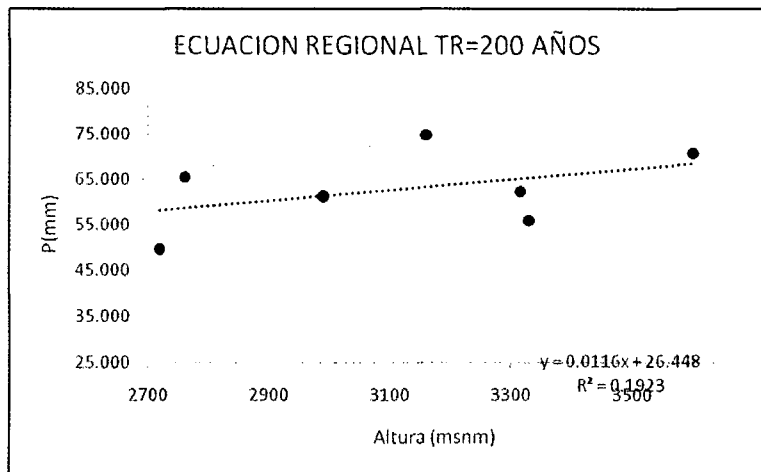
Las ecuaciones regionales se obtuvieron a partir del cuadro anterior, y se muestran a continuación:



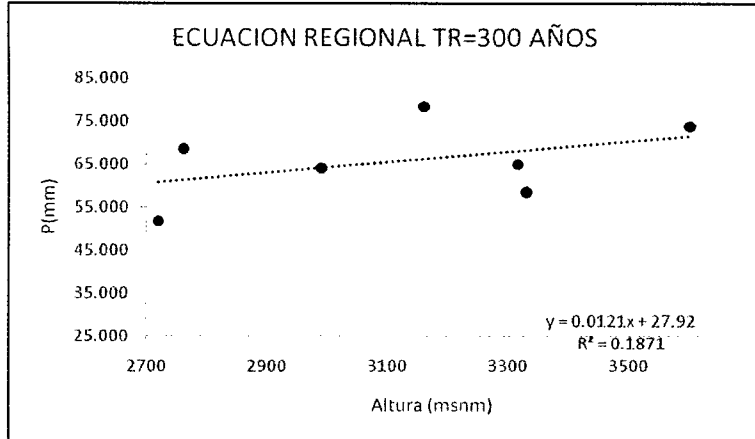
(Figura 4.2): Ecuación Regional TR=50 años. Fuente: Propia.



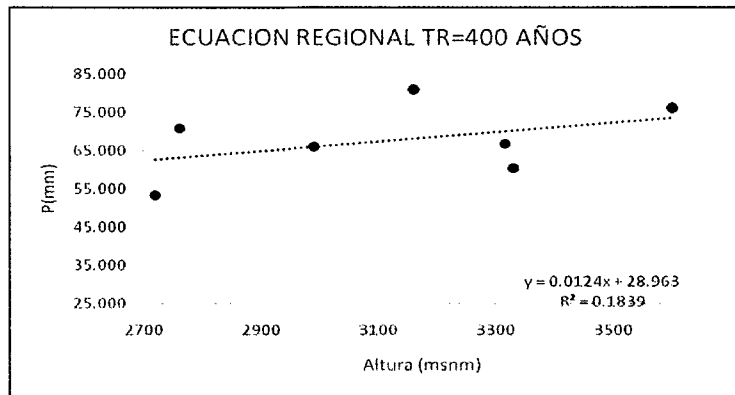
(Figura 4.3): Ecuación Regional TR=100 años. Fuente: Propia.



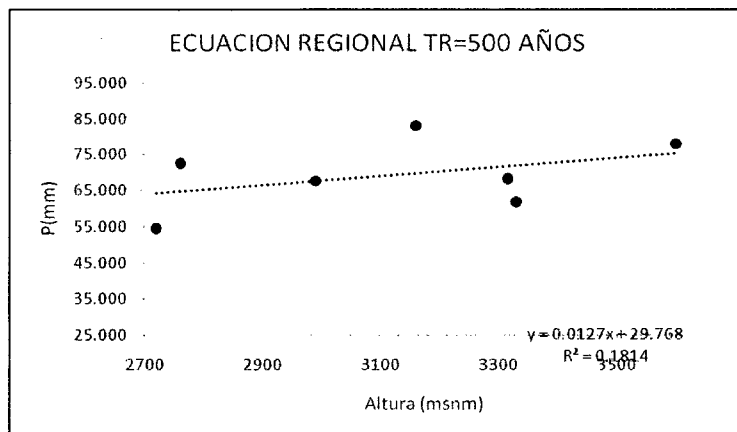
(Figura 4.4): Ecuación Regional TR=200 años. Fuente: Propia.



(Figura 4.5): Ecuación Regional TR=300 años. Fuente: Propia.



(Figura 4.6): Ecuación Regional TR=400 años. Fuente: Propia.



(Figura 4.7): Ecuación Regional TR=500 años. Fuente: Propia.

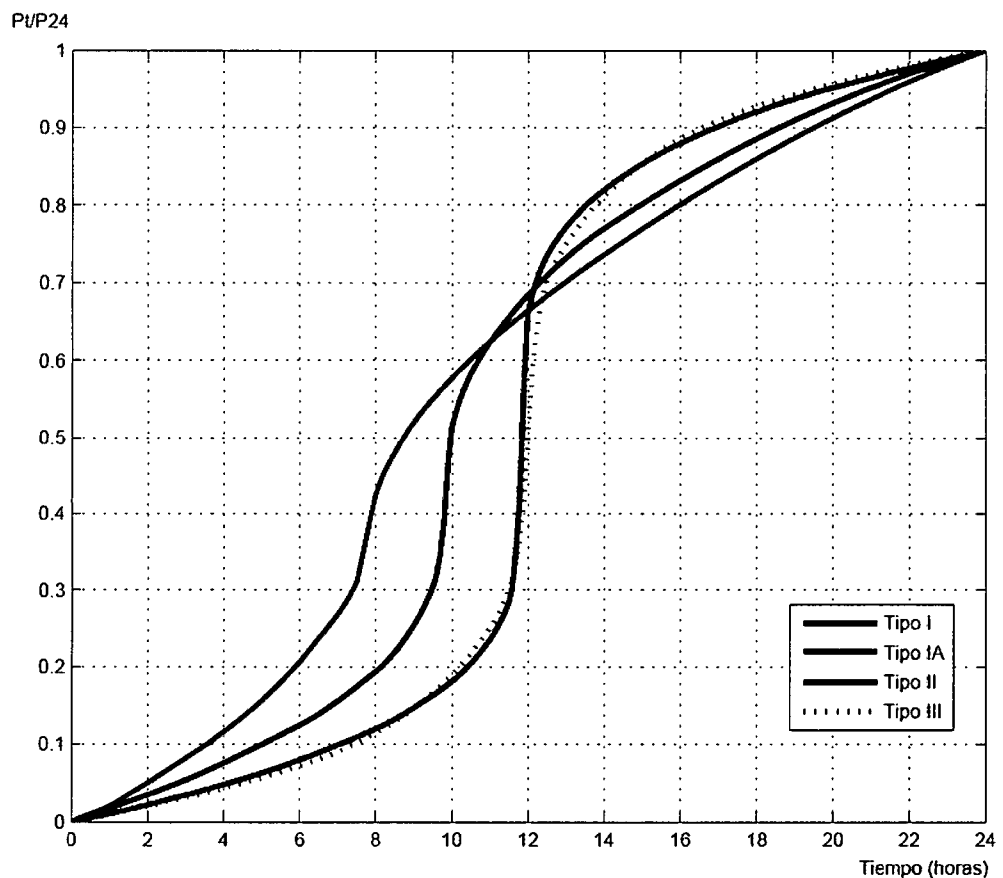
A partir de las ecuaciones regionales, se determinó la precipitación máxima de 24 horas para cada cuenca y periodo de retorno, según muestran en el siguiente cuadro.

CUENCAS	PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 HORAS						
	ALTIUD	TR = 50	TR = 100	TR = 200	TR = 300	TR = 400	TR = 500
CUENCA HUATATAS 01	3625	57.70	63.11	68.50	71.78	73.91	75.81
CUENCA HUATATAS 02	3725	58.70	64.19	69.66	72.99	75.15	77.08
CUENCA HUATATAS 03	3700	58.45	63.92	69.37	72.69	74.84	76.76
CUENCA HUATATAS 04	3750	58.95	64.46	69.95	73.30	75.46	77.39

Cuadro 4.2: Precipitaciones Max. 24 h. para Periodos de Retorno. Fuente: Propia

Para obtener las respectivas tormentas de diseño, se utilizó el hietograma Tipo II, indicado por la SCS del Departamento de Agricultura de los US. Fuente Hidrología Aplicada, Ven Te Chow.

Obtenemos los hietogramas con la Distribución Tipo II



(Figura 4.8): Hietogramas con la Distribución Tipo II.

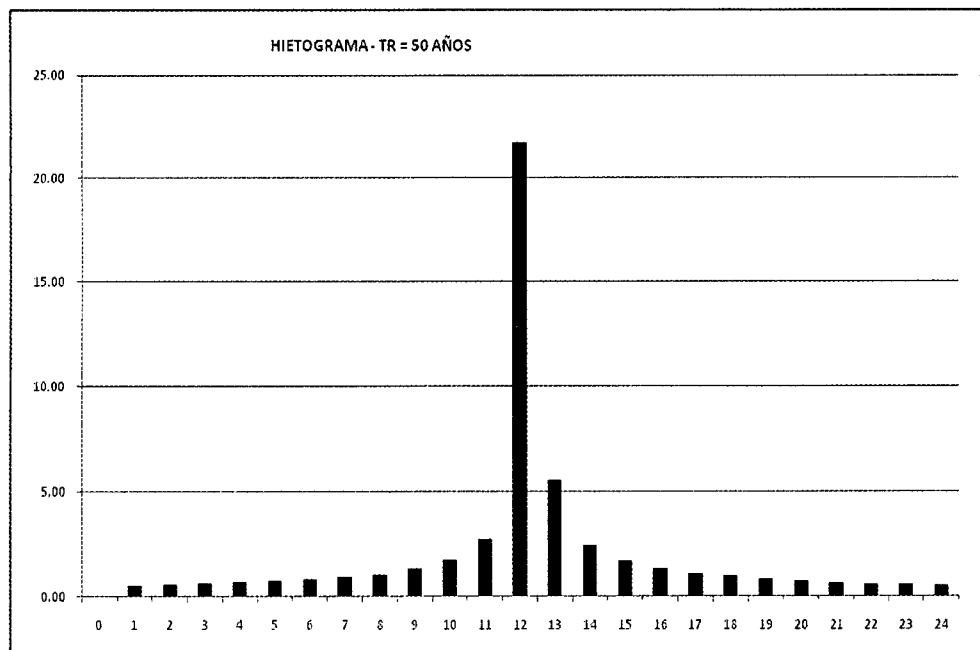
Fuente: Ven Te Chow, 2000.

A continuación se presenta los hietogramas de diseño:

HIETOGRAMAS DE PRECIPITACION TOTAL
TR = 50 AÑOS CUENCA HUATATAS 01

P24 = 57.70

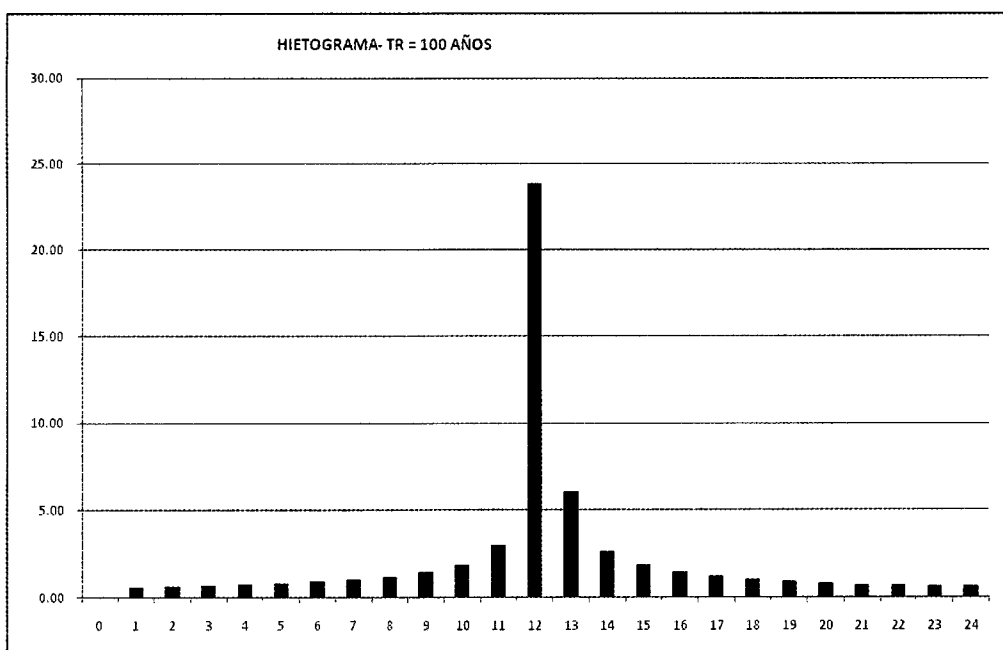
Duración (Horas)	Distribución TIPO II	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)
0	0.00000	0.00000	0.00000
1	0.01050	0.60582	0.60582
2	0.02200	1.26933	0.66352
3	0.03450	1.99055	0.72121
4	0.04800	2.76946	0.77891
5	0.06300	3.63491	0.86546
6	0.08000	4.61576	0.98085
7	0.09900	5.71200	1.09624
8	0.12000	6.92364	1.21164
9	0.14700	8.48146	1.55782
10	0.18100	10.44316	1.96170
11	0.23500	13.55880	3.11564
12	0.66300	38.25311	24.69432
13	0.77200	44.54208	6.28897
14	0.82000	47.31154	2.76946
15	0.85350	49.24439	1.93285
16	0.88000	50.77336	1.52897
17	0.90175	52.02827	1.25491
18	0.92100	53.13894	1.11067
19	0.93775	54.10536	0.96642
20	0.95200	54.92754	0.82218
21	0.96475	55.66318	0.73564
22	0.97700	56.36997	0.70679
23	0.98875	57.04791	0.67794
24	1.00000	57.69700	0.64909



**HIETOGRAMAS DE PRECIPITACION TOTAL
TR = 100 AÑOS CUENCA HUATATAS 01**

P24 = 63.11

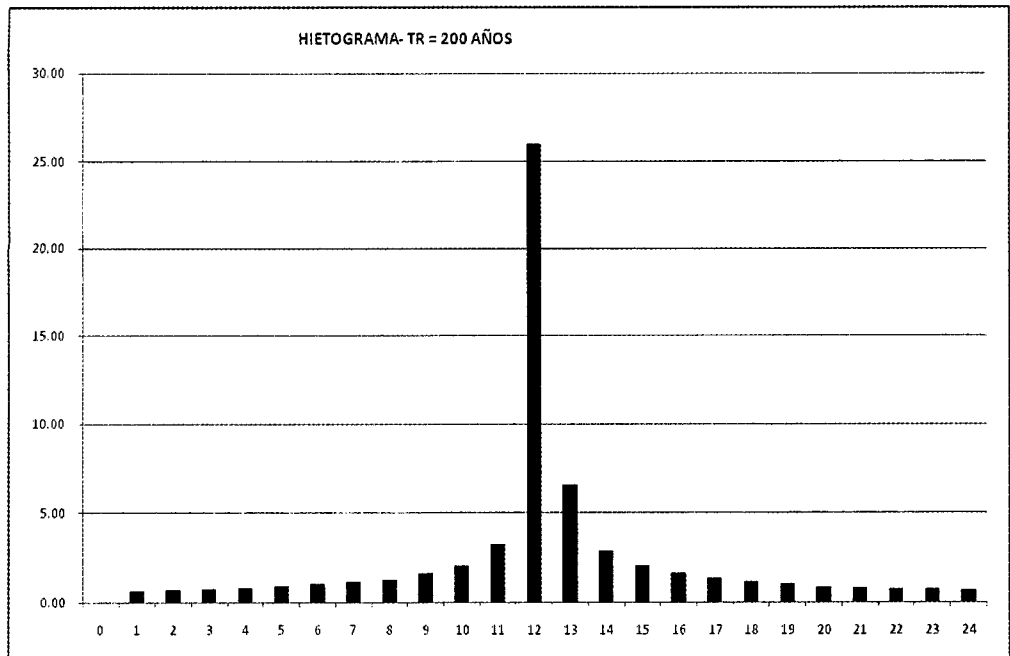
Duración (Horas)	Distribución TIPO II	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)
0	0.00000	0.00000	0.00000
1	0.01050	0.66261	0.66261
2	0.02200	1.38833	0.72572
3	0.03450	2.17716	0.78883
4	0.04800	3.02909	0.85193
5	0.06300	3.97568	0.94659
6	0.08000	5.04848	1.07280
7	0.09900	6.24749	1.19901
8	0.12000	7.57272	1.32523
9	0.14700	9.27658	1.70386
10	0.18100	11.42219	2.14560
11	0.23500	14.82991	3.40772
12	0.66300	41.83928	27.00937
13	0.77200	48.71783	6.87855
14	0.82000	51.74692	3.02909
15	0.85350	53.86097	2.11405
16	0.88000	55.53328	1.67231
17	0.90175	56.90584	1.37256
18	0.92100	58.12063	1.21479
19	0.93775	59.17765	1.05703
20	0.95200	60.07691	0.89926
21	0.96475	60.88151	0.80460
22	0.97700	61.65456	0.77305
23	0.98875	62.39606	0.74150
24	1.00000	63.10600	0.70994



**HIETOGRAMAS DE PRECIPITACION TOTAL
TR = 200 AÑOS CUENCA HUATATAS 01**

P24 = 68.50

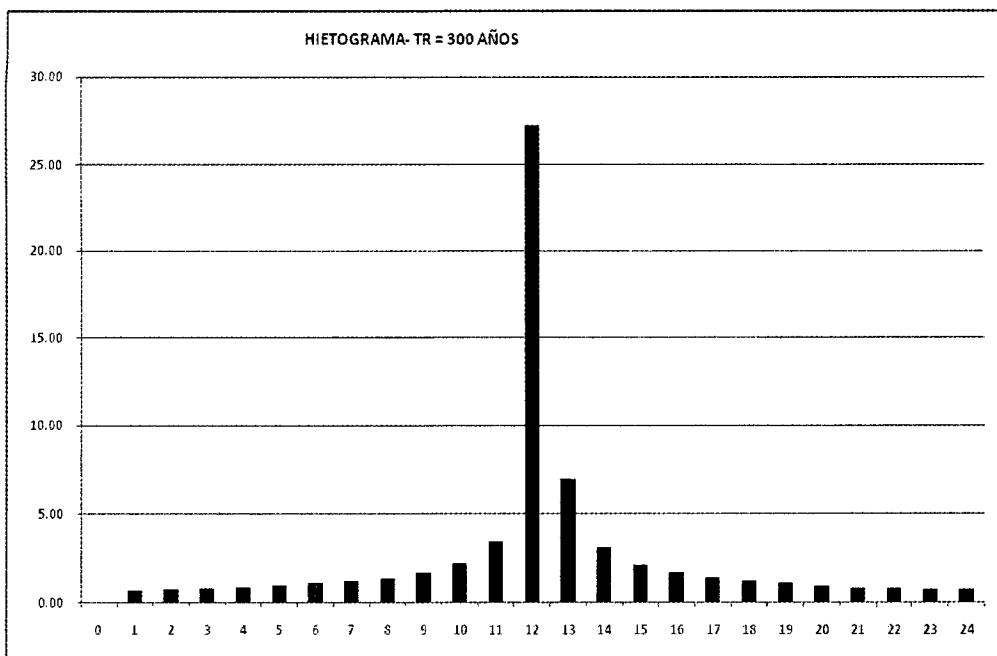
Duración (Horas)	Distribución TIPO II	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)
0	0.00000	0.00000	0.00000
1	0.01050	0.71923	0.71923
2	0.02200	1.50696	0.78773
3	0.03450	2.36318	0.85623
4	0.04800	3.28790	0.92472
5	0.06300	4.31537	1.02747
6	0.08000	5.47984	1.16447
7	0.09900	6.78130	1.30146
8	0.12000	8.21976	1.43846
9	0.14700	10.06921	1.84945
10	0.18100	12.39814	2.32893
11	0.23500	16.09703	3.69889
12	0.66300	45.41417	29.31714
13	0.77200	52.88046	7.46628
14	0.82000	56.16836	3.28790
15	0.85350	58.46304	2.29468
16	0.88000	60.27824	1.81520
17	0.90175	61.76807	1.48983
18	0.92100	63.08666	1.31859
19	0.93775	64.23400	1.14734
20	0.95200	65.21010	0.97610
21	0.96475	66.08345	0.87335
22	0.97700	66.92255	0.83910
23	0.98875	67.72740	0.80485
24	1.00000	68.49800	0.77060



HIETOGRAMAS DE PRECIPITACION TOTAL
TR = 300 AÑOS CUENCA HUATATAS 01

P24 = 71.78

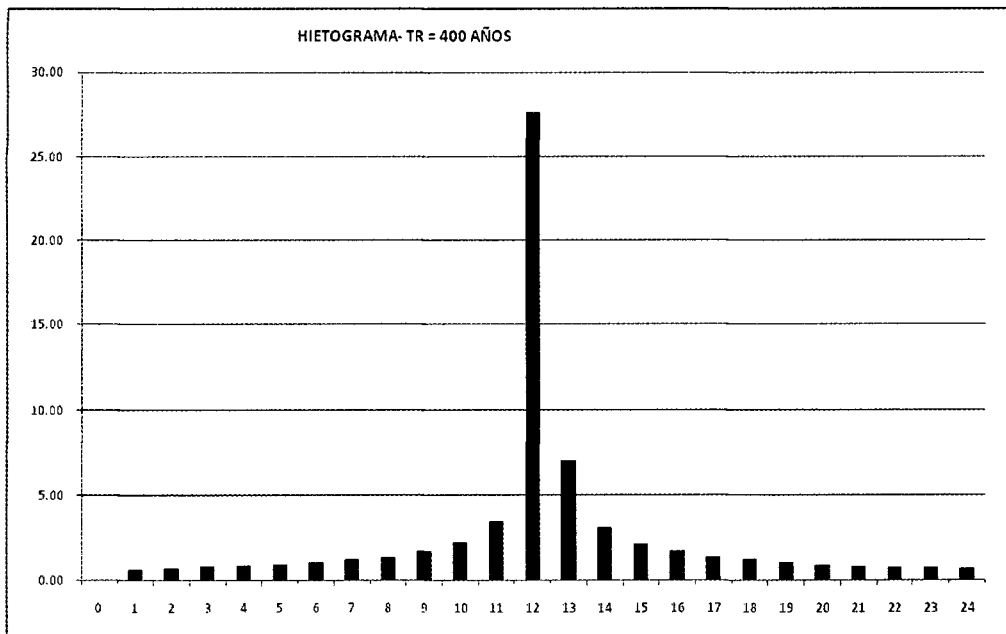
Duración (Horas)	Distribución TIPO II	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)
0	0.00000	0.00000	0.00000
1	0.01050	0.75372	0.75372
2	0.02200	1.57922	0.82550
3	0.03450	2.47650	0.89728
4	0.04800	3.44556	0.96906
5	0.06300	4.52230	1.07674
6	0.08000	5.74260	1.22030
7	0.09900	7.10647	1.36387
8	0.12000	8.61390	1.50743
9	0.14700	10.55203	1.93813
10	0.18100	12.99263	2.44061
11	0.23500	16.86889	3.87626
12	0.66300	47.59180	30.72291
13	0.77200	55.41609	7.82429
14	0.82000	58.86165	3.44556
15	0.85350	61.26636	2.40471
16	0.88000	63.16860	1.90224
17	0.90175	64.72987	1.56127
18	0.92100	66.11168	1.38181
19	0.93775	67.31404	1.20236
20	0.95200	68.33694	1.02290
21	0.96475	69.25217	0.91523
22	0.97700	70.13150	0.87934
23	0.98875	70.97495	0.84344
24	1.00000	71.78250	0.80755



**HIETOGRAMAS DE PRECIPITACION TOTAL
TR = 400 AÑOS CUENCA HUATATAS 01**

P24 = 73.91

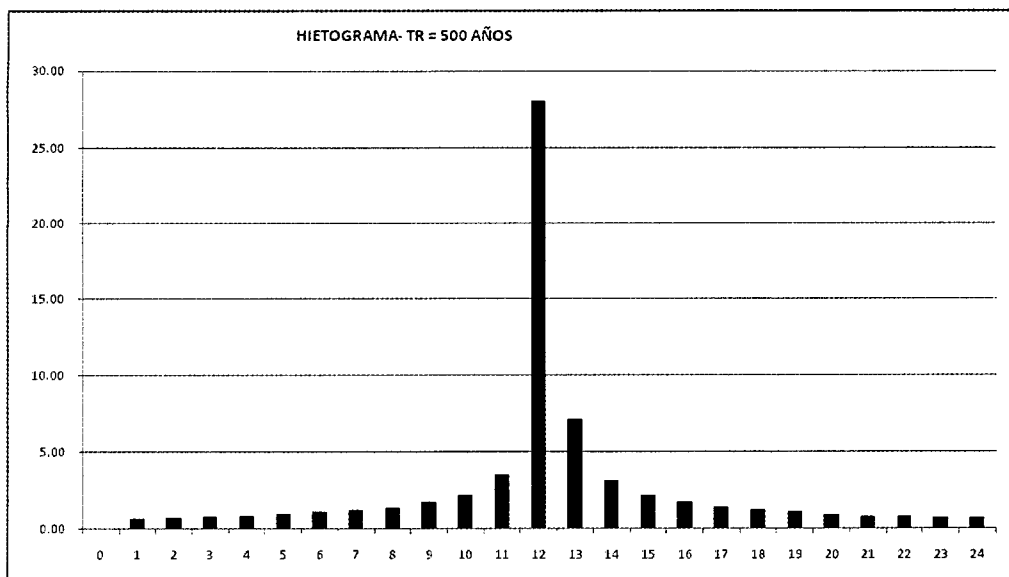
Duración (Horas)	Distribución TIPO II	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)
0	0.00000	0.00000	0.00000
1	0.01050	0.77609	0.77609
2	0.02200	1.62609	0.85000
3	0.03450	2.55000	0.92391
4	0.04800	3.54782	0.99783
5	0.06300	4.65652	1.10870
6	0.08000	5.91304	1.25652
7	0.09900	7.31739	1.40435
8	0.12000	8.86956	1.55217
9	0.14700	10.86521	1.99565
10	0.18100	13.37825	2.51304
11	0.23500	17.36956	3.99130
12	0.66300	49.00432	31.63476
13	0.77200	57.06084	8.05652
14	0.82000	60.60866	3.54782
15	0.85350	63.08475	2.47609
16	0.88000	65.04344	1.95869
17	0.90175	66.65105	1.60761
18	0.92100	68.07387	1.42283
19	0.93775	69.31192	1.23804
20	0.95200	70.36518	1.05326
21	0.96475	71.30757	0.94239
22	0.97700	72.21300	0.90543
23	0.98875	73.08148	0.86848
24	1.00000	73.91300	0.83152



**HIETOGRAMAS DE PRECIPITACION TOTAL
TR = 500 AÑOS CUENCA HUATATAS 01**

P24 = 75.81

Duración (Horas)	Distribución TIPO II	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)
0	0.00000	0.00000	0.00000
1	0.01050	0.79596	0.79596
2	0.02200	1.66772	0.87176
3	0.03450	2.61529	0.94757
4	0.04800	3.63866	1.02337
5	0.06300	4.77575	1.13708
6	0.08000	6.06444	1.28869
7	0.09900	7.50474	1.44030
8	0.12000	9.09666	1.59192
9	0.14700	11.14341	2.04675
10	0.18100	13.72080	2.57739
11	0.23500	17.81429	4.09350
12	0.66300	50.25905	32.44475
13	0.77200	58.52185	8.26280
14	0.82000	62.16051	3.63866
15	0.85350	64.69999	2.53948
16	0.88000	66.70884	2.00885
17	0.90175	68.35761	1.64877
18	0.92100	69.81687	1.45926
19	0.93775	71.08661	1.26974
20	0.95200	72.16684	1.08023
21	0.96475	73.13336	0.96652
22	0.97700	74.06197	0.92862
23	0.98875	74.95269	0.89071
24	1.00000	75.80550	0.85281



De la misma manera se procedió a generar los hietogramas de las demás subcuencas.

4.4.4 Descarga de Diseño

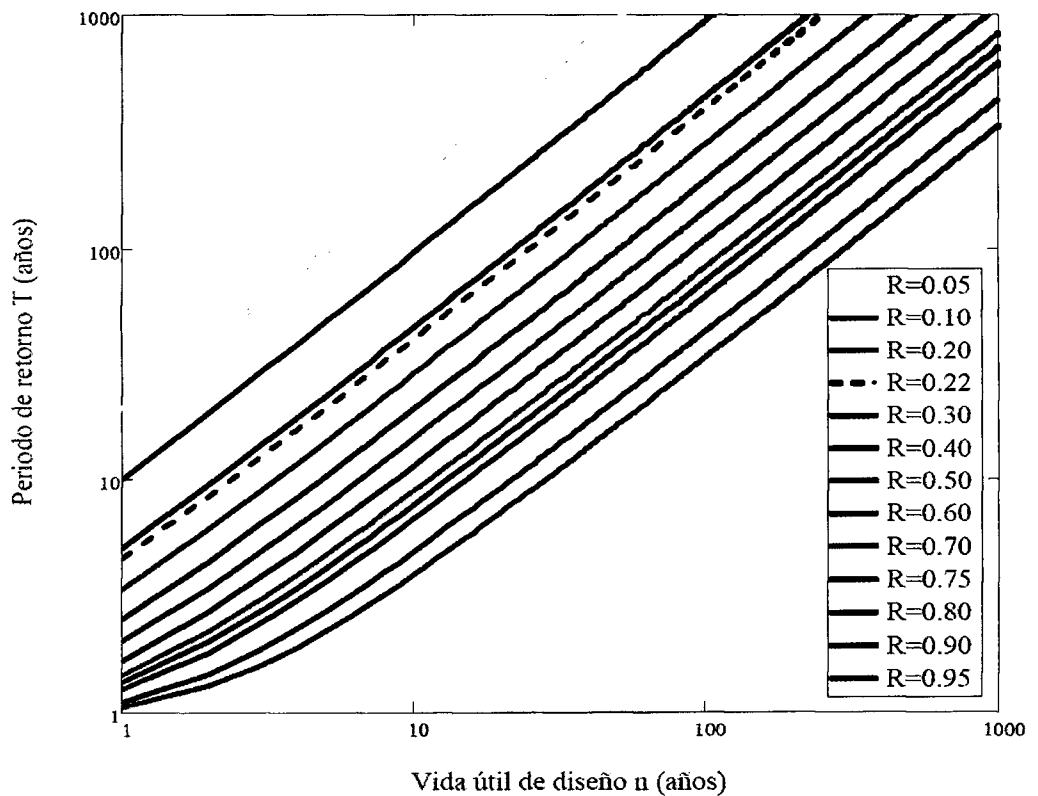
Para el presente estudio se determinarán las descargas de diseño para la cuenca del Río Huatatas, cuyo punto de aforo se ubica en el puente Huatatas del mismo cauce.

4.4.4.1 Selección del Periodo de Retorno

El periodo de retorno se ha seleccionado según el manual de hidrología, hidráulica y drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones - Perú. El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T , fijando el riesgo de falla admisible R , el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la crecida estudiada, durante la vida útil de la obra. (Ver Figura)



(Figura 4.9): Periodo de Retorno VS. Vida Útil. Fuente: Propia.

En el Cuadro siguiente se presenta el valor T para varios riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra.

RIESGO ADMISIBLE	Vida útil de las obras (n) años							
	1	10	25	50	75	100	124	150
0.05	20	195	488	975	1463	1950	2418	2925
0.1	10	95	238	475	712	950	1177	1424
0.2	5	45	113	225	337	449	556	673
0.22	5	41	101	202	302	403	500	604
0.3	3	29	71	141	211	281	348	421
0.4	3	20	49	98	147	196	243	294
0.5	2	15	37	73	109	145	179	217
0.6	2	11	28	55	82	110	136	164
0.7	1	9	21	42	63	84	103	125
0.75	1	8	19	37	55	73	90	109
0.8	1	7	16	32	47	63	78	94
0.9	1	5	11	22	33	44	54	66
0.95	1	4	9	17	26	34	42	51

Tabla 4.4: Vida Útil de la Obra - Fuente: Propia

Para puentes se recomienda como máximo, un valor de riesgo admisible de 22%, por lo tanto para la obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias y el cálculo de socavación, de acuerdo al Cuadro anterior se recomienda un período de retorno T=500 años para una vida útil de la estructura de 124 años.

4.4.4.2 Características de las cuencas

Tenemos el siguiente cuadro resumen de las subcuencas.

RESUMEN AREA-PERIMETRO DE LAS SUBCUENCAS			
DESCRIPCIÓN	AREA (km ²)	AREA (%)	PERIMETRO (km)
SUB CUENCA 01	24.17	10.85	34.66
SUB CUENCA 02	45.62	20.48	46.50
SUB CUENCA 03	64.32	28.87	63.44
SUB CUENCA 04	88.65	39.80	55.88
TOTAL	222.76	100.00	200.48

Cuadro 4.3: Resumen Sub Cuencas - Fuente: Propia

4.4.4.3 Método de Hidrograma Unitario

Para la determinación de descargas máximas en las cuencas, donde aparecen efectos de difusión, que atenúan el caudal pico,

se aplicó: En cuencas medianas $2.5 \text{ Km}^2 < \text{Área} < 10,000 \text{ Km}^2$, utilizando el programa HEC HMS "Hydrologic Modeling System". La aplicación del paquete HEC HMS se realizó utilizando las siguientes opciones:

- Determinación de sustracción hidrológica usando el método de Curva Número (CN) SCS.

CALCULO DE LA CURVA NUMERO				
DESCRIPCIÓN	COBERTURA	GRUPO DE SUELO	CN	% IMPERMEABLE
SUB CUENCA 01	Matorrales, bofedales, tierras de cultivo, pastizales	B	75.00	0.00
SUB CUENCA 02	Matorrales, bosques, tierras de cultivo, herbazal	B	73.00	0.00
SUB CUENCA 03	Matorrales, pajonal, tierras de cultivo, césped de puna	C	78.00	0.00
SUB CUENCA 04	Matorrales, bosques, tierras de cultivo, herbazal	B	73.00	0.00

Cuadro 4.4: Curva Número - Fuente: Propia

Para aplicar el modelo SCS o número de curva, se necesita conocer el tipo de uso actual de la tierra, la cobertura vegetal que tiene la cuenca y el tipo de suelo relacionado al grado de infiltración que posee. (Calculado a partir de los datos anteriores).

Tabla. Grupo de suelo hidrológico, para el cálculo del CN	
GRUPO	DESCRIPCION
Grupo A	Bajo potencial de escurrimiento. Suelos que tienen altas velocidades de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente de arena y gravas profundas, con bueno a exceso drenaje. Estos suelos tienen altas velocidades de transmisión del agua.
Grupo B	Suelos con moderada velocidad de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente de suelos con cantidades moderadas de texturas finas y gruesas, con drenaje medio y algo profundo. Son básicamente suelos arenosos.
Grupo C	Suelos que tienen bajas velocidades de infiltración cuando están mojados, consisten principalmente de suelos que tienen un estrato que impide el flujo del agua. Son suelos con texturas finas (margas arcillosas, margas arenosas poco profundas). Estos suelos tienen bajas velocidades de transmisión.
Grupo D	(Alto potencial de escurrimiento. Suelos que tienen muy bajas velocidades de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente de suelos arcillosos con alto potencial de hinchamiento, suelos con nivel freático y permanente, suelos con estratos arcillosos cerca de sus superficie, o bien, suelos someros sobre horizontes impermeables.

Tabla 4.5: Grupo de Suelo Hidrológico - Fuente: Propia

Tabla. Número de Curva para condiciones antecedentes de humedad promedio					
Descripción del uso de la tierra		Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
Tierra cultivada	Sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
	Con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales	Condiciones pobres	68	79	86	89
	Condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: Condiciones óptimas		30	58	71	78
Bosques	Troncos delgados, cubierta pobre sin hierbas	45	66	77	83
	Cubierta buena	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques en condiciones óptimas, cubiertas > 75%		39	61	74	80
Áreas abiertas, césped, parques en condiciones aceptables entre el 50% y 75%		49	69	79	84
Áreas comerciales (85% impermeable)		89	92	94	95
Áreas industriales (72% impermeable)		81	88	91	93
Residencial		Grupo hidrológico del suelo			
Tamaño promedio del lote	Porcentaje promedio impermeable	A	B	C	D
505.8 m ²	65%	77	85	90	92
1011.6 m ²	38%	61	75	83	87
1348.9 m ²	30%	57	72	81	86
2023.5 m ²	25%	54	70	80	85
4046.9 m ²	20%	51	68	79	84
Pavimentos, techos, accesos, etc.		98	98	98	98
Calles y carreteras	Pavimento con cunetas y alcantarillado	98	98	98	98
	Grava	76	85	89	91
	Tierra	72	82	87	89

Tabla 4.6: Número de Curva - Fuente: Propia

La abstracción inicial será:

CALCULO DE LA ABSTRACCIÓN INICIAL			
DESCRIPCIÓN	CN	S	Ia
SUB CUENCA 01	75.00	84.67	16.93
SUB CUENCA 02	73.00	93.95	18.79
SUB CUENCA 03	78.00	71.64	14.33
SUB CUENCA 04	73.00	93.95	18.79

Donde:
 S: Abstracción potencial máxima
 CN: Número de curva
 I_a: Abstracción Inicial (Datos para el programa Hec Hms)

$$S = \frac{25400 - 254 \times CN}{CN}$$

$$I_a = 0.2 \times S$$

Cuadro 4.5: Abstracción Inicial - Fuente: Propia

4.4.4.4 Modelamiento Hidrológico en HEC-HMS

Figura N° 4.10 –Vista general de la Cuenca Huatatas en HEC-HMS

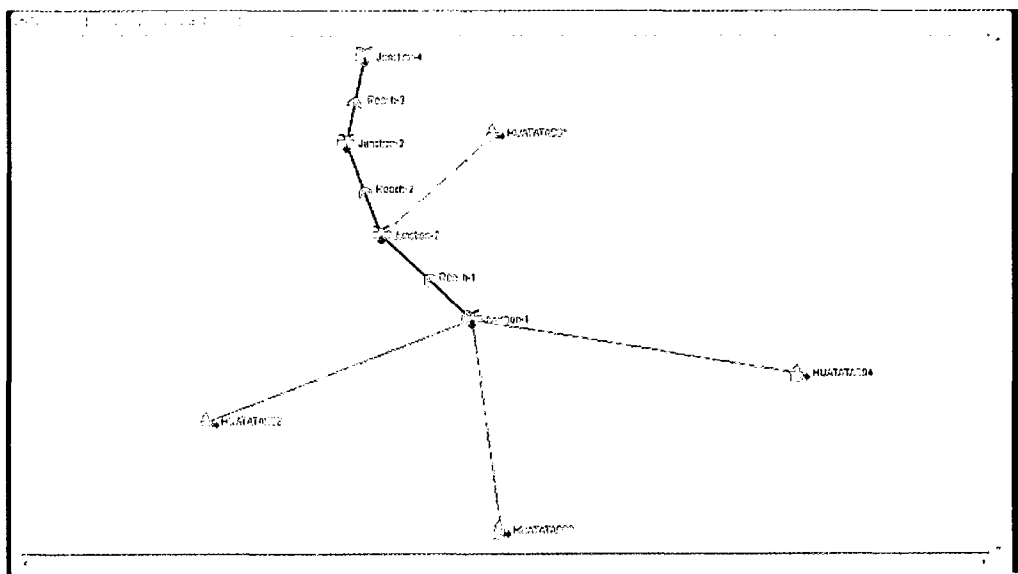
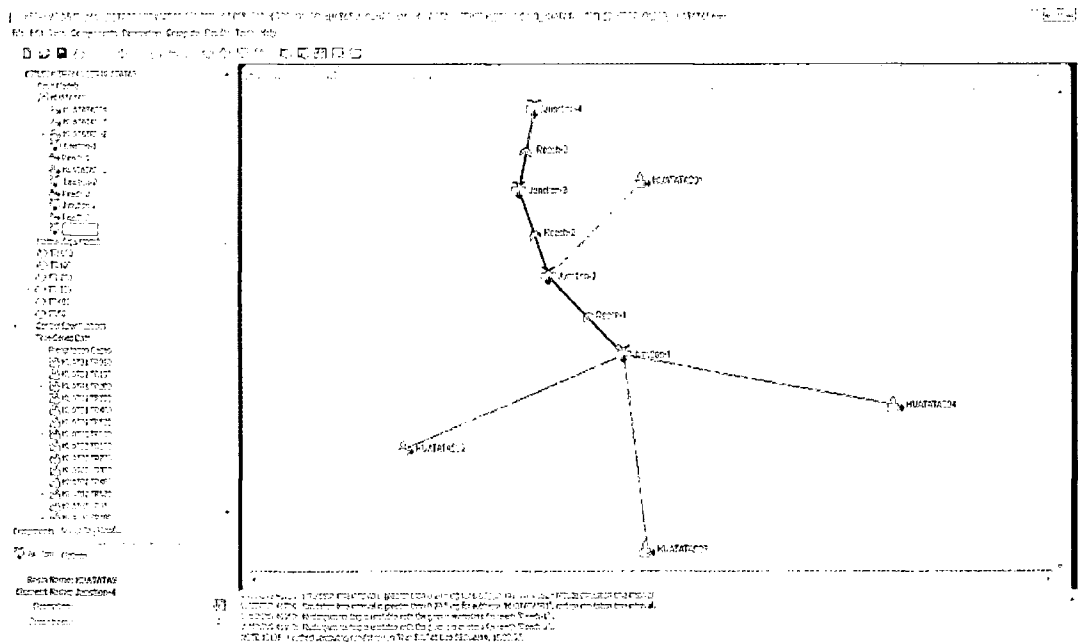
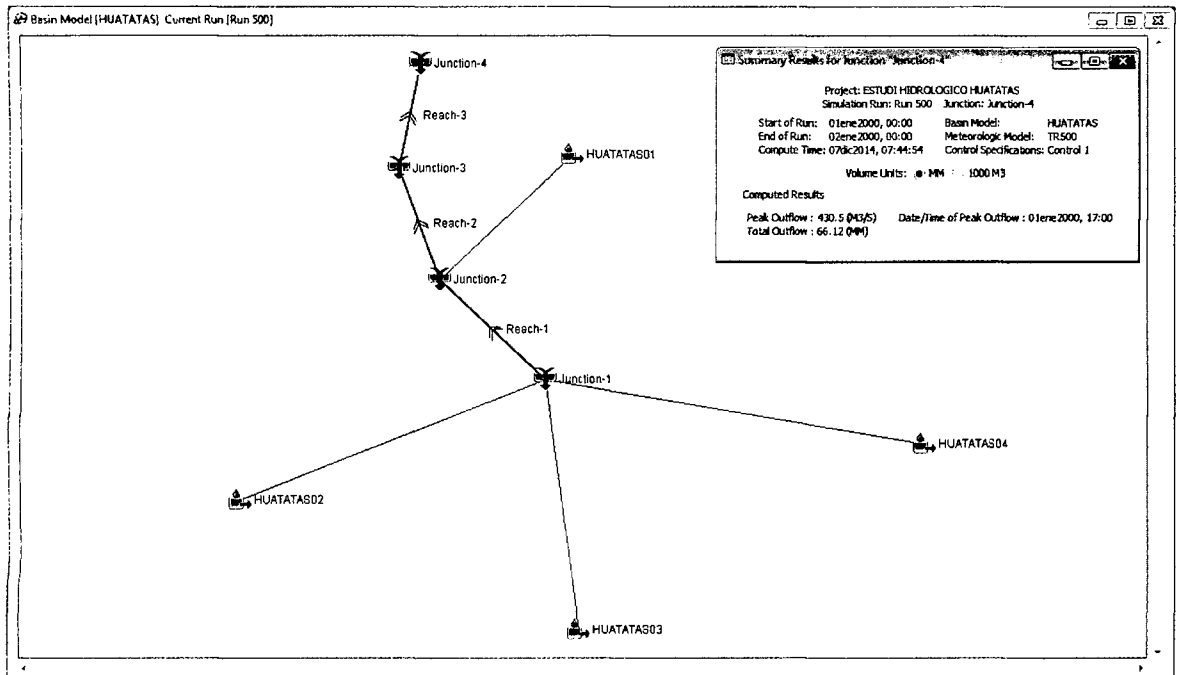


Figura N° 4.11 – Diagrama de Nudos y Tramos de la Cuenca Huatatas en HEC-HMS



De esta forma obtenemos los resultados para los diferentes periodos de retorno.

Periodo de retorno TR=500 años.

Figura N° 4.12 – Caudal Máximo para un Tr=500 años

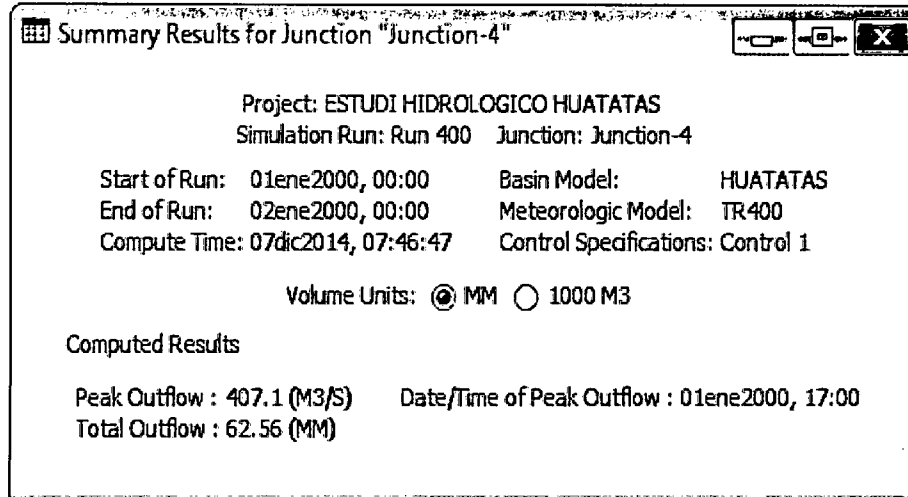
The screenshot shows the following data:

Project: ESTUDI HIDROLOGICO HUATATAS	
Simulation Run: Run 500	Junction: Junction-4
Start of Run: 01ene2000, 00:00	Basin Model: HUATATAS
End of Run: 02ene2000, 00:00	Meteorologic Model: TR500
Compute Time: 07dic2014, 07:44:54	Control Specifications: Control 1
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results	
Peak Outflow : 430.5 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 01ene2000, 17:00
Total Outflow : 66.12 (MM)	

$$Q = 430.50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Periodo de retorno TR=400 años.

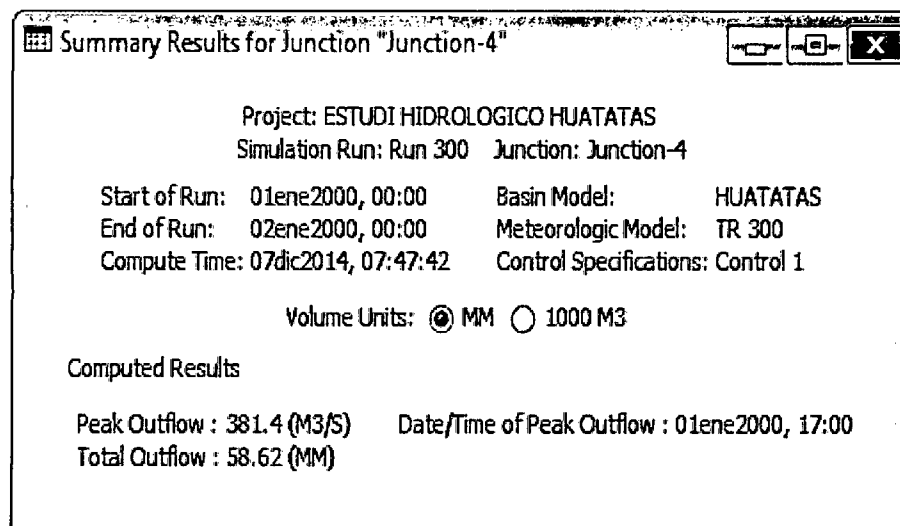
Figura N° 4.13 – Caudal Máximo para un Tr=400 años



$$Q = 407.10 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Periodo de retorno TR=300 años.

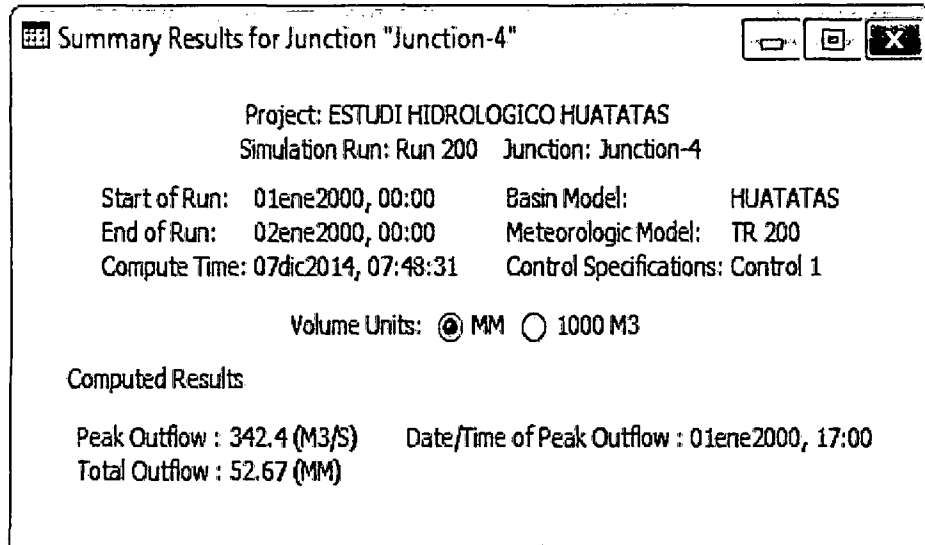
Figura N° 4.14 – Caudal Máximo para un Tr=300 años



$$Q = 381.40 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Periodo de retorno TR=200 años.

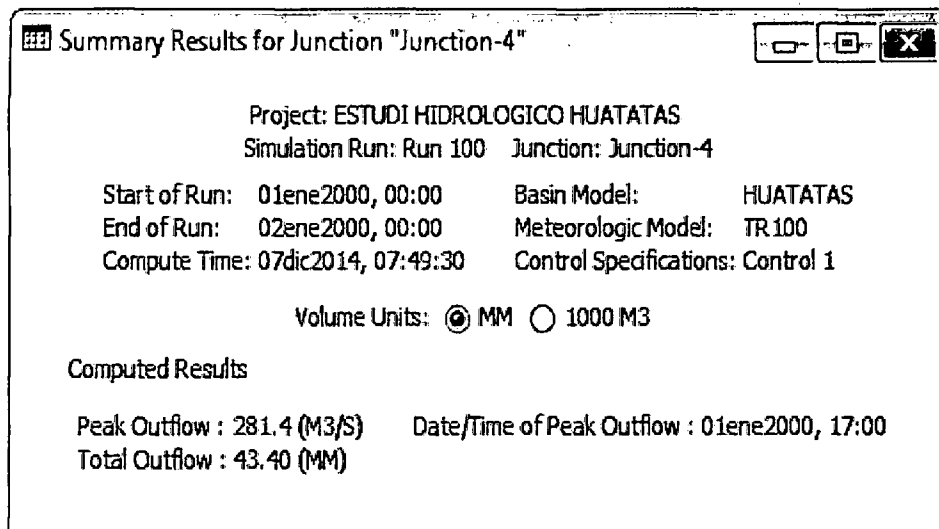
Figura N° 4.15 – Caudal Máximo para un Tr=200 años



$$Q = 342.40 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Periodo de retorno TR=100 años.

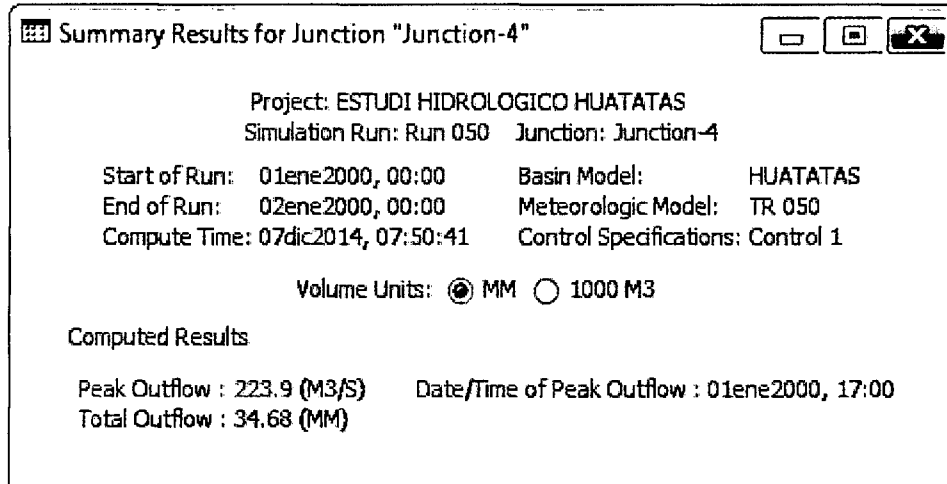
Figura N° 4.16 – Caudal Máximo para un Tr=100 años



$$Q = 281.40 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Periodo de retorno TR=50 años.

Figura N° 4.17 – Caudal Máximo para un Tr=50 años



$$Q = 223.90 \text{ m}^3/\text{seg}$$

CAPÍTULO V ESTUDIO HIDRÁULICO DEL RÍO HUATATAS

5.1 Modelamiento Hidráulico con HEC – RAS

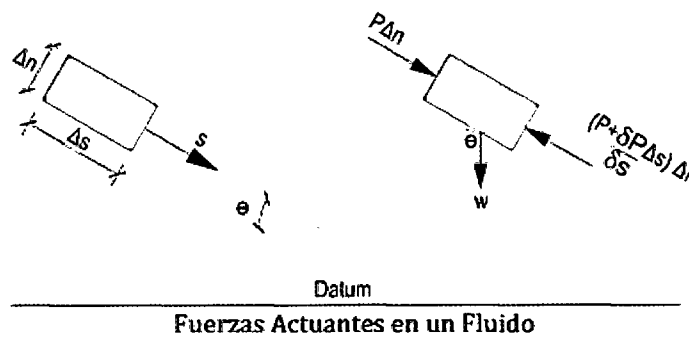
5.1.1 Introducción

Para conocer el comportamiento del flujo en cauces naturales o simplemente en canales con secciones conocidas, es necesario contar con la teoría básica de la hidráulica y las leyes físicas que gobiernan su comportamiento.

De las ecuaciones básicas y los principios físicos de movimiento de fluidos, se aplican a la solución del flujo gradualmente variado, obteniendo como resultados los niveles o tirantes a lo largo del cauce. También es necesario contar con metodologías para calcular el área y el perímetro mojado en una sección transversal.

5.1.2 Ecuaciones Matemáticas

ECUACIONES DEL MOVIMIENTO



(Figura 5.1): Fuerzas actuantes en un fluido.

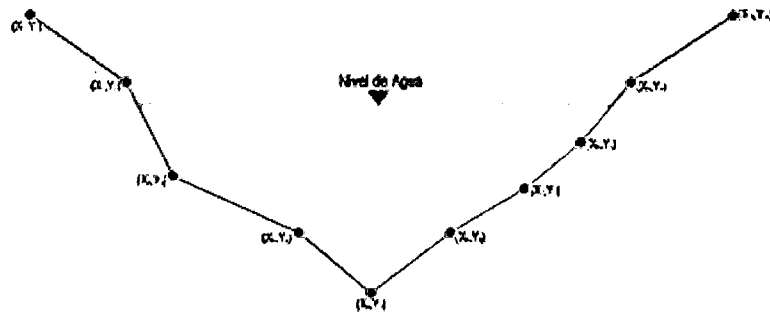
Aplicando la segunda ley de Newton y haciendo las simplificaciones necesarias se llega a:

$$\rho \left(\frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial V_s}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial s} (p + \gamma Z) = 0$$

Esta es la conocida ecuación propuesta en el siglo XVIII, por el matemático suizo Leonardo Euler y reconocida universalmente como la ecuación de Euler. En este estudio esta ecuación se simplifica la aceleración local, debido a que el análisis es para flujos Permanentes.

5.1.3 Secciones Transversales en Cauces Naturales

El estudio de las propiedades de las secciones transversales en cauces naturales tiene singular importancia ya que dicha sección es la que define muchas de las características de la conducción. Estas secciones representan la geometría del cauce que están formados por una serie de puntos o coordenadas (X, Y) , cuyos valores de X forman la longitud de la sección transversal y los valor de Y las alturas con respecto a un DATUM. En principio, las formas de estas secciones pueden variar a lo largo del canal (canal no prismático).



Sección Transversal en Cauces Naturales

(Figura 5.2): Sección Transversal en Cauces Naturales.

Área mojada.

$$A = 0.5 \left[Y(X_n + X_{n-1} - X_2 - X_1) + X_1 Y_2 + X_n Y_{n-1} + \sum_{i=2}^{n-2} (X_i Y_{i+1} - X_{i+1} Y_i) \right]$$

Perímetro mojado.

$$P = \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2} + \sqrt{(X_n - X_{n-1})^2 + (Y_n - Y_{n-1})^2} + \sum_{i=2}^{n-2} \left[\sqrt{(X_{i+1} - X_i)^2 + (Y_{i+1} - Y_i)^2} \right]$$

5.1.4 Cálculo del Tirante Normal

Para el análisis y diseño de estructuras hidráulicas en un río es necesario conocer el Tirante Normal, que forma parte de las características hidráulicas de un río. En la mayoría de los textos exponen los cálculos numéricos sólo para canales con secciones transversales conocidos tales como rectangulares, triangulares, trapezoidales, parabólicos y otros que derivan a ecuaciones lineales en la solución del tirante normal, entonces, para el análisis en cauces naturales aproximan a estas secciones mencionadas perdiendo precisión y garantía en la obtención de sus resultados.

Función F1

$$F(Y) = Q^3 \left(\sum n_i^{\frac{3}{2}} P_i \right)^2 - A^5 S^{\frac{1}{2}} = 0$$

Solucionando la ecuación anterior por el método de Newton Raphson derivando la función $F(Y)$ con respecto al tirante.

$$\frac{\partial}{\partial Y}(F(Y)) = Q^3 \frac{\partial}{\partial Y} \left(\sum n_i^{\frac{3}{2}} P_i \right)^2 - S^{\frac{1}{2}} \frac{\partial}{\partial Y} (A^5)$$

$$\frac{\partial}{\partial Y} \left(\sum n_i^{\frac{3}{2}} P_i \right)^2 = 2 \left(\sum n_i^{\frac{3}{2}} P_i \right)^2 \left[\frac{n_1^{\frac{3}{2}} (Y - Y_2 - (X_2 - X_1) m_1)}{\sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y)^2}} + \frac{n_n^{\frac{3}{2}} (Y - Y_{n-1} - (X_n - X_{n-1}) m_2)}{\sqrt{(X_n - X_{n-1})^2 + (Y_{n-1} - Y)^2}} \right]$$

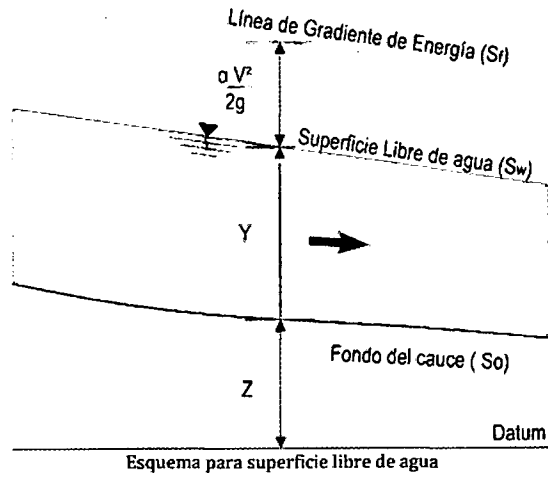
$$\frac{\partial}{\partial Y} (A^5) = 2.5 A^4 [X_n + X_{n-1} - X_2 - X_1 + Y(m_2 - m_1) + Y_2 m_1 - Y_{n-1} m_2]$$

La solución de Y se encuentra con la siguiente fórmula.

$$Y_n = Y_0 - \frac{F(Y)}{\frac{\partial}{\partial Y} (F(Y))}$$

5.1.5 Perfiles del Flujo Gradualmente Variado

Al examinar el cómputo de perfiles de flujo gradualmente variado, se necesita primero desarrollar un método sistemático para clasificar los perfiles que pueden presentarse en un cauce dado.



(Figura 5.3); Esquema para superficie libre de agua.

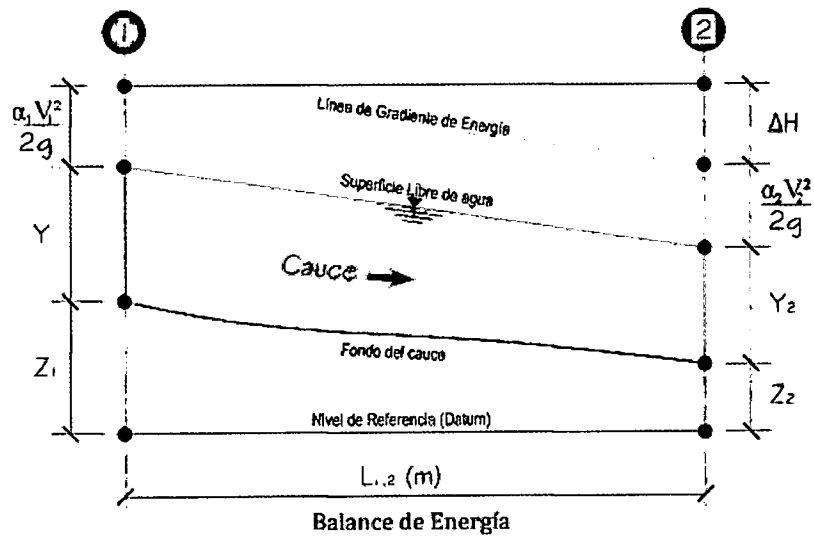
La ecuación de la variación del tirante Y con respecto a la distancia X es:

$$\frac{dY}{dX} = \frac{S_0 - S_f}{1 - (\alpha BQ^2)/(gA^3)}$$

Donde $\frac{\partial A}{\partial Y} = B$.

5.1.6 Ecuaciones para el cálculo de perfiles

Los tirantes del cauce, se calcula empleando el método del paso estándar.

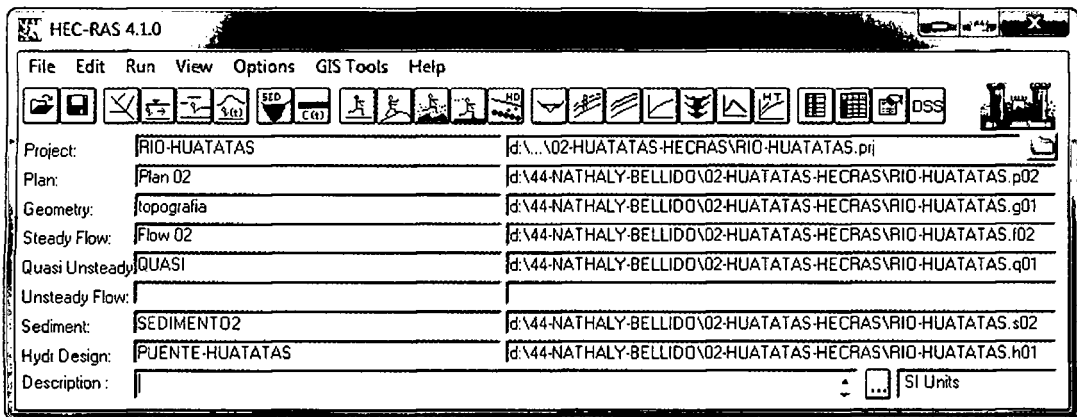


(Figura 5.4): Balance de energía.

$$\frac{dF'}{dY_2} = 1 - \frac{\alpha_2 Q^2}{g A_2^3} B_2 - \frac{1}{3} S f_2 (X_2 - X_1) \left(5 \frac{B_2}{A_2} - \frac{2}{P_2} \frac{dP_2}{dY_2} \right)$$

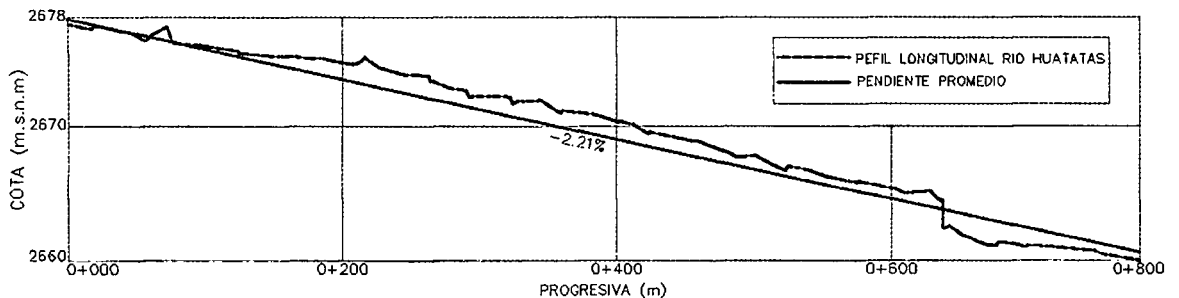
Esta ecuación sirve para calcular la superficie libre de agua (curva de remanso en un flujo gradualmente variado) en secciones prismáticas y no prismáticas.

5.1.7 Datos para la simulación del río del proyecto



(Figura N° 5.5) – Vista General en HEC-RAS de la Cuenca Huatatas

5.1.8 Cálculo de la Pendiente del Río Huatatas



(Figura N° 5.6): Pendiente del cauce principal del río Huatatas

La pendiente del cauce principal se ha determinado del plano topográfico, con la unión de las cotas mínimas de cada sección que forman la línea de Thalweg a lo largo del perfil longitudinal del río en la zona de emplazamiento del puente Huatatas, esta línea ha sido ajustada a una recta de donde determinamos la pendiente del río

para el canal principal como $S_c=0.0221$.

5.1.9 Determinación de los coeficientes de rugosidad de Manning

Los coeficientes de rugosidad de Manning fueron determinados teniendo en cuenta la granulometría inherente en la zona, como se observa en la Figura N° 5.7, en el lecho del río Huatatas.



(Figura N° 5.7) - Granulometría del lecho de río Huatatas

Fuente: propia.

Para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning, se ha utilizado la formulación matemática propuesta por ABT S.R. (1987), (**Roughness of loose rock RIPRAP on steep slopes - Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 124 N° 2**), la misma que se describe a continuación:

$$n = 0.0456(D_{50}S)^{0.159}, \text{ límite de aplicación: } 0.01 < S \leq 0.20$$

Dónde:

S : Pendiente del río.

D_{50} : Diámetro medio de las partículas del fondo del lecho (plg)

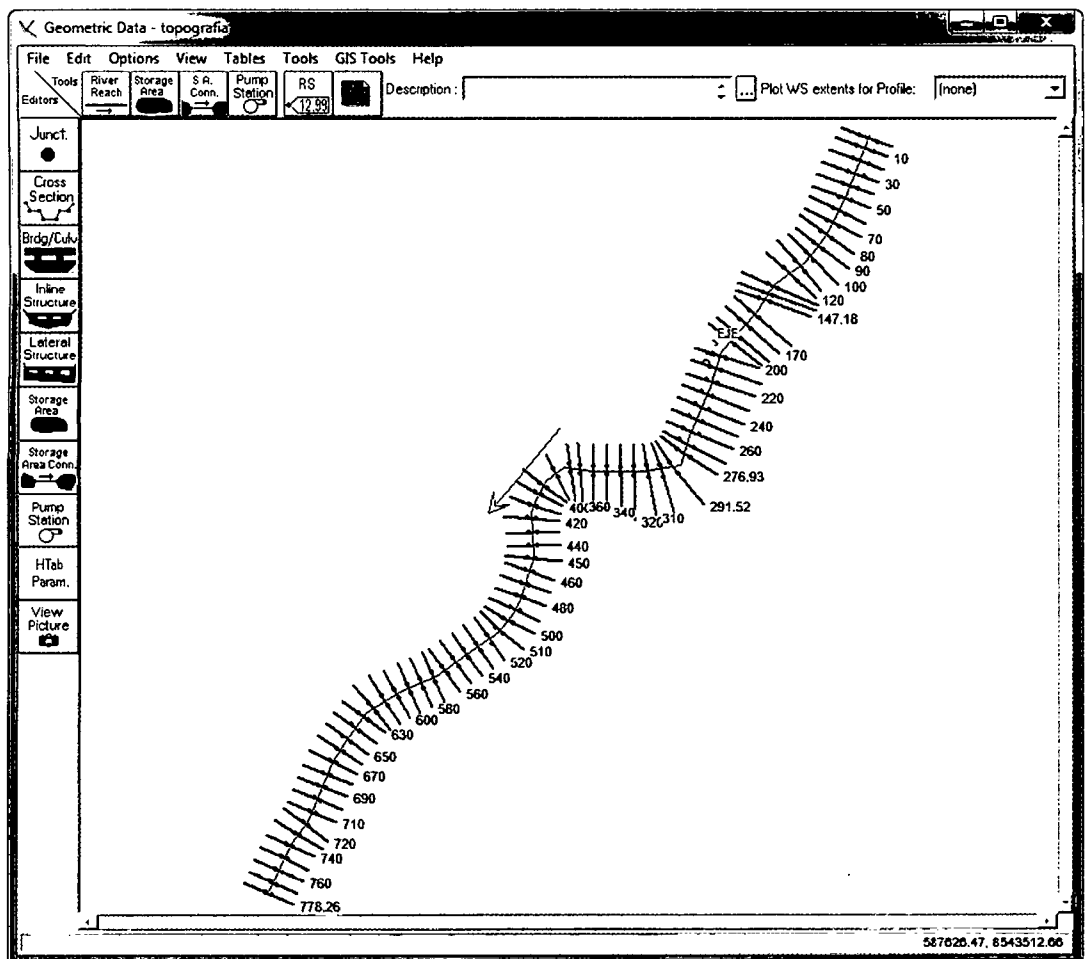
La pendiente del cauce principal del río HUATATAS es igual a **0.0221%** y el (y) los diámetros representativos se ha obtenido del estudio geotécnico del proyecto. Aplicando la fórmula de Abt, el coeficiente de rugosidad de Manning se obtiene como sigue:

Cuadro 5.1- Coeficientes de rugosidad de Manning según ABT S.R.

DESCRIPCIÓN	D50 (mm)	D50(in)	S	n
Banco derecho de inundación	209.00	8.23	0.022	0.035
Canal principal	248.92	9.80	0.022	0.036
Banco izquierdo de inundación	209.00	8.23	0.022	0.035

5.1.10 Simulación de flujo permanente a través de estudio

Figura N° 5.8 – Datos Geométrico del río Huatatas



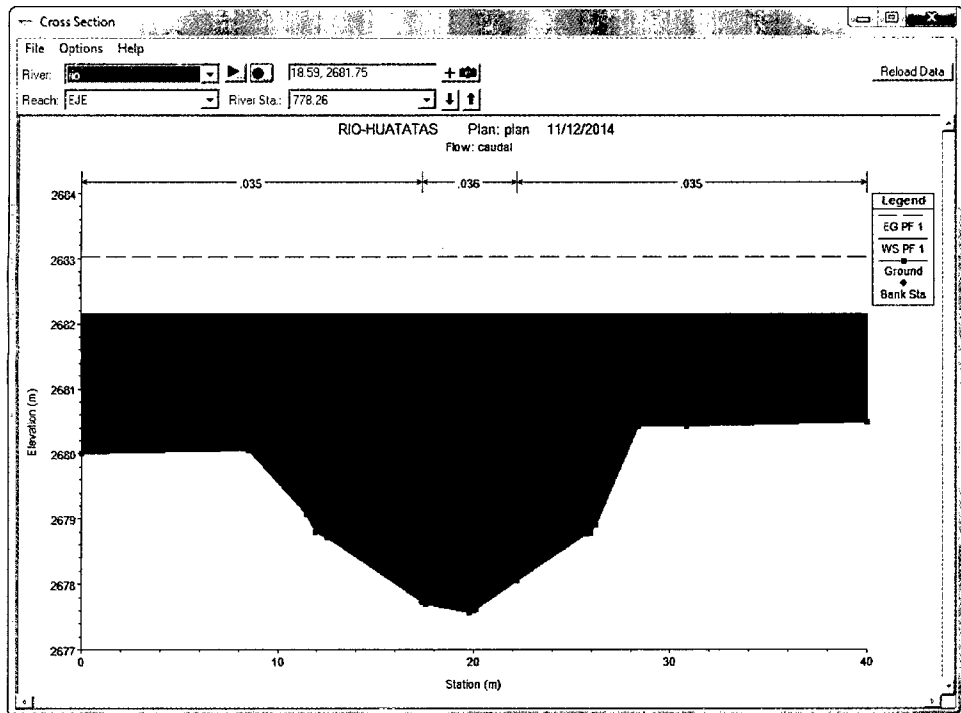
5.1.11 Resultado de la simulación

La salida del programa abarca entre otras, secciones transversales mostrando la sección del canal y los niveles de agua, perfiles longitudinales, curvas y (tirante) Vs. Q (caudal), Perspectivas X-Y-Z (Pseudo 3D), tabla de la sección transversal (puntos, velocidad media, número de Froude, etc), tabla del perfil longitudinal. Etc.

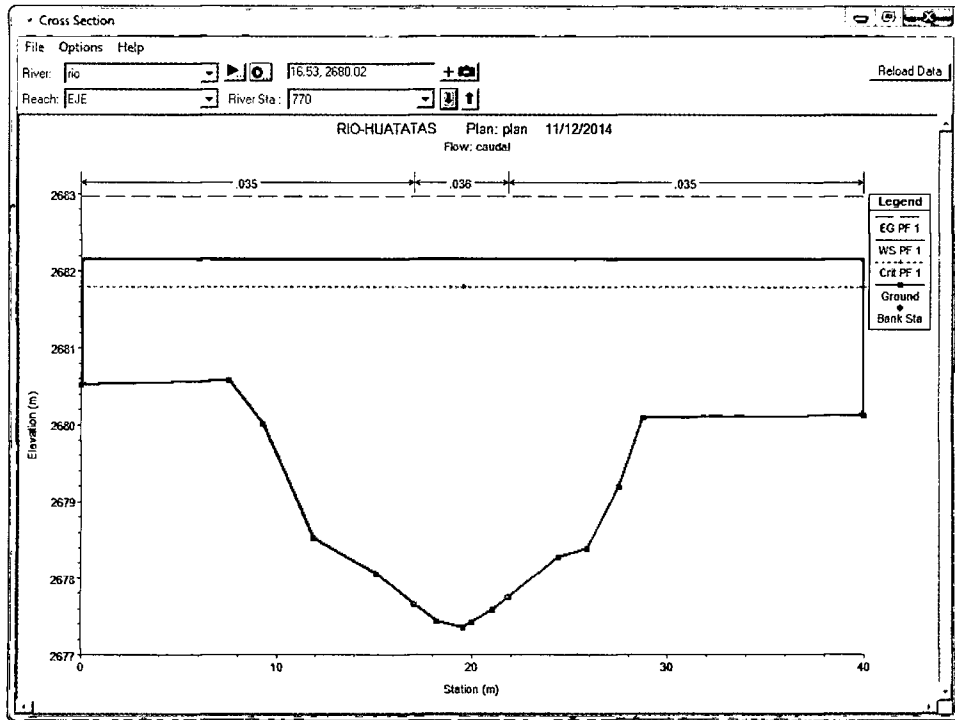
5.1.11.1 Secciones transversales del río

Se presenta las secciones transversales en la estación inicial y final de cada tramo solamente en los ríos donde se realizará el mejoramiento del puente Huatatas, en estos resultados se puede percibir la altura del tirante normal, tirante crítico y la línea de energía total.

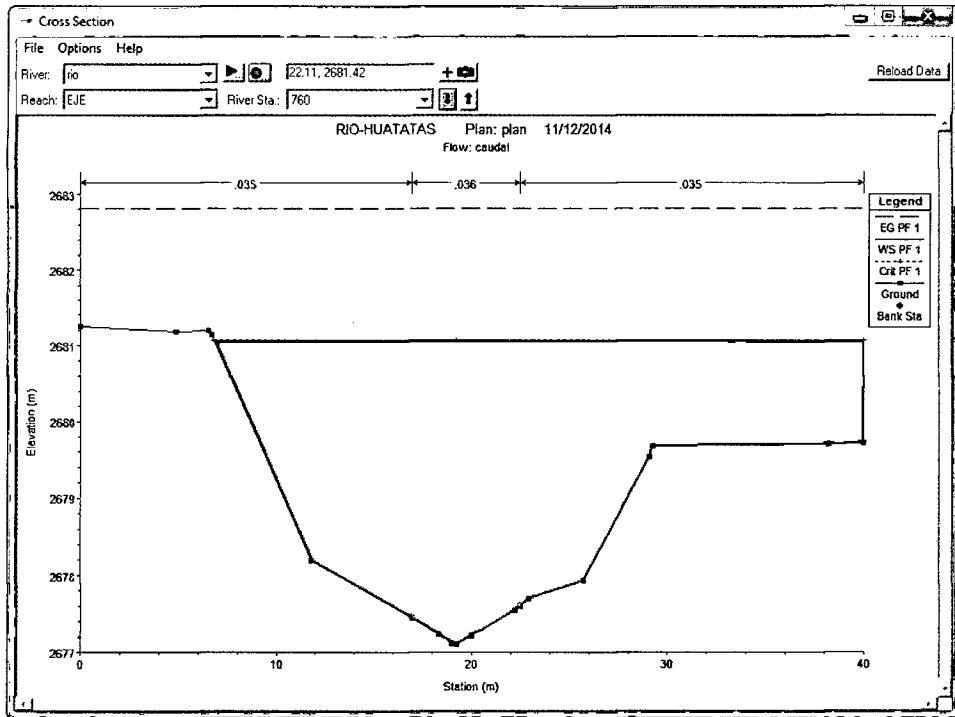
Sección Transversal del Río Huatatas Km 0+000



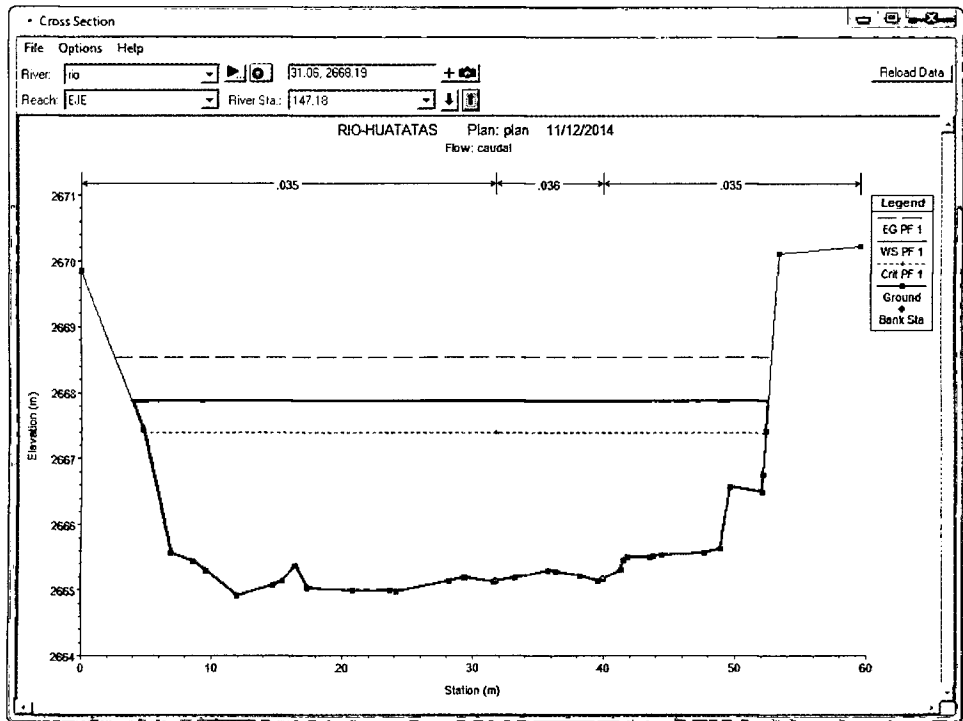
Sección Transversal del Río Huatatas Km 0+020



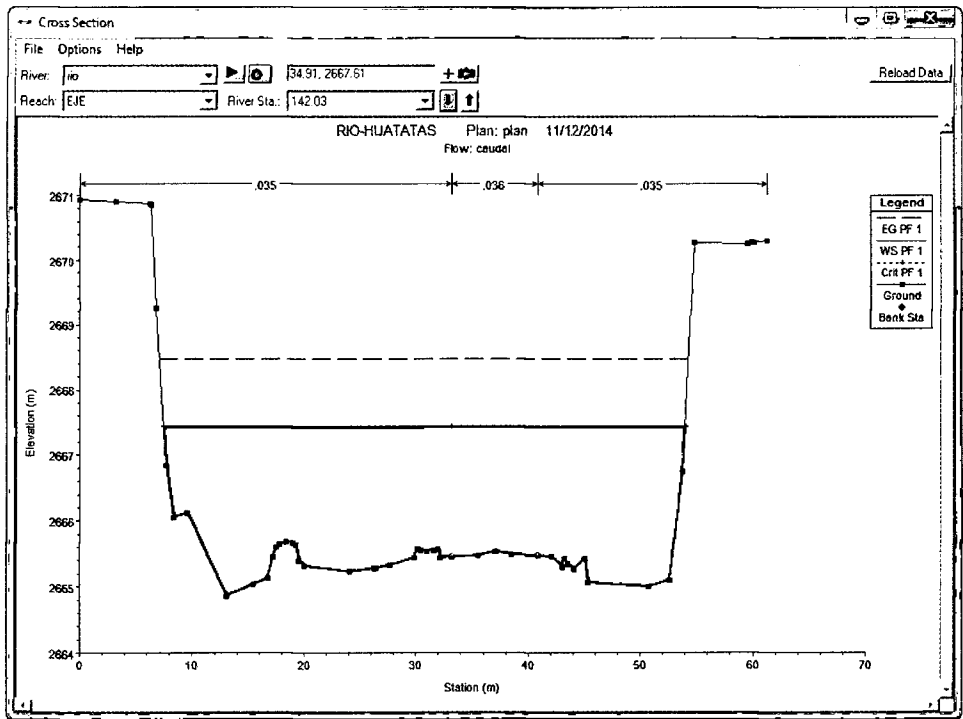
Sección Transversal del Río Huatatas Km 0+040



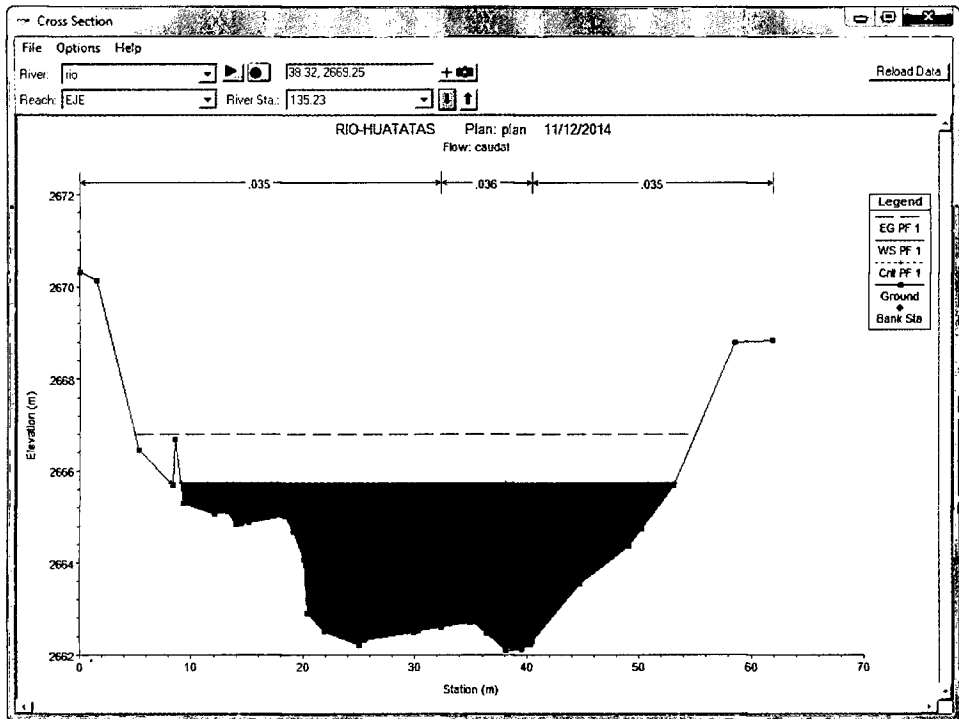
Sección Transversal del Río Huatatas Km 0+147



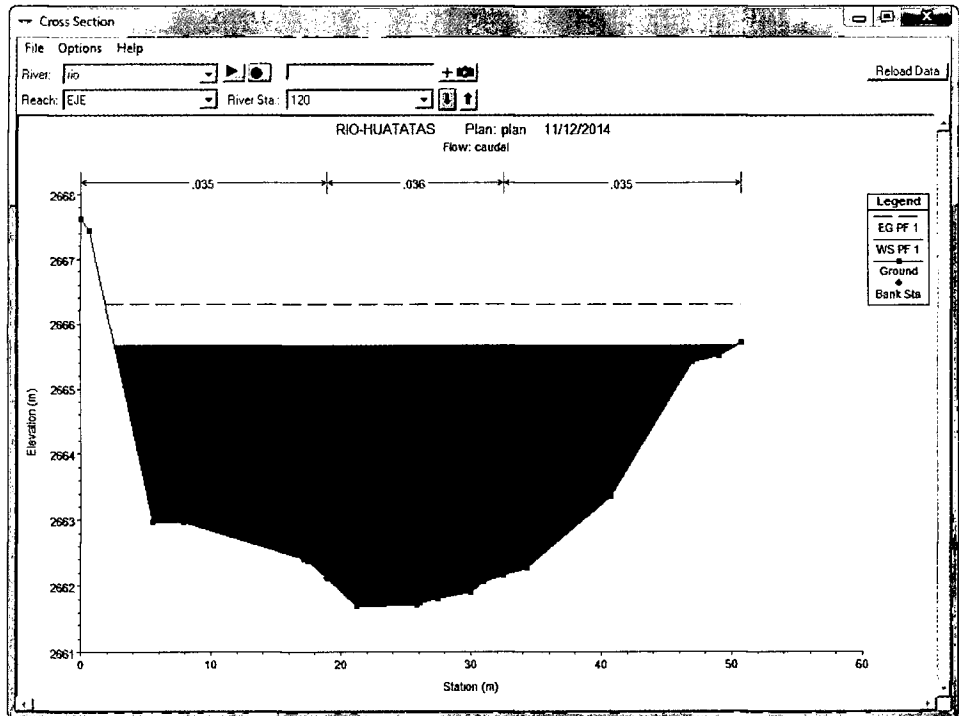
Sección Transversal del Río Huatatas Km 0+142



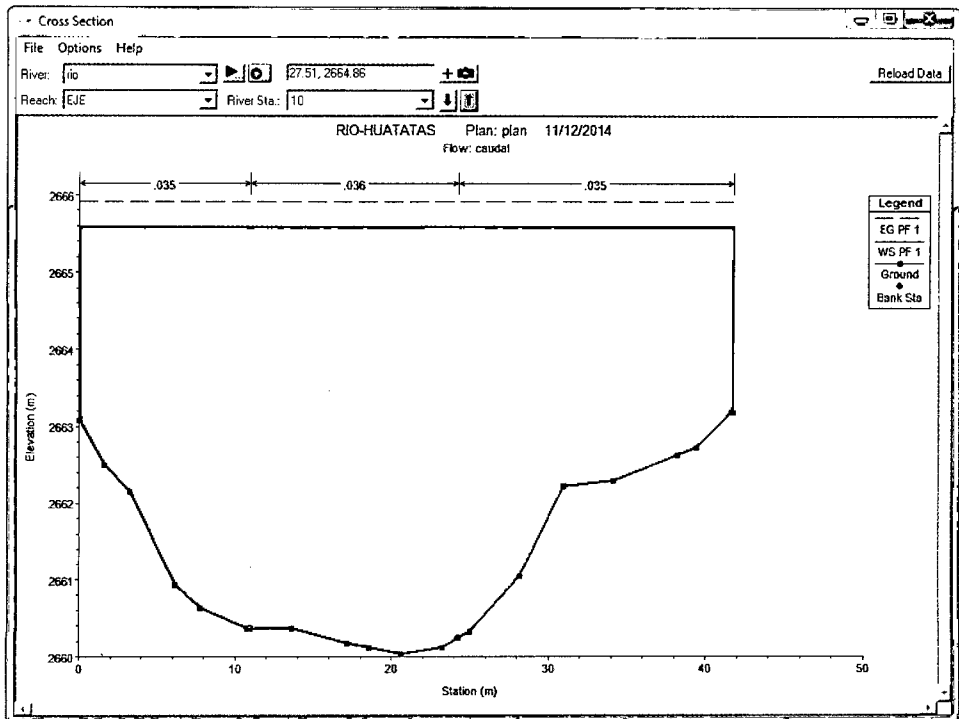
Sección Transversal del Río Huatatas Km 0+135



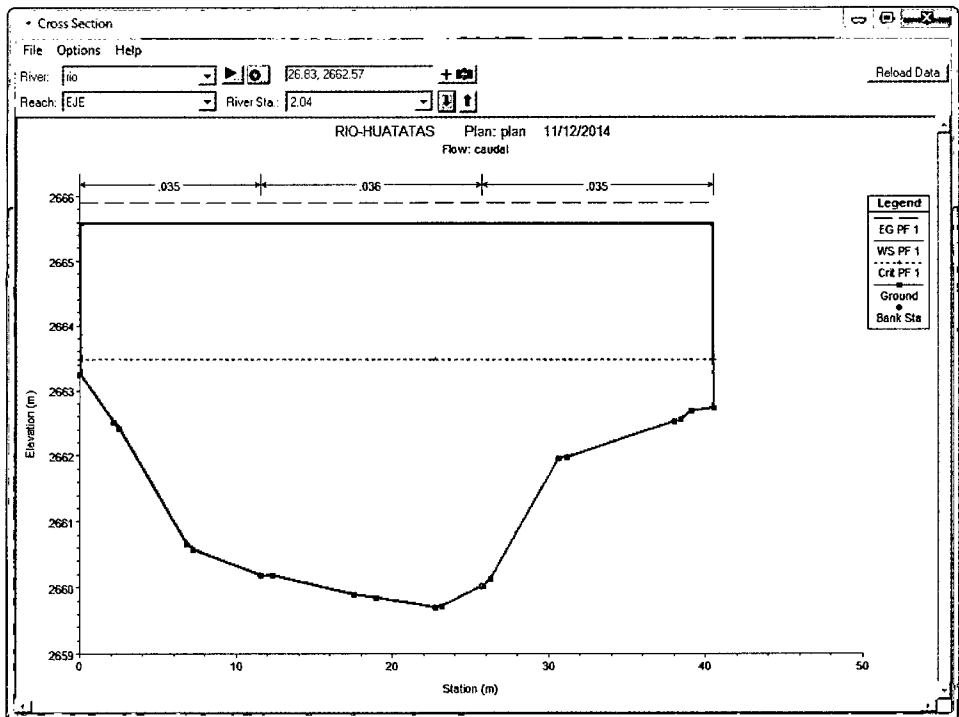
Sección Transversal del Río Huatatas Km 0+120



Sección Transversal del Río Huatatas Km 0+010



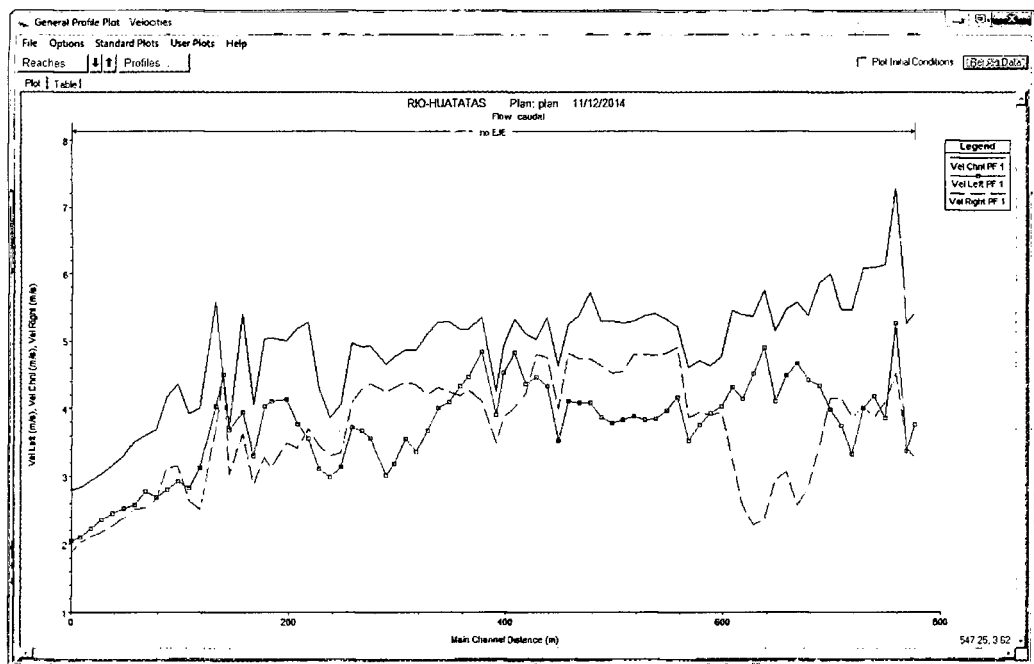
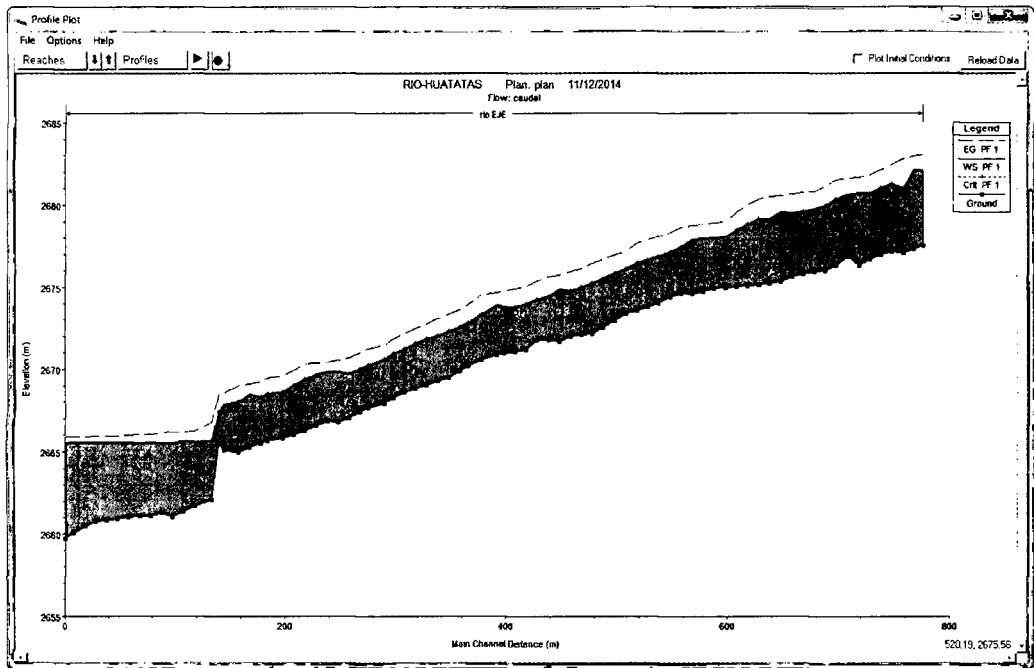
Sección Transversal del Río Huatatas Km 0+000



5.1.11.2 Perfiles Longitudinales

De manera similar se presenta los perfiles longitudinales de los tramos donde se realizará el mejoramiento del puente únicamente.

Perfil Longitudinal del río Huatatas



5.1.11.3 Parámetros Hidráulicos

Para poder realizar el mejoramiento del puente se realizaron pozas de disipación y colchones de atenuación, es importante saber la altura máxima que alcanza el agua en cada tramo del río, éste valor es el parámetro más importante para diseñar las estructuras, por esa razón a continuación mostraremos los valores críticos del río.

Cross Section Output					
File Type Options Help					
River:	rio	Profile:	PF 1		
Reach:	EJE	RS:	10	↓	↑
Plan: plan					
Plan: plan rio EJE RS: 10 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	2665.91	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.31	Wt. n-Val.	0.035	0.036	0.035
W.S. Elev (m)	2665.60	Reach Len. (m)	7.96	7.96	8.03
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	45.76	72.14	63.82
E.G. Slope (m/m)	0.001101	Area (m2)	45.76	72.14	63.82
Q Total (m3/s)	430.50	Flow (m3/s)	96.03	204.75	129.72
Top Width (m)	41.80	Top Width (m)	10.95	13.33	17.51
Vel Total (m/s)	2.37	Avg. Vel. (m/s)	2.10	2.84	2.03
Max Chl Dpth (m)	5.57	Hydr. Depth (m)	4.18	5.41	3.64
Conv. Total (m3/s)	12974.8	Conv. (m3/s)	2894.2	6170.9	3909.7
Length Wtd. (m)	7.98	Wetted Per. (m)	13.89	13.35	20.33
Min Ch El (m)	2660.03	Shear (N/m2)	35.56	58.34	33.89
Alpha	1.08	Stream Power (N/m s)	2001.15	0.00	0.00
Fictn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	0.38	0.61	0.48
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	0.09	0.11	0.13

En las anteriores figuras se puede observar los resultados obtenidos acerca de la elevación de la superficie libre de agua, elevación del canal, tirante, velocidad en el canal, esfuerzo de corte en el banco izquierdo, derecho y el centro, área del flujo, ancho del espejo de agua, número de fraude y tipo de flujo.

5.1.11.4 Tirantes de Diseño

A continuación resumimos los tirantes mínimos y máximos:

NOMBRE	Tirante (m)	
	Tr=100 años	Tr=500 años
NAME	3.10	3.77
NAMN	2.64	3.18
NAMI	0.80	0.98

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
EJE	778.26	PF 1	430.50	2677.56	2682.16		2683.04	0.005258	5.41	110.14	40.00	0.82
EJE	770	PF 1	430.50	2677.35	2682.17	2681.79	2682.98	0.004651	5.25	114.48	40.00	0.78
EJE	760	PF 1	430.50	2677.09	2681.07	2681.07	2682.81	0.011953	7.29	78.48	33.17	1.20
EJE	750	PF 1	430.50	2677.17	2681.33	2681.33	2682.45	0.007584	6.14	97.64	40.00	0.97
EJE	740	PF 1	430.50	2677.00	2681.05	2681.05	2682.16	0.007753	6.10	97.31	40.00	0.98
EJE	730	PF 1	430.50	2676.75	2680.75	2680.75	2681.84	0.007912	6.09	98.16	41.55	0.99
EJE	720	PF 1	430.50	2676.35	2680.78		2681.68	0.005628	5.47	108.41	41.04	0.84
EJE	710	PF 1	430.50	2676.91	2680.65	2680.47	2681.61	0.006815	5.47	102.03	40.00	0.91
EJE	700	PF 1	430.50	2676.32	2680.41	2680.41	2681.52	0.007959	6.01	96.55	40.00	0.98
EJE	690	PF 1	430.50	2676.03	2680.00	2680.00	2681.11	0.007372	5.86	97.94	40.00	0.95
EJE	680	PF 1	430.50	2675.95	2679.81	2679.68	2680.84	0.006291	5.38	101.82	40.00	0.88
EJE	670	PF 1	430.50	2675.81	2679.63	2679.63	2680.77	0.006794	5.57	97.71	40.00	0.91
EJE	660	PF 1	430.50	2675.66	2679.56	2679.24	2680.66	0.006360	5.49	96.92	34.48	0.89
EJE	650	PF 1	430.50	2675.37	2679.58	2679.15	2680.57	0.005270	5.14	102.11	34.31	0.81
EJE	640	PF 1	430.50	2675.27	2679.19	2679.04	2680.51	0.008315	5.77	90.02	40.00	0.98
EJE	630	PF 1	430.50	2675.17	2679.21	2679.21	2680.36	0.006810	5.37	96.73	40.00	0.89
EJE	620	PF 1	430.50	2675.12	2678.90	2678.90	2679.98	0.006729	5.39	101.29	43.63	0.90
EJE	610	PF 1	430.50	2675.05	2678.50	2678.50	2679.57	0.007766	5.45	99.14	42.90	0.95
EJE	600	PF 1	430.50	2674.98	2678.10		2678.99	0.006670	4.77	103.98	40.00	0.87
EJE	590	PF 1	430.50	2674.94	2678.06		2678.92	0.006220	4.64	105.96	40.00	0.84
EJE	580	PF 1	430.50	2674.76	2677.99		2678.85	0.006148	4.72	106.20	40.00	0.84
EJE	570	PF 1	430.50	2674.57	2677.97	2677.56	2678.78	0.005477	4.61	110.22	40.00	0.80
EJE	560	PF 1	430.50	2674.66	2677.51	2677.51	2678.67	0.010149	5.21	91.20	40.00	1.04
EJE	550	PF 1	430.50	2674.40	2677.19	2677.19	2678.33	0.009508	5.31	92.69	40.00	1.02
EJE	540	PF 1	430.50	2674.04	2676.96	2676.96	2678.10	0.009273	5.40	93.23	40.00	1.02
EJE	530	PF 1	430.50	2673.80	2676.75	2676.75	2677.89	0.009329	5.38	93.15	40.00	1.02
EJE	520	PF 1	430.50	2673.55	2676.56	2676.56	2677.68	0.009304	5.29	93.33	40.00	1.01
EJE	510	PF 1	430.50	2673.35	2676.16	2676.16	2677.21	0.009103	5.27	96.94	44.09	1.00
EJE	500	PF 1	430.50	2672.94	2675.90	2675.90	2676.97	0.009025	5.29	96.36	43.16	1.00
EJE	490	PF 1	430.50	2672.57	2675.64	2675.64	2676.72	0.009158	5.30	94.98	41.77	1.01
EJE	480	PF 1	430.50	2672.15	2675.29	2675.29	2676.47	0.009734	5.72	91.74	40.00	1.05
EJE	470	PF 1	430.50	2672.07	2675.07	2675.07	2676.19	0.009413	5.38	93.17	40.00	1.02
EJE	460	PF 1	430.50	2671.99	2674.87	2674.87	2675.99	0.009654	5.24	92.77	40.00	1.02
EJE	450	PF 1	430.50	2671.66	2674.93	2674.61	2675.75	0.006051	4.64	109.36	42.38	0.83
EJE	440	PF 1	430.50	2671.81	2674.49	2674.49	2675.64	0.010172	5.34	91.46	40.00	1.05
EJE	430	PF 1	430.50	2671.78	2674.27	2674.27	2675.40	0.010127	5.02	91.57	40.00	1.03
EJE	420	PF 1	430.50	2671.17	2674.05	2673.96	2675.07	0.008835	5.11	96.91	41.91	0.98
EJE	410	PF 1	430.50	2671.06	2673.84	2673.84	2674.97	0.009713	5.32	92.87	40.82	1.03
EJE	400	PF 1	430.50	2670.96	2673.81	2673.67	2674.80	0.008037	4.94	98.58	40.00	0.94
EJE	393.27	PF 1	430.50	2670.88	2673.93		2674.69	0.005410	4.26	112.49	41.20	0.78
EJE	380	PF 1	430.50	2670.54	2673.36	2673.36	2674.55	0.009794	5.35	89.93	38.14	1.04
EJE	367.58	PF 1	430.50	2670.22	2672.86	2672.86	2673.92	0.009744	5.17	94.99	43.42	1.03
EJE	360	PF 1	430.50	2669.87	2672.58	2672.58	2673.60	0.009832	5.17	97.23	46.08	1.03
EJE	350	PF 1	430.50	2669.47	2672.33	2672.33	2673.34	0.009743	5.30	98.11	48.00	1.03
EJE	340	PF 1	430.50	2669.30	2672.10	2672.10	2673.10	0.009699	5.28	99.17	49.32	1.03
EJE	330	PF 1	430.50	2669.05	2671.88	2671.88	2672.76	0.009055	5.11	105.62	56.24	0.99
EJE	320	PF 1	430.50	2668.80	2671.62	2671.62	2672.49	0.008517	4.87	107.70	56.91	0.96
EJE	310	PF 1	430.50	2668.62	2671.28	2671.28	2672.19	0.009275	4.87	104.40	55.12	0.99
EJE	300	PF 1	430.50	2668.25	2671.01	2671.01	2671.88	0.008323	4.78	108.18	56.98	0.95
EJE	291.52	PF 1	430.50	2667.92	2670.65	2670.65	2671.50	0.008290	4.66	109.91	60.20	0.94
EJE	276.93	PF 1	430.50	2667.67	2670.30	2670.30	2671.27	0.009280	4.94	101.50	51.35	0.99
EJE	269.35	PF 1	430.50	2667.40	2670.07	2670.07	2671.01	0.009505	4.92	102.20	53.04	1.00

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
EJE	269.35	PF 1	430.50	2667.40	2670.07	2670.07	2671.01	0.009505	4.92	102.20	53.04	1.00
EJE	260	PF 1	430.50	2667.04	2669.79	2669.79	2670.72	0.009477	4.97	102.88	53.99	1.00
EJE	250	PF 1	430.50	2666.77	2669.92		2670.55	0.005042	4.06	124.91	53.44	0.75
EJE	240	PF 1	430.50	2666.83	2669.91		2670.48	0.004424	3.86	130.67	54.00	0.71
EJE	230	PF 1	430.50	2666.57	2669.77		2670.42	0.005197	4.29	123.10	53.54	0.77
EJE	220	PF 1	430.50	2666.26	2669.43	2669.43	2670.34	0.008018	5.28	107.16	54.09	0.96
EJE	210	PF 1	430.50	2666.03	2669.07	2669.07	2669.97	0.008371	5.18	106.96	55.56	0.97
EJE	200	PF 1	430.50	2665.80	2668.67	2668.67	2669.63	0.008769	5.01	101.90	50.39	0.98
EJE	186.31	PF 1	430.50	2665.65	2668.56	2668.56	2669.51	0.008193	5.04	103.36	50.79	0.95
EJE	180	PF 1	430.50	2665.50	2668.37	2668.37	2669.31	0.008396	5.03	103.61	51.55	0.96
EJE	170	PF 1	430.50	2665.26	2668.52		2669.14	0.004677	4.07	126.24	53.13	0.73
EJE	160	PF 1	430.50	2664.95	2668.05	2668.05	2669.04	0.009086	5.41	101.48	51.70	1.01
EJE	147.18	PF 1	430.50	2665.13	2667.89	2667.40	2668.55	0.004678	3.75	121.13	48.78	0.73
EJE	142.03	PF 1	430.50	2665.45	2667.44	2667.44	2668.47	0.010368	4.43	95.74	46.52	1.01
EJE	135.23	PF 1	430.50	2662.09	2665.74	2665.74	2666.81	0.008212	5.57	98.11	44.31	0.98
EJE	120	PF 1	430.50	2661.69	2665.68		2666.30	0.003479	4.00	129.62	47.86	0.65
EJE	110	PF 1	430.50	2661.37	2665.70		2666.25	0.003069	3.93	137.68	49.98	0.62
EJE	100	PF 1	430.50	2661.01	2665.55		2666.20	0.003621	4.36	125.86	44.26	0.67
EJE	90	PF 1	430.50	2661.29	2665.55		2666.15	0.003330	4.18	130.08	44.97	0.65
EJE	80	PF 1	430.50	2661.07	2665.60		2666.09	0.002461	3.69	145.08	46.55	0.56
EJE	70	PF 1	430.50	2661.07	2665.59		2666.06	0.002282	3.61	145.97	44.24	0.54
EJE	60	PF 1	430.50	2661.00	2665.59		2666.03	0.002105	3.51	151.73	45.78	0.52
EJE	50	PF 1	430.50	2660.92	2665.60		2666.00	0.001815	3.30	159.84	45.86	0.49
EJE	40	PF 1	430.50	2660.84	2665.60		2665.97	0.001627	3.16	165.21	45.33	0.46
EJE	30	PF 1	430.50	2660.74	2665.60		2665.95	0.001476	3.04	169.89	45.03	0.44
EJE	20	PF 1	430.50	2660.45	2665.60		2665.93	0.001293	2.94	175.10	43.32	0.42
EJE	10	PF 1	430.50	2660.03	2665.60		2665.91	0.001101	2.84	181.72	41.80	0.39
EJE	2.04	PF 1	430.50	2659.70	2665.60	2663.48	2665.90	0.001001	2.80	184.77	40.51	0.37

CAPÍTULO VI

ESTUDIO DE HIDRAULICA FLUVIAL DEL RÍO HUATATAS

6.1 Introducción

A finales del siglo XIX, y primer tercio del siglo XX, los científicos como Manning, Reynolds, Strickler, etc., avanzan en las técnicas experimentales que arrojan un mayor conocimiento en la hidráulica fluvial, pero no es hasta el segundo tercio del siglo XX, donde autores como Meyer-Peter, Shields, Einstein, etc., junto con ordenadores más potentes y programas más elaborados, los que nos han permitido obtener un mayor conocimiento, sobre los fenómenos y efectos producidos, entre el fluido y el cauce que lo contiene.

6.2 Transporte de Sedimentos en Cauces Naturales

Un aspecto muy importante a tener en cuenta para el estudio de la hidráulica fluvial, es que, los parámetros característicos de un río no son constantes. El caudal varía según el régimen hidrológico de la cuenca, el perfil longitudinal y las secciones transversales del cauce no son fijos, y la rugosidad es un parámetro difícil de definir.

Todo esto en conjunto, hace que los cálculos en hidráulica fluvial no sean del todo precisos. Sin embargo, se dispone de herramientas suficientes para predecir, en líneas generales, el comportamiento de un río.

- En cauces naturales se distinguen principalmente dos mecanismos de transporte de sedimentos: Transporte en suspensión.
- Arrastre de fondo.

La mayor o menor ocurrencia de estos mecanismos depende de una amplia gama de variables como: características Litológicas, Geológicas e incluso Eólicas de la cuenca, precipitación en la cuenca y coeficientes de escorrentía, íntimamente relacionados con la degradación de la cuenca

además de la morfología del cauce.

Esta última representa una directa influencia en los procesos que desencadenan el transporte de sedimentos.

6.2.1 Propiedades Físicas de los Sedimentos

Las propiedades individuales de las partículas de lecho granular que más importancia tienen en hidráulica fluvial son: Tamaño y Forma, Composición Mineralógica, Peso Específico y Velocidad de Caída. Estas propiedades se refieren a las partículas individuales y no al conjunto de ellas, como es el caso de la porosidad o el peso específico aparente. (Rocha Felices, 1998).

6.2.2 Inicio del Movimiento de Partículas en Cauces Naturales

Es necesario conceptualizar el Inicio del Movimiento de Partículas partiendo del criterio de varios autores ((Y., Niño, 2004), (Martín Vide, 2003)), que mencionan al Arrastre Incipiente de partículas o Umbral de Movimiento, como el límite entre las condiciones estáticas y dinámicas de las partículas.

6.2.3 Mecanismo de Transporte

Cuando las condiciones de flujo y las propiedades de los materiales lo permiten, superan el umbral de arrastre entonces la corriente es capaz de provocar el transporte generalizado del sedimento del lecho. Este transporte se puede clasificar en, al menos, dos modos:

- Transporte de Carga de Lecho
- Transporte de Sedimentos en Suspensión

De manera general se puede definir al transporte de Carga de Lecho como aquel fenómeno durante el cual las partículas de sedimento transportadas por el flujo se mantienen en frecuente contacto con el lecho. Mientras que el Transporte de Sedimentos en Suspensión es aquel durante el cual las partículas de sedimento se distribuyen en la

totalidad de la columna de agua (calado), teniendo muy poco o ningún contacto con el lecho.

6.3 Ecuaciones Gobernantes

La modelación para el transporte de sedimentos es notoriamente difícil. Los datos necesarios para predecir cambios en el lecho son altamente inciertos, la teoría empleada es empírica y de gran sensibilidad a una amplia gama de variables físicas.

6.3.1 Continuidad de Sedimento

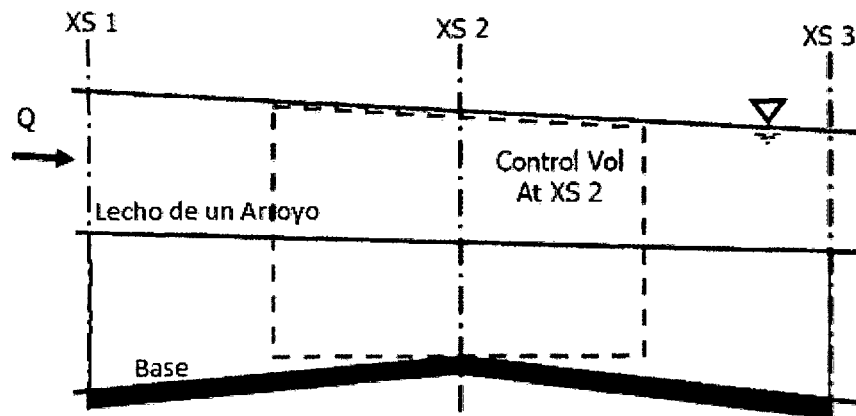
La ecuación de continuidad de sedimentos es conocida como la ecuación de Exner.

$$(1 - \lambda p) * B = \frac{\varepsilon \eta}{\delta t} = - \frac{\delta Q_s}{\delta x}$$

Donde:

- B: Ancho del canal
- $\varepsilon \eta$: Elevación del canal
- λp : Capa activa de porosidad
- T: Tiempo
- X: Distancia
- Qs: Carga de transporte de sedimentos

Esta ecuación simplemente establece que el cambio de volumen de sedimento en un volumen de control es igual a la diferencia entre lo que entra y lo que sale. Es decir nos indica hacia donde se mueve el sedimento. (Brunner, 2010a).



(Figura 6.1): Capacidad de transporte entre secciones.

6.3.2 Cálculo de la Capacidad de Transporte

Una de las partes principales de la ecuación de continuidad es el gradiente de sedimentos a través del volumen de control, comparando el incremento con las pérdidas de sedimentos. El incremento de sedimentos es simplemente el sedimento que entra en el volumen de control aguas arriba y de cualquier fuente local (incrementos laterales de sedimentos). La máxima cantidad de sedimentos que pueden salir del volumen de control, sin embargo, es función de la cantidad de sedimento que el agua puede mover. Esto es lo que se llama la Capacidad de Transporte, y es calculado para cada volumen de control en cada tiempo de mezclado.

6.3.3 Tipos de Partículas

El modelo HEC-RAS divide el material de sedimento en múltiples tipos de partículas. El rango de material transportable, entre 0.002 mm y 2048 mm está dividido en 20 tipos de partículas. Esta es una clasificación propia del programa (Brunner, 2010a).

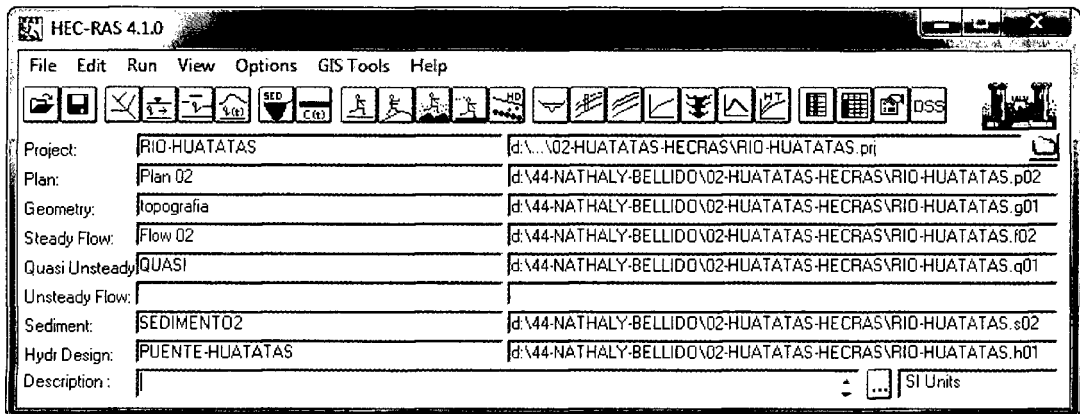
CLASE DE GRANOS		LIMITE INFERIOR	LIMITE SUPERIOR	DIAMETRO MEDIO	MEDIA GEOMETRICA
Arcilla	Clay	0.002	0.004	0.003	0.00283
Limo muy fino	VFM	0.004	0.008	0.006	0.00566
Limo fino	FM	0.008	0.016	0.011	0.0113
Limos medios	MM	0.016	0.032	0.023	0.0226
Limo grueso	CM	0.032	0.0625	0.045	0.0447
Arena muy fina	VFS	0.0625	0.125	0.088	0.0884
Arena fina	FS	0.125	0.25	0.177	0.177
Arena media	MS	0.25	0.5	0.354	0.354
Arena gruesa	CS	0.5	1	0.707	0.707
Arena muy gruesa	VCS	1	2	1.41	1.41
Grava muy fina	VFG	2	4	2.83	2.83
Grava fina	FG	4	8	5.66	5.66
Grava media	MG	8	16	11.3	11.3
Grava gruesa	CG	16	32	22.6	22.6
Grava muy gruesa	VCG	32	64	45.3	45.3
Adoquines pequeños	SC	64	128	90.5	90.5
Adoquines grandes	LC	128	256	181	181

Rodados pequeños	SB	256	512	362	362
Rodados medianos	MB	512	1024	724	724
Grandes rocas	LB	1024	2048	1448	1450

Tabla 6.1: Clasificación de material de sedimento por su tamaño según el HEC-RAS

6.4 Simulación del Transporte de Sedimentos con HEC-RAS

Primero se realizó algunas corridas utilizando la opción de Flujo Permanente para observar detenidamente el comportamiento hidráulico del río y resolver primero los problemas que sólo el flujo presenta para obtener un modelo hidráulico consistente antes de añadir el transporte de sedimentos al mismo, como se muestra en los resultados en el estudio hidráulico en el ítem anterior. Para configurar un Modelo de sedimentos en el programa HEC-RAS se requiere un archivo geométrico, un archivo de sedimentos, un archivo de flujo casi no permanente y un plan de análisis de sedimentos. El archivo geométrico es el mismo que se creó en el estudio hidráulico.



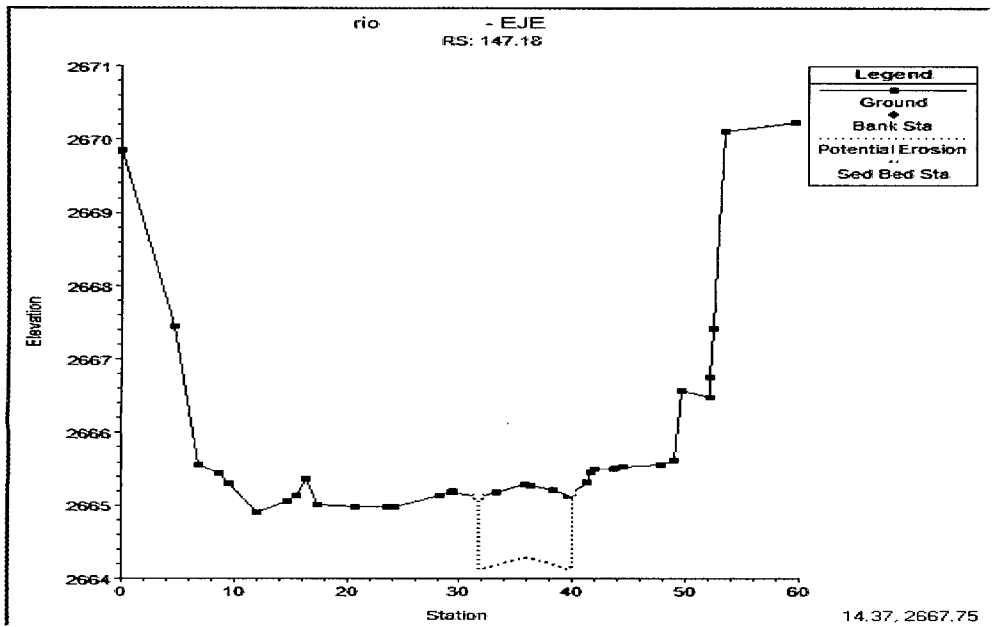
(Figura 6.2): Archivos requeridos para el análisis de transporte de sedimentos en el Río Huatatas

6.4.1 Parámetros de Transporte y Condiciones Iniciales

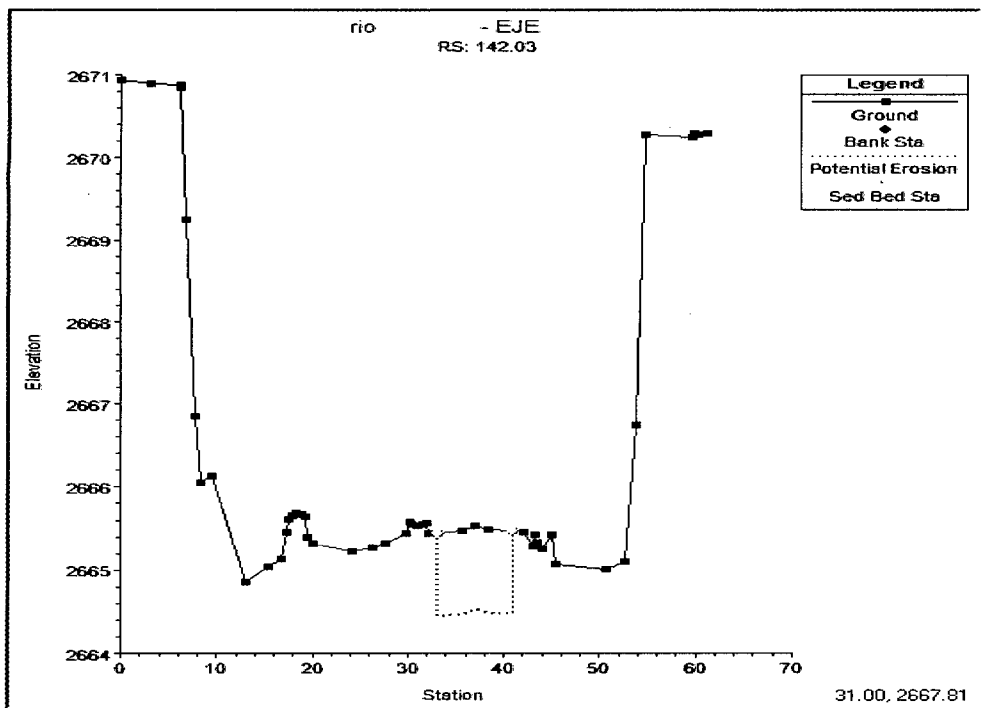
A través del icono se accede a la ventana mostrada donde se puede seleccionar la función de transporte, el método de clasificación, el método de velocidad de caída, el volumen de control de sedimentos

y la parte inferior de la ventana donde se define la granulometría de cada sección transversal.

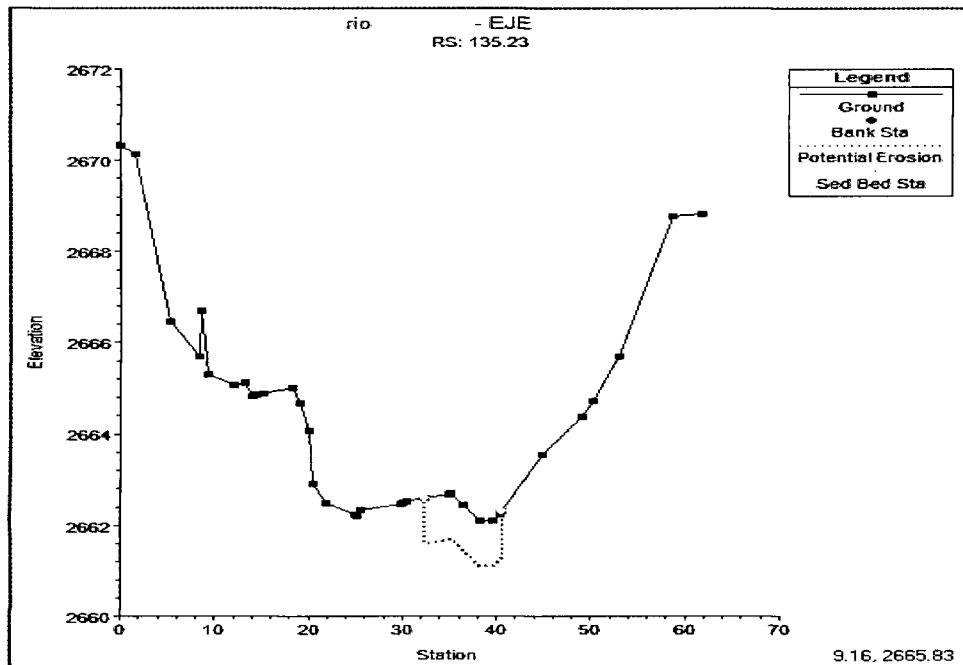
Km 0+147



Km 0+142



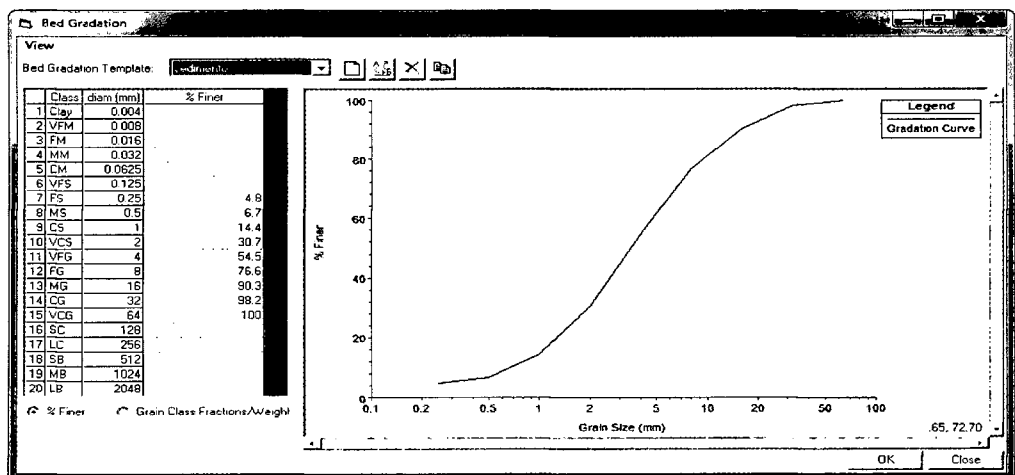
Km 0+135



El cálculo del espesor vertical del volumen de control hemos especificado mediante la selección de la profundidad máxima (Max Depth) para cada sección transversal en todos los ríos involucrados en este proyecto, como se muestra en el cuadro inferior de la ventana.

6.4.2 Granulometría del lecho

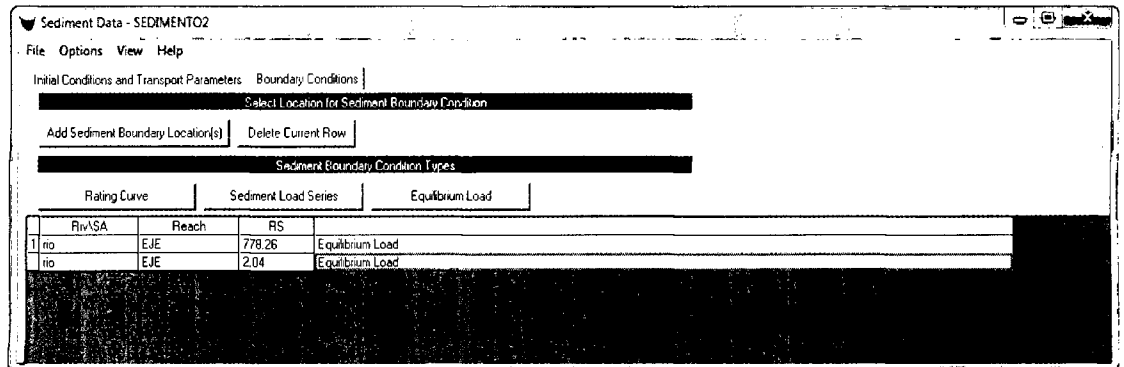
Cada sección ingresada del cauce debe tener su propia curva granulométrica del material presente en ella.



(Figura 6.3): Granulometría del lecho

6.4.3 Condiciones de Borde de los Sedimentos

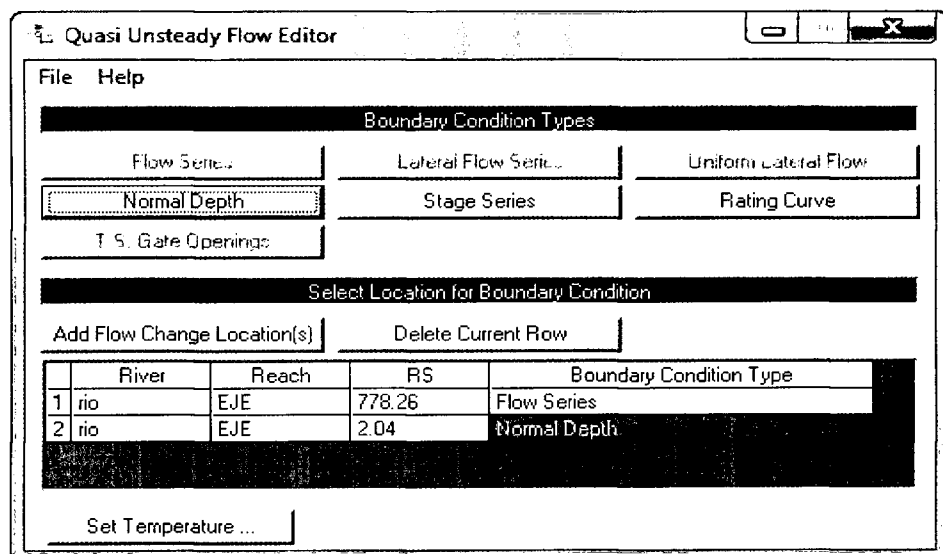
Aquí se especifica la carga de sedimentos en una variedad de ubicaciones y formatos, estos son automáticamente adicionados al modelo. Las condiciones de borde deben ser especificadas para todas las condiciones externas. Las condiciones de borde laterales pueden ser adicionadas adecuadamente también.



(Figura 6.4): Condiciones de borde de los sedimentos

6.4.4 Flujo casi no permanente

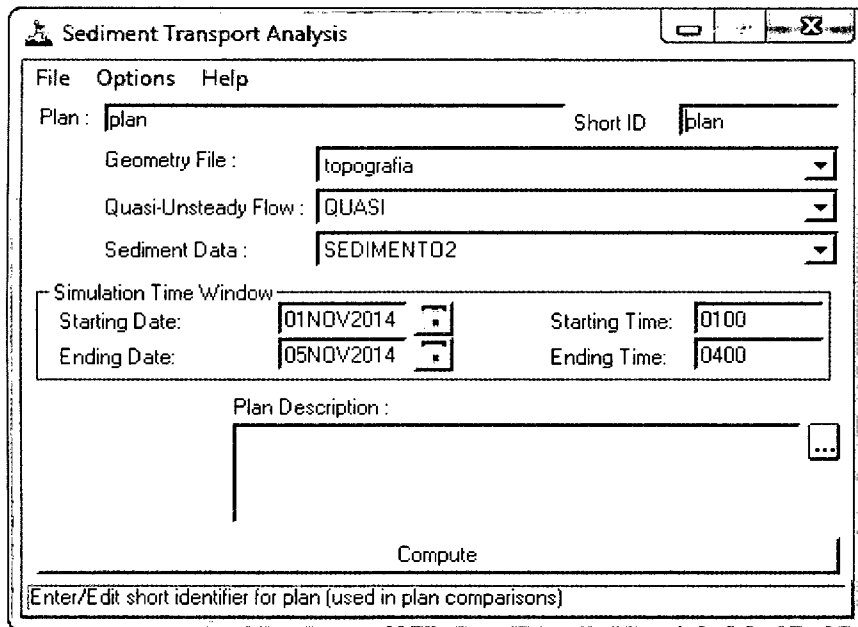
El cálculo de transporte de sedimentos en el programa HEC-RAS está basado en el flujo casi no permanente, el cual es la aproximación de un Hidrograma en series de flujo permanente con sus respectivas duraciones.



(Figura 6.5): Flujo casi no permanente

6.4.5 Análisis de Sedimentos

Antes de correr el modelo de transporte de sedimentos, se necesita tener un plan de análisis que involucre a los archivos geométricos, de sedimentos y flujo casi no permanente, además de algunos niveles dentro del plan, los mismos que permitirán cambiar la profundidad del cálculo y con ello el tipo de resultados. El análisis requiere que se edite las opciones de salida de resultados y las opciones de Cálculo de Sedimentos.



(Figura 6.6): Análisis de sedimentos

Caudal Líquido		Caudal Sólido (Qs)	
(m ³ /s)	gr/s	Kg/s	Ton/día
10	4833.47	5.83	453.69
20	6739.8	7.14	635.26
50	9259.83	9.86	869.36
100	11166.16	11.58	986.54
200	13072.49	13.59	1158.56
300	14187.62	14.89	1256.45
500	14978.81	16.90	1358.57

Cuadro 6.1: Caudal líquido y Caudal Sólido.

6.5 Evaluación de la Socavación en el Puente

6.5.1 Cálculo de la Socavación Generalizada

El criterio de erosión es producto del incremento del caudal del flujo (mayor velocidad, siempre y cuando se mantiene el área de la sección transversal mojada), aumentando la capacidad de arrastre de la corriente, con la que se inicia a degradar el material de fondo (generalmente en la línea de Thalweg).

Ahora, al descender el fondo, aumenta gradualmente el área hidráulica, donde se reduce paulatinamente el valor medio de la velocidad de la corriente y por ende la capacidad de arrastre, hasta el momento en que se alcanza un estado de equilibrio.

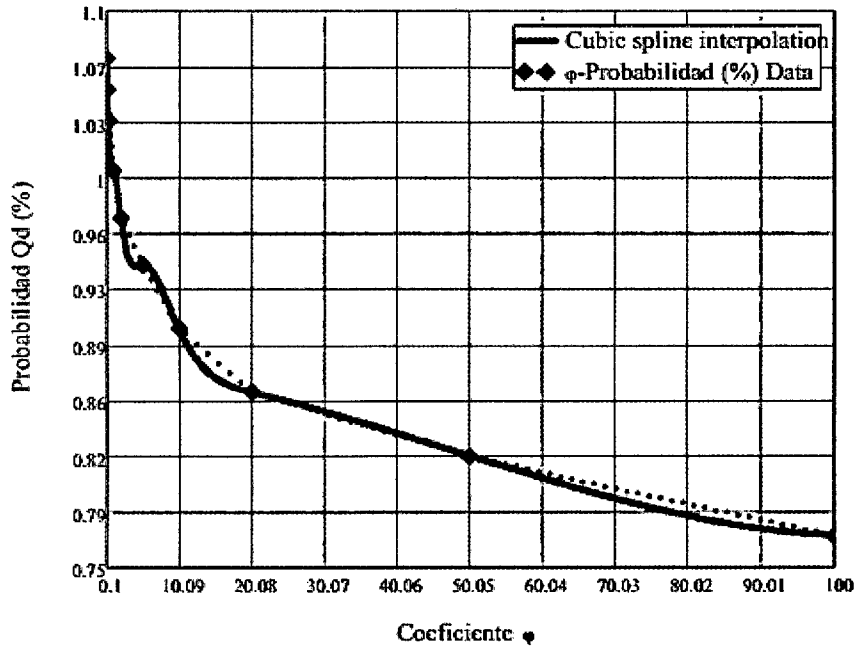
Socavación General para Suelos Cohesivos

La magnitud de la erosión en suelos limosos y arcillosos depende principalmente del peso volumétrico del suelo seco. El valor de la velocidad media que se requiere para degradar el fondo está dado por la ecuación:

$$H_s = \left(\frac{QP^{2/3} H_0^{5/3}}{0.60\phi\mu A^{5/3}\gamma_s^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+X}}$$

Probabilidad en %, que se presente el caudal de diseño	Coefficiente ϕ
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Tabla 6.2: Coeficiente de probabilidad de ocurrencia del caudal.

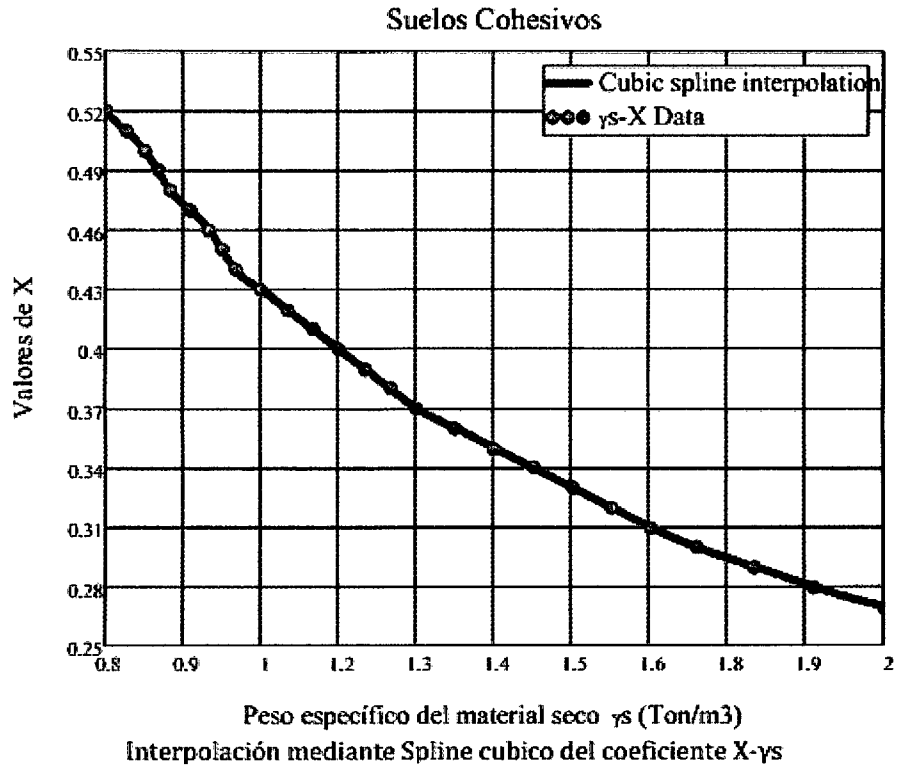


Interpolación mediante Spline cubico del coeficiente de probabilidad

(Figura 6.7): Interpolación mediante Spline cúbico del coeficiente de probabilidad

$\gamma\%$	X	D_m	X
0.80	0.52	0.05	0.43
0.83	0.51	0.15	0.42
0.86	0.50	0.50	0.41
0.88	0.49	1.00	0.40
0.90	0.48	1.50	0.39
0.93	0.47	2.50	0.38
0.96	0.46	4.00	0.37
0.98	0.45	6.00	0.36
1.00	0.44	8.00	0.35
1.04	0.43	10.00	0.34
1.08	0.42	15.00	0.33
1.12	0.41	20.00	0.32
1.16	0.40	25.00	0.31
1.20	0.39	40.00	0.30
1.24	0.38	60.00	0.29
1.28	0.37	90.00	0.28
1.34	0.36	140.00	0.27
1.40	0.35	190.00	0.26
1.46	0.34	250.00	0.25
1.52	0.33	310.00	0.24
1.58	0.32	370.00	0.23
1.64	0.31	450.00	0.22
1.71	0.30	570.00	0.21
1.80	0.29	750.00	0.20
1.89	0.28	1000.00	0.19
2.00	0.27		

Tabla 6.3: Coeficiente o dato del material del lecho



(Figura 6.8): Interpolación mediante Spline cúbico del coeficiente X- γ_s

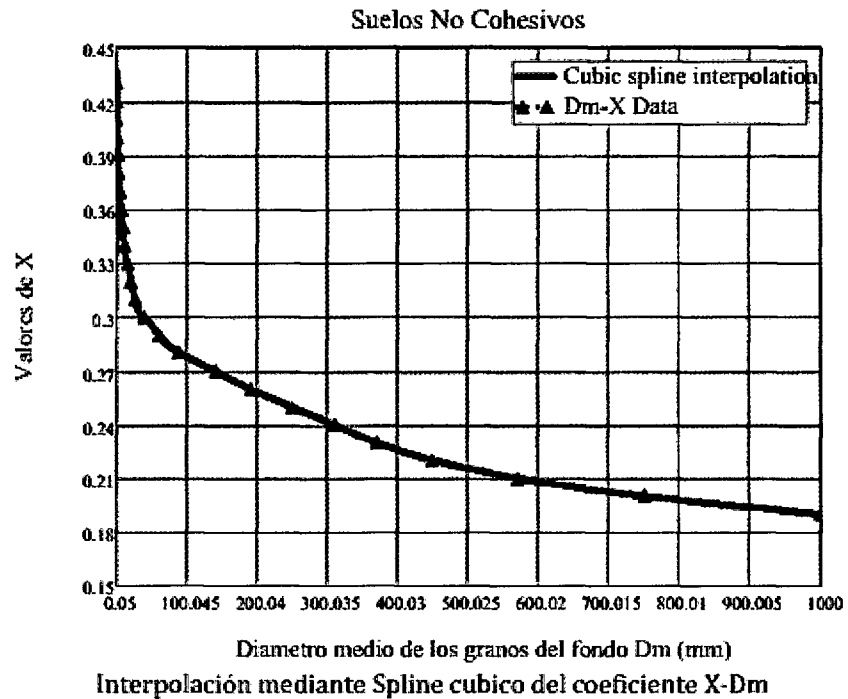
De los ítems de hidrología e hidráulica se toma algunos datos y considerando un periodo de retorno de 500 años para el diseño de estructuras hidráulicas del río Huatatas se tiene los siguientes resultados.

RIO	ESTACION (KM)	Hs(m)
Huatatas	0+147	1.68
Huatatas	0+142	1.82
Huatatas	0+135	1.81

Socavación General para Suelos No Cohesivos

El fenómeno físico es el mismo para estos tipos de suelos (granos sueltos, arena, gravas, etc), manteniendo la misma fórmula para la velocidad real, lo que sí cambia es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo.

$$H_s = \left(\frac{QP^{2/3} H_0^{5/3}}{0.68 \phi \mu A^{5/3} d_m^{1.28}} \right)^{\frac{1}{1+X}}$$



(Figura 6.9): Interpolación mediante Spline cúbico del coeficiente X-Dm

RIO	ESTACION (KM)	Hs(m)
Huatatas	0+147	1.81
Huatatas	0+142	1.90
Huatatas	0+135	1.90

6.5.2. Evaluación de la socavación por contracción y local en el puente Huatatas

Una vez configurado y desarrollado el modelo hidráulico del Río Huatatas estamos en la condición de analizar y computar la socavación generalizada y local en los estribos y el pilar del puente. El modelo hidráulico incluye varias secciones transversales aguas abajo del puente, de modo que al definir cualquier condición de borde

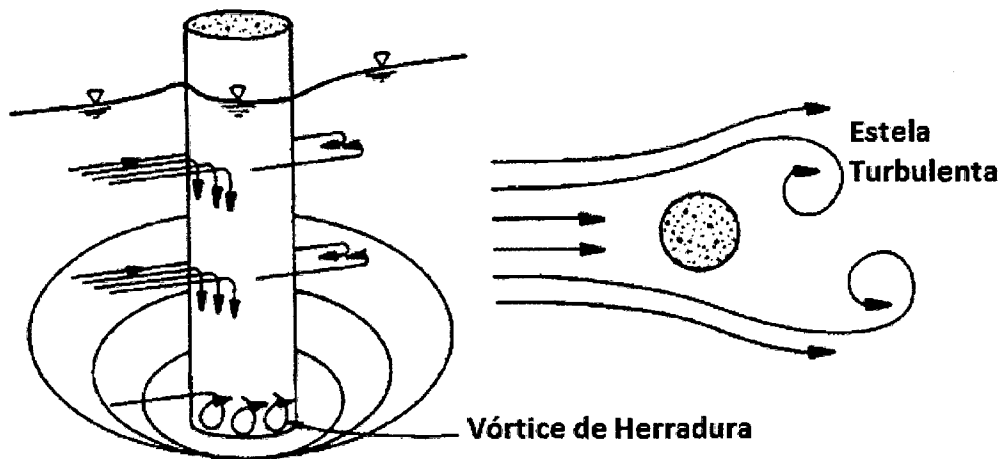
aguas abajo no afecte los resultados hidráulicos alrededor del puente, así mismo se ha considerado varias secciones transversales aguas arriba del puente, con el fin de evaluar los efectos del perfil de la superficie libre del flujo aguas arriba.

En general, los eventos de diseño para un análisis de socavación se consideran un periodo de retorno de 100 años (1% de probabilidad). Además de este evento, se recomienda un evento para un periodo de retorno de 500 años (0.2% de probabilidad) para evaluar la fundación del puente bajo una inundación extrema.

Después de realizar los cálculos del perfil de la superficie de agua para los eventos de diseño, puede evaluarse la socavación del puente. La socavación total en el cruce de una carretera se compone de tres componentes: Agradación o degradación a largo plazo; socavación por contracción y socavación local en pilas y estribos. El cálculo de la socavación con el software HEC-RAS permite al usuario calcular la socavación por contracción y socavación local en pilas y estribos.

La versión actual del software HEC-RAS permite al usuario evaluar la degradación y agradación a largo plazo. Degradación y agradación de plazo largo deben ser evaluados antes de realizar el análisis de socavación del puente. El procedimiento para realizar este tipo de análisis se describen en el informe HEC-18 y quedan fuera del alcance de este informe.

Aquí nos limitaremos a describir la teoría sobre el cálculo de la socavación por contracción y la socavación local en los pilares y estribos.



(Figura 6.10): Representación esquemática de la socavación en un pilar cilíndrico

6.5.2.1 Cálculo de la socavación por contracción

La socavación por contracción se produce cuando se reduce el área de flujo de una corriente por una contracción natural o un puente comprimiendo el flujo.

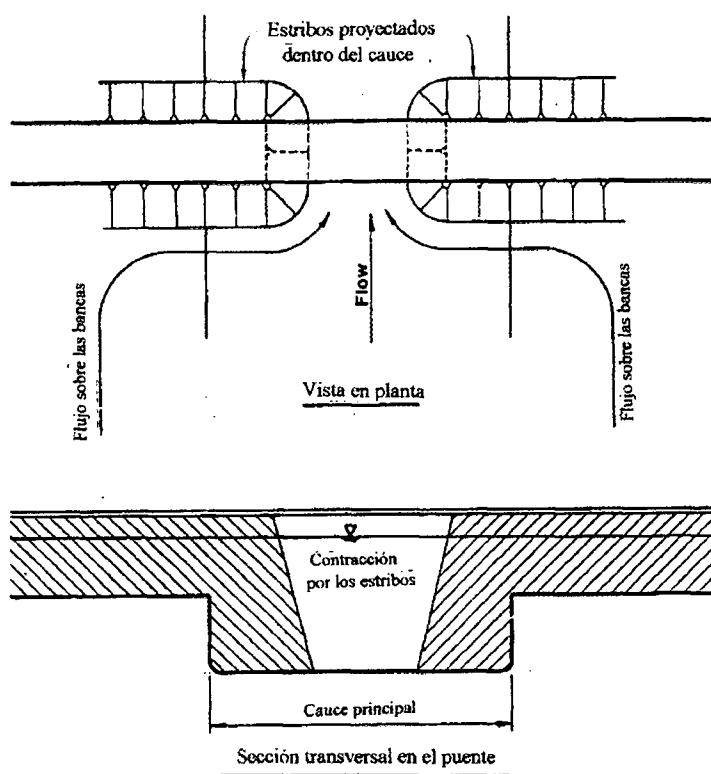
En un cruce de puente, muchos factores pueden contribuir a la ocurrencia de la socavación por contracción. Estos factores pueden incluir: el canal los terraplenes de carretera en la cercanía del puente causan todo o una parte del desbordamiento del flujo que es forzado del canal principal, los estribos del puente están proyectados en el canal principal; los pilares del puente bloquean una parte importante de la zona de flujo y se genera una caída aguas abajo que incrementa la velocidad del flujo en el puente.

Hay dos formas de socavación por contracción que puede ocurrir dependiendo de la cantidad de material del lecho transportando desde aguas arriba hasta la contracción del puente. Los dos tipos de socavación por contracción se llaman, socavación por

contracción en lecho móvil y socavación por contracción en agua clara.

La socavación por contracción en lecho móvil ocurre cuando el material del lecho es transportado en la sección aguas arriba del puente.

La socavación por contracción en agua clara se produce cuando el transporte de sedimentos material del lecho en la sección de aproximación no contraída es insignificante o inferior a la capacidad de carga del flujo.



(Figura 6.11): Proyección de estribos en el canal

Socavación por contracción en lecho móvil o agua clara

Para determinar si el flujo de aguas arriba está transportando material del lecho (es decir, socavación por contracción en lecho móvil), primero se debe calcular la velocidad crítica al principio del movimiento V_c (para el D50 del material del lecho) y

comparar con la velocidad media V del flujo en el área principal del canal o desbordamiento aguas arriba del puente en la sección próxima. Si la velocidad crítica del material del lecho es mayor que la velocidad media en la sección de aproximación ($V_c > V$), entonces se asume socavación por contracción en agua clara. Si la velocidad crítica del material de cama es menor que la velocidad media en la sección de aproximación ($V_c < V$), entonces se asume socavación por contracción en lecho móvil. Para calcular la velocidad crítica, se utiliza la siguiente ecuación de Laursen (1963):

$$V_c = K_u y_1^{1/6} D_{50}^{1/3}$$

Donde:

V_c = Velocidad crítica por encima de la cual el material de tamaño D_{50} y menor será transportado, ft/s (m/s)

y_1 = Profundidad media del flujo en el área principal de canal o desbordamiento en la sección de aproximación, ft (m)

D_{50} = Diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor, ft (m)

K_u = 11.17 (Unidades Inglesas), 6.19 (Sistema internacional)

Socavación por contracción en lecho móvil

La publicación HEC-18 recomienda el uso de una versión modificada de la ecuación de socavación por contracción en lecho móvil de Laursen (1960):

$$y_2 = y_1 \left[\frac{Q_2}{Q_1} \right]^{6/7} \left[\frac{W_1}{W_2} \right]^{K_1} \quad y_s = y_2 - y_0$$

Donde:

y_s = Profundidad prom. de socavación por contracción en pies (m).

y_2 = Profundidad promedio después de la socavación en la sección contraída, en pies (m). Esto se toma como la sección

dentro del puente en el extremo aguas arriba (sección BU-HEC-RAS).

y_1 = Profundidad promedio del cauce principal o llanura de inundación en la sección de aproximación en pies (m).

y_0 = Profundidad promedio en el cauce principal o llanura de inundación en la sección contraída antes de la socavación en pies (m).

Q_1 = Flujo en el cauce principal o llanura de inundación en la sección de aproximación, que transporta sedimento, cfs (m^3/s).

Q_2 = Flujo en el cauce principal o llanura de inundación en la sección contraída, que transporta sedimento, cfs (m^3/s).

W_1 = Ancho inferior en el cauce principal o llanura de inundación en la sección de aproximación, ft (m). Esto se aproxima como el ancho superior de la zona de flujo activo de HEC-RAS.

W_2 = Ancho inferior del cauce principal o llanura de inundación en la sección contraída menos el ancho del pilar, pies (m). Esto se aproxima como el ancho superior de la zona de flujo activo.

k_1 = Exponente para el modo de transporte de material del lecho.

V^* = $(g y_1 S_1)^{1/2}$, velocidad de cizalla en el cauce principal o llanura de inundación en la sección de aproximación, ft/s (m/s).

w = Velocidad de caída del material del lecho basado en D50, ft/s (m/s).

g = Aceleración de la gravedad, ft/s^2 (m/s^2).

S_1 = Pendiente de la línea de energía en la sección de aproximación, ft/ft (m/m).

V^* / ω	k1	Modo de transporte del sedimento del lecho
< 0.50	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho
0.50 a 2.0	0.64	Algo de material de lecho suspendido
> 2.0	0.69	Mucho material del lecho suspendido

Cuadro 6.2; Modo de transporte del sedimento del lecho

Socavación por contracción en agua clara

La ecuación de socavación por contracción en agua clara, recomendado por la publicación de HEC-18 es una ecuación basada en la investigación de Laursen (1963):

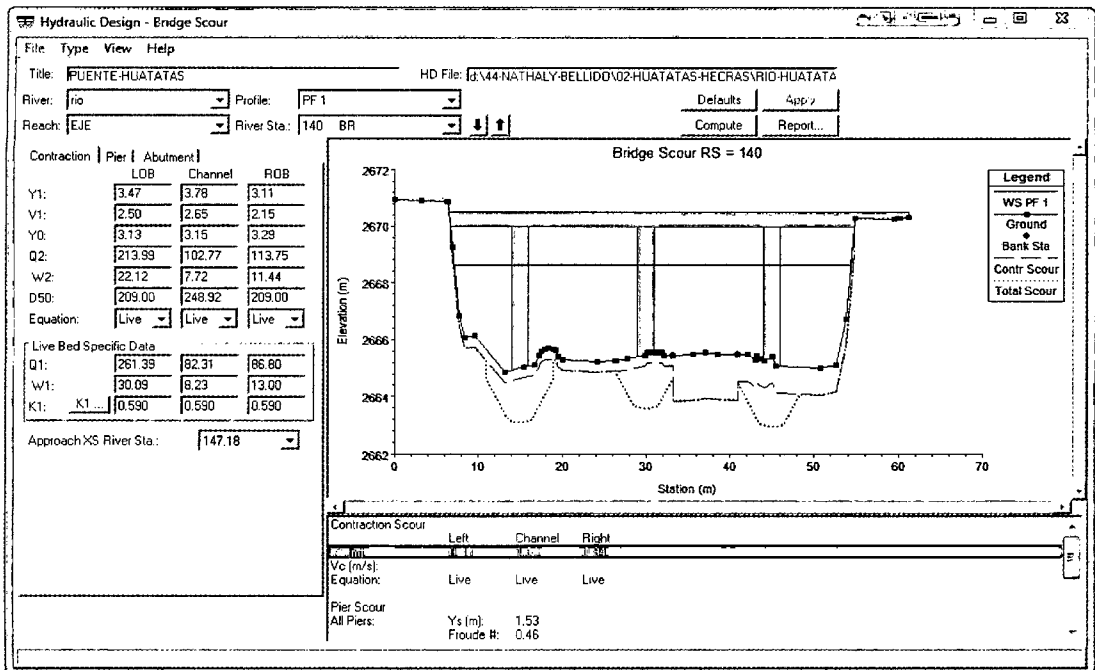
$$y_2 = \left[\frac{Q_2^2}{CD_m^{2/3} W_2^2} \right]^{3/7} \quad y_s = y_2 - y_0$$

Donde:

D_m = Diámetro de la partícula más pequeña no transportable del material del lecho (1,25 D₅₀) en la sección contraída, ft (m).

D₅₀ = Diámetro medio del material del lecho, ft (m).

C = 130 para unidades inglesas (40 para el sistema métrico).

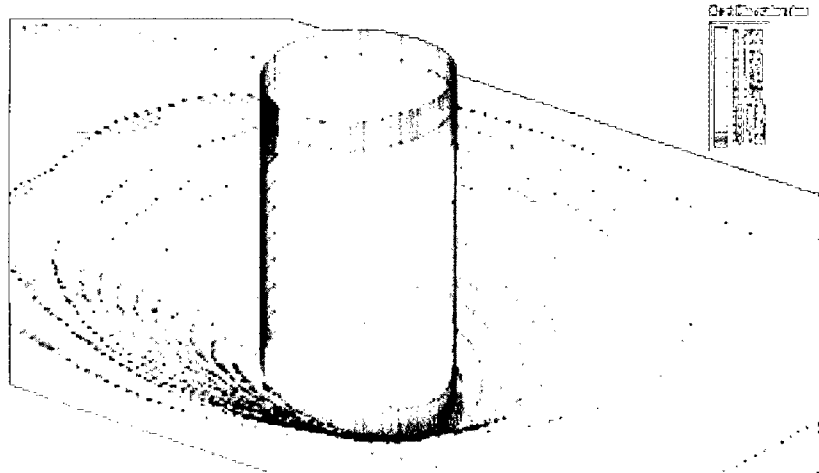


(Figura 6.12): Cálculo de socavación por contracción con HEC-RAS

6.5.2.2 Cálculo de la socavación local en pilares

La socavación en pilares se produce debido a la aceleración del flujo alrededor del pilar y la formación de vórtices de flujo (conocido como el vórtice de herradura). El vórtice de herradura elimina el material de la base del pilar, creando un hueco de socavación. Como la profundidad de socavación aumenta, la magnitud del vórtice de herradura disminuye, reduciendo de este modo la velocidad a la que se retira el material del hueco de socavación. Eventualmente se alcanza un equilibrio entre el material del lecho de entrada y de salida, y el hueco de socavación deja de aumentar.

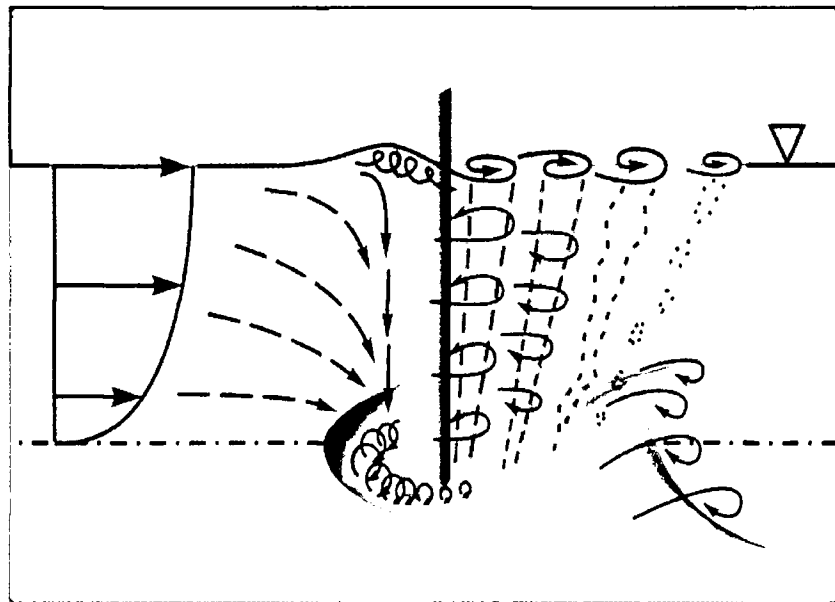
Los factores que afectan la profundidad de socavación local en un pilar son: velocidad del flujo inmediatamente aguas arriba del pilar; profundidad de flujo; ancho del pilar; longitud del pilar cuando está inclinado al flujo; tamaño y gradación del material del lecho; ángulo de ataque del flujo de aproximación; forma del pilar; configuración del lecho; y la formación de barreras de hielo y escombros.



(Figura 6.13): Representación de la socavación en código de colores

El informe HEC-18 recomienda el uso de la ecuación de la Colorado State University (CSU) (Richardson, 1990) para el

cómputo de la socavación del pilar bajo condiciones de lecho móvil y aguas claras. La ecuación de CSU es la ecuación predeterminada en el software HEC-RAS. Además de la ecuación de la CSU, una ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich (1991) también ha sido añadida como una ecuación de socavación de pilar alternativo. La ecuación de Froehlich no se recomienda en el informe HEC-18, pero se ha demostrado que compara bien con datos observados.



(Figura 6.14): Las características principales del flujo formando el campo de flujo en un pilare estrecho de forma cilíndrica circular (NCHRP 2011a).

Cálculo de la socavación en pilares con la ecuación de CSU

La ecuación de CSU predice profundidades de socavación máxima en pilares para ambos socavaciones de lecho móvil y aguas claras. La ecuación es:

$$y_s = 2.0K_1K_2K_3K_4a^{0.65}y_1^{0.35}Fr_1^{0.43}$$

Donde:

y_s = Profundidad de socavación en pies (m).

K_1 = Factor de corrección para la forma de la nariz del pilar.

K_2 = Factor de corrección para el ángulo de ataque del flujo.

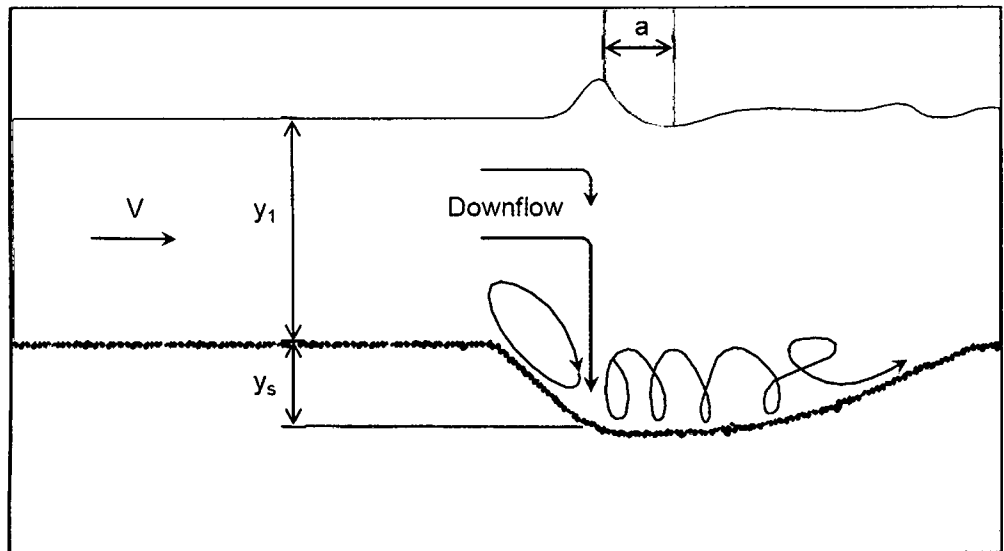
K_3 = Factor de corrección para la condición del lecho.

K_4 = Factor de corrección de coraza del material del lecho.

a = Ancho del pilar en pies (m)

y_1 = Profundidad de flujo directamente aguas arriba del pilar en pies (m). Se toma de la salida de distribución de flujo para la sección transversal justo aguas arriba del puente.

Fr_1 = Número de Froude directamente aguas arriba del pilar. Esto se toma desde la salida de distribución de flujo para la sección justo aguas arriba del puente.



(Figura 6.15): Bosquejo para la definición de socavación en pilares

Para pilares de nariz redonda alineados con el flujo, la profundidad máxima de socavación está limitada como sigue:

$y_s \leq 2.4$ veces el ancho del pilar (a) para $Fr_1 \leq 0.8$

$y_s \leq 3.0$ veces el ancho del pilar (a) para $Fr_1 > 0.8$

Un factor de corrección opcional, K_w para pilares grande en aguas poco profundas se puede aplicar a la ecuación de CSU.

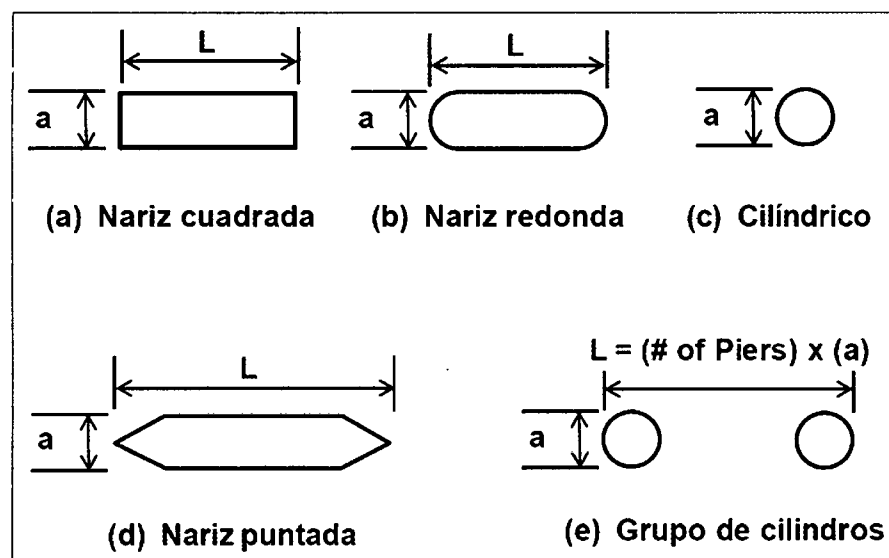
$$K_w = 2.58 \left(\frac{y}{a} \right)^{0.54} F^{0.65} \quad \text{Para } V/V_c < 1$$

$$K_w = 1.0 \left(\frac{y}{a} \right)^{0.13} F^{0.25} \quad \text{Para } V/V_c \geq 1$$

Debido a que este factor de corrección fue desarrollado basándose en datos limitados de canal, no se calcula de forma automática en el HEC-RAS. Sin embargo, se puede aplicar manualmente este factor a la profundidad de socavación computada, o puede combinarse con uno de los factores de corrección introducidos (K1 a K4).

Forma de la nariz de la pila	K1
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1.0
Cilindro circular	1.0
Grupo de cilindros	1.0
Nariz de punta aguda (triangular)	0.9

Tabla 6.4; Factor de corrección, K1, para la forma de la nariz del pilar



(Figura 6.16): Formas comunes de Pilares

El factor de corrección para el ángulo de ataque del flujo, K2, se calcula en el programa con la siguiente ecuación:

$$K_2 = \left(\cos \theta + \frac{L}{a} \sin \theta \right)^{0.65}$$

Donde:

L = Longitud del pilar a lo largo de la línea de flujo, ft (m)

θ = Ángulo de ataque del flujo, con respecto al pilar

Si L/a es mayor que 12, el programa asume L/a = 12 como máximo en la ecuación anterior. Si el ángulo de ataque es superior a 5 grados, K2 y K1 debe ajustarse a 1.0 (el software lo hace automáticamente).

Condición del lecho	Altura de la duna H (Pies)	K3
Socavación en agua clara	N/A	1.1
Lecho plano y antidunas	N/A	1.1
Dunas pequeñas	$2 \leq H < 10$	1.1
Dunas medianas	$10 \leq H < 30$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H \geq 30$	1.3

Tabla 6.5; Aumento de la profundidad de Equilibrio de la socavación en el pilar, K3, para la condición del lecho

El factor de corrección K4 disminuye con la profundidad de socavación para la acoraza del hueco de socavación para materiales del lecho que tienen un D50 igual o superior a 0,007 pies (0,002 m) y un D95 igual o superior a 0,066 pies (0,020 m).

El factor de corrección de resultados de investigaciones recientes realizadas por A. Molinas en CSU, demuestra que cuando la velocidad (V1) es menor que la velocidad crítica (Vc90) del tamaño del material del lecho D90, allí hay una gradación en tamaños en el material del lecho, el D90 puede limitar la profundidad de socavación. La ecuación desarrollado por J. S. Jones de análisis de datos es:

$$K_4 = 0.4(V_R)^{0.15}$$

Donde:

$$V_R = \left[\frac{V_1 - V_{i50}}{V_{c50} - V_{i95}} \right]$$

$$V_{i50} = 0.645 \left[\frac{D_{50}}{a} \right]^{0.053} V_{c50}$$

$$V_{i95} = 0.645 \left[\frac{D_{95}}{a} \right]^{0.053} V_{c95}$$

V_R = Cociente de velocidades

V₁ = Velocidad media del área principal de canal o desbordamiento en la sección justamente aguas arriba del puente, ft/s (m/s)

V_{i50} = Velocidad de aproximación necesaria para iniciar la socavación en el pilar para grano de tamaño, ft/s (m/s).

V_{i95} = Velocidad de aproximación necesaria para iniciar la socavación en el puente para grano de tamaño D95, ft/s (m/s).

V_{c50} = Velocidad crítica para material del lecho de tamaño D50, ft/s (m/s).

V_{c95} = Velocidad crítica para material del lecho de tamaño D95, ft/s (m/s).

a = Ancho del pilar, ft (m).

$$V_{c50} = K_u y^{1/6} D_{50}^{1/3}$$

$$V_{c95} = K_u y^{1/6} D_{95}^{1/3}$$

Donde:

y = Profundidad del agua justo aguas arriba del pilar, ft (m)

K_u = 11.17 (English Units), 6.19 (S.I. Units)

Factor	Tamaño mínimo del material del lecho	Mínimo valor de K4
K4	D50 ≥ 0.006 ft (0.002 m)	0.4
	D95 ≥ 0.06 ft (0.02 m)	

Tabla 6.6; Límites para el tamaño del material y valores de K4

Cálculo de la socavación en pilares con la ecuación de Froehlich

Un ecuación de socavación local desarrollada por el Dr. David Froehlich (Froehlich, 1991) ha sido añadido al software HEC-RAS como una alternativa a la ecuación de CSU.

Esta ecuación fue demostrada para una buena comparación con datos observados (FHWA, 1996). La ecuación es:

$$y_s = 0.32\phi(a')^{0.62} y_1^{0.47} Fr_1^{0.22} D_{50}^{-0.99} + a$$

Donde:

a = Factor de corrección para la forma de la nariz del pilar: **a** = 1.3 para pilares de nariz cuadrada; **a** = 1.0 para pilares de nariz redondeada; y **a** = 0.7 para pilares de nariz de punta aguda (triangular).

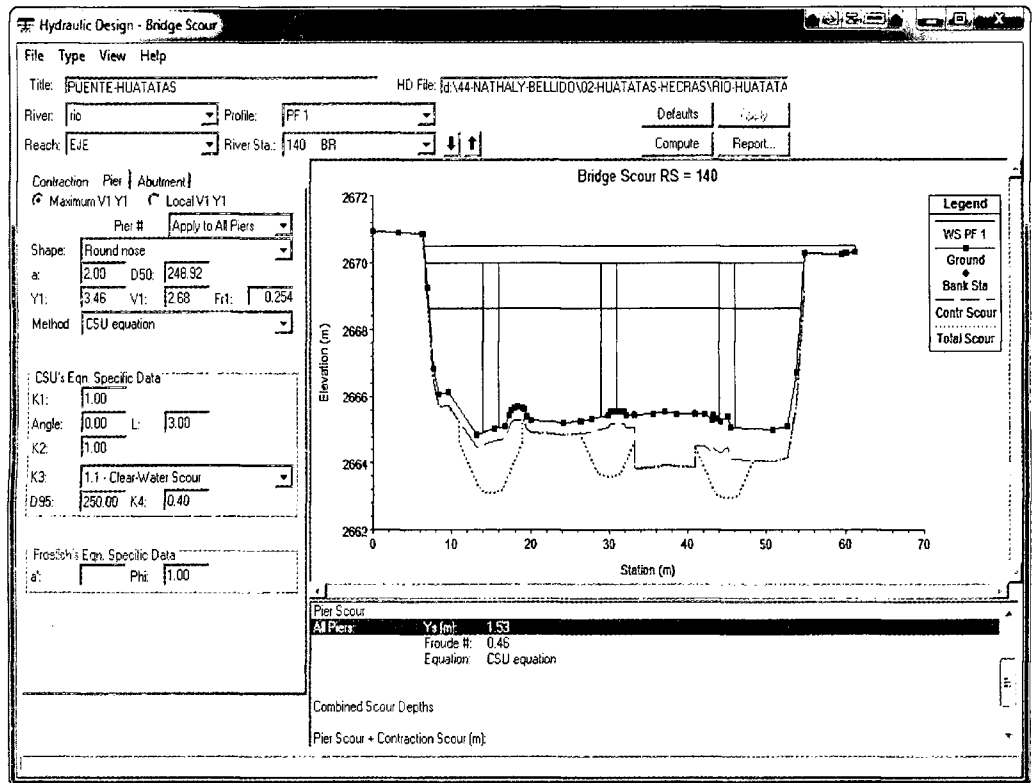
a' = Ancho del pilar proyectado con respecto a la dirección del flujo, ft (m).

Esta forma de la ecuación de Froehlich se utiliza para predecir la socavación máxima en el pilar para propósitos de diseño.

La adición de un ancho de pilar (+a) se coloca en la ecuación como un factor de seguridad. Si la ecuación es utilizado en un modo de análisis (es decir, para predecir la socavación de un evento en particular), Froehlich sugiere despreciar el ancho del pilar (+a).

El programa HEC-RAS siempre incluye la adición del ancho del pilar (+a) cuando calcula la socavación en el pilar. La socavación del pilar de esta ecuación se limita a un máximo de la misma manera que la ecuación de CSU.

La máxima socavación $y_s \leq 2.4$ veces el ancho del pilar (a) para $Fr_1 \leq 0.8$ y $y_s \leq 3.0$ veces el ancho del pilar (a) para $Fr_1 > 0.8$.

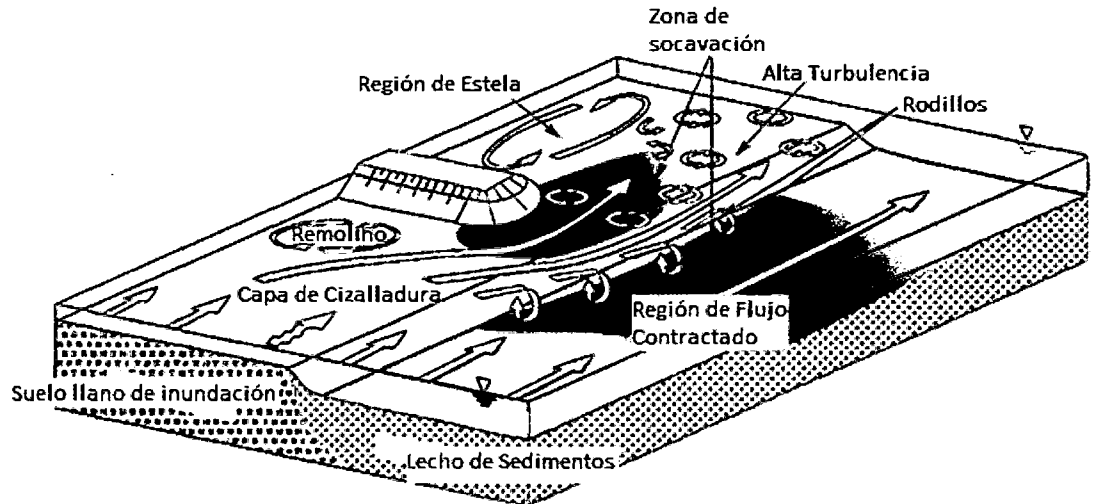


(Figura 6.17): Cálculo de la socavación en el pilar con HEC-RAS

Cálculo de la socavación local en los estribos

La socavación local en los estribos ocurre cuando el estribo obstruye el flujo.

La obstrucción del flujo forma un vórtice horizontal comenzando en el extremo aguas arriba del estribo y a lo largo del pie del estribo y forma una estela de vórtice vertical en el extremo aguas abajo del Pilar.



(Figura 6.18): Representación esquemática de la socavación de un estribo en un canal compuesto (NCHRP 2011b)

El informe HEC-18 recomienda dos ecuaciones para el cómputo de la socavación del estribo en lecho móvil. Cuando la longitud del terraplén mojado (L) dividido por la profundidad del flujo de aproximación (y_1) es superior a 25, HEC-18 sugiere usar la ecuación de HIRE (Richardson, 1990).

Cuando la longitud del terraplén mojado (L) dividido por la profundidad del flujo de aproximación es menor o igual a 25, HEC-18 sugiere utilizar la ecuación de Froehlich (Froehlich, 1989).

Ecuación de HIRE

La ecuación de HIRE se basa en datos de campo de socavación en el extremo del ramal del río de Mississippi (obtenida por el USACE). La ecuación de HIRE es:

$$y_s = 4y_1 \left(\frac{K_1}{0.55} \right) K_2 Fr_1^{0.33}$$

Donde:

y_s = Profundidad de socavación en pies (m)

y_1 = Profundidad de flujo al pie del estribo en el canal de desbordamiento o canal principal, ft (m), tomada en la sección transversal justo aguas arriba del puente.

K1 = Factor de corrección para la forma del estribo.

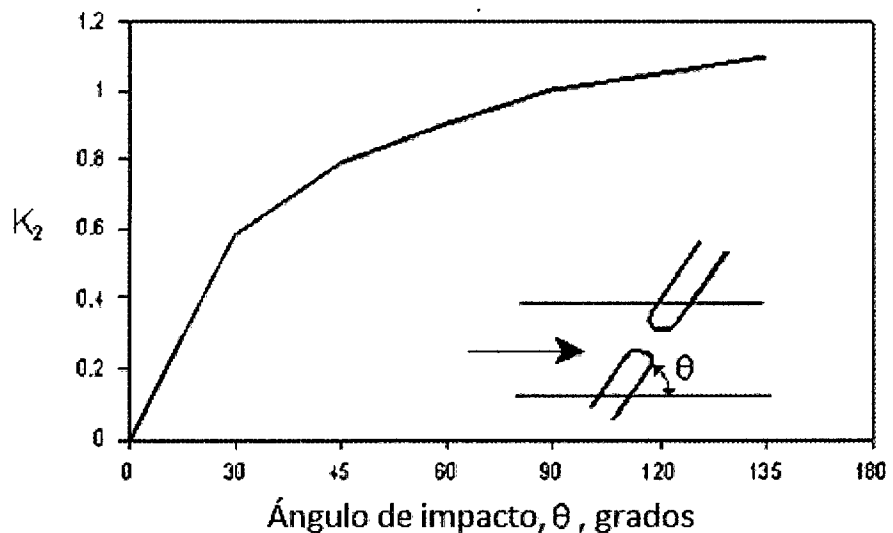
K2 =Factor de corrección para el ángulo de ataque (θ) del flujo con el pilar. $\theta = 90$ cuando los estribos son perpendiculares al flujo, $\theta < 90$ si los puntos del terraplén esta aguas abajo y $\theta > 90$ si los puntos del terraplén esta aguas arriba. $K_2 = (\theta/90)^{0.13}$.

Fr1 = Número de Froude basada en la velocidad y profundidad adyacente y justo aguas arriba del pies del estribo.

Descripción	K1
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

Tabla 6.7; Factor de corrección para la forma del estribo, K1

El factor de corrección, K2, para el ángulo de ataque puede ser tomado de la siguiente figura.



(Figura 6.19): Factor de corrección para la inclinación del estribo, K2

Ecuación de Froehlich

Froehlich analizó 170 medidas de socavación en lecho móvil en canales de laboratorio por análisis de regresión para obtener la siguiente ecuación:

$$y_s = 2.27 K_1 K_2 (L')^{0.43} y_a^{0.57} Fr^{0.61} + y_a$$

Donde:

ys = Profundidad de socavación en feet (m).

K1 = Factor de corrección para la forma del estribo.

K2 = Factor de corrección para el ángulo de ataque (θ) del flujo con el pilar. $\theta = 90$ cuando los estribos son perpendiculares al flujo, $\theta < 90$ si los puntos del terraplén esta aguas abajo y $\theta > 90$ si los puntos del terraplén esta aguas arriba. $K_2 = (\theta/90)^{0.13}$.

L' = Longitud del estribo (terraplén) proyectada normal al flujo, ft (m)

ya = Profundidad media del flujo en la llanura de inundación en la sección de aproximación, ft (m)

Fr = Número de Froude del flujo de llanura de inundación en la sección de aproximación, $Fr = V_e / (gy_a)^{0.5}$.

Ve = Velocidad media del flujo de aproximación $V_e = Q_e / A_e$ ft/s.

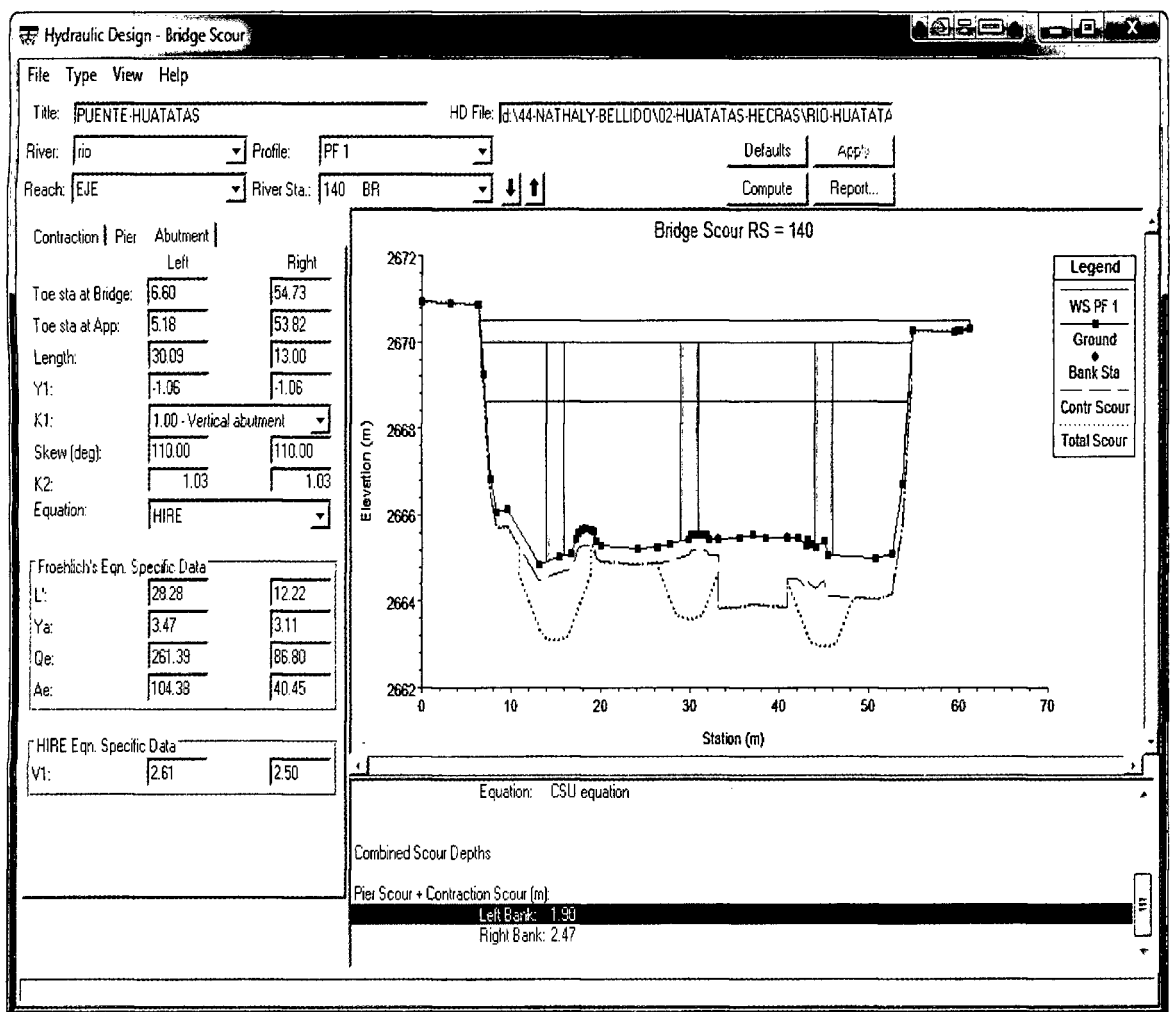
Qe = Flujo obstruido por el pilar y el terraplén en la sección de aproximación, cfs (m³/s).

Ae = Área del flujo de la sección de aproximación obstruida por el estribo y el terraplén, ft² (m²).

La forma anterior de la ecuación de Froehlich es para propósitos de diseño. La adición de la profundidad media en la sección de aproximación, se añadió a la ecuación con el fin de incluir el 98% de los datos.

Si la ecuación se va a utilizar en un modo de análisis (es decir, para la predicción de la socavación de un evento en particular), Froehlich sugiere considerar la adición de la profundidad de enfoque (+ya).

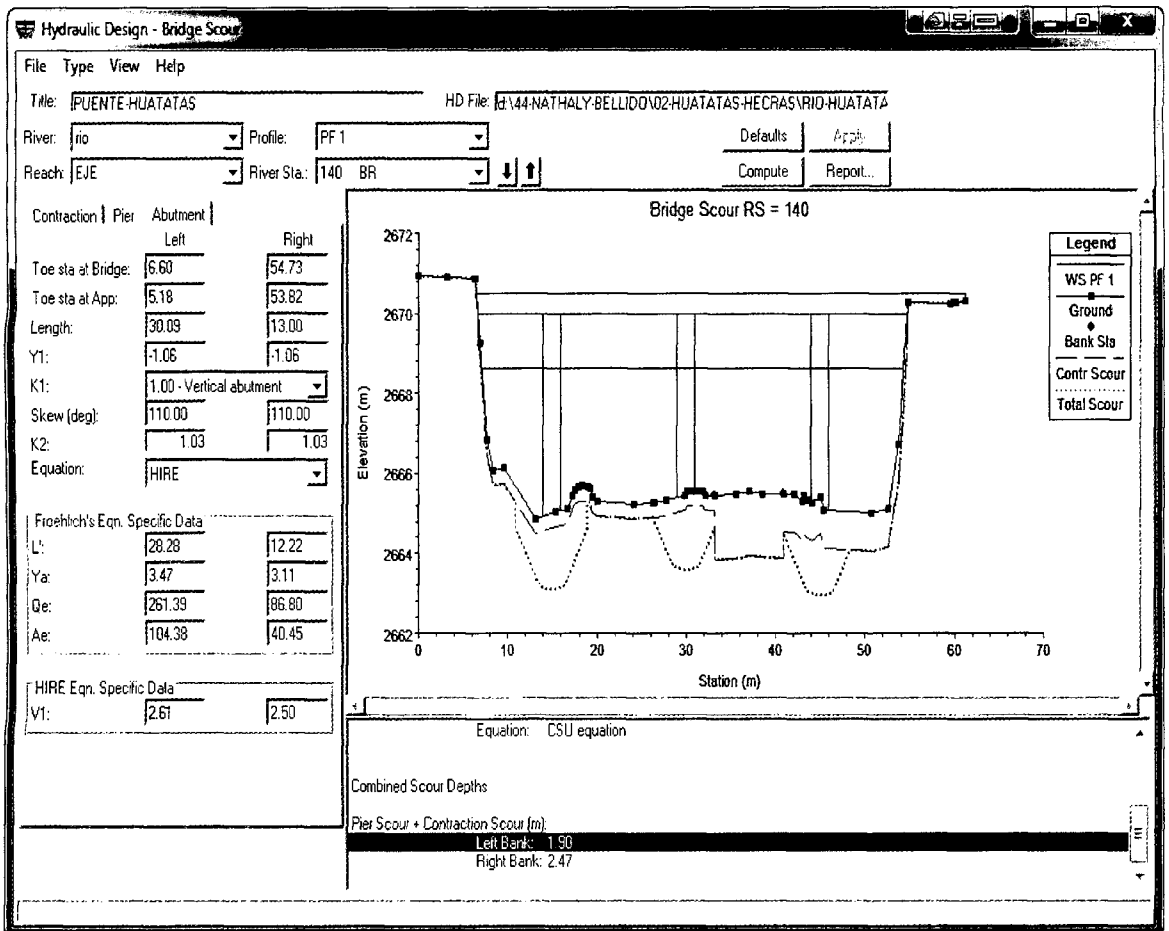
El programa HEC-RAS siempre calcula la socavación en el Pilar incluyendo (+ya) en la ecuación.



(Figura 6.20): Cálculo de la socavación en los estribos con HEC-RAS

6.5.2.3 Profundidades de socavación total dentro del puente

La profundidad total de la socavación es una combinación de cambios de elevación del lecho a largo plazo, socavación por contracción y socavación local en cada pilar y estribo individual. Una vez que la socavación es calculada, el software HEC-RAS traza automáticamente la socavación en la sección transversal aguas arriba del puente.



(Figura 6.21): Cálculo de la socavación total en el puente Huatatas utilizando HEC-RAS

<i>Descripción</i>	<i>Socavación general</i>	<i>Socavación por contracción</i>	<i>Socavación local en el estribo</i>	<i>Socavación Local en el Pilar</i>	<i>Socavación total</i>	<i>Cota del lecho del río</i>	<i>Cota del fondo socavado</i>	<i>Cota de cimentación recomendada</i>
<i>Estribo izquierdo</i>	1.90	0.38	1.52		3.80	2664.86	2661.06	Existente
<i>Estribo derecho</i>	1.82	0.94	1.53		4.29	2665.02	2660.73	Existente
<i>Pilar Central</i>	1.90	1.60		1.53	5.03	2665.43	2660.4	Existente

Cuadro 6.3: Socavación en los estribos

CAPÍTULO VII

MEDIDAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL PILAR DE PUENTE HUATATAS

7.1 Protección contra socavación del puente Huatatas.

La protección del puente Huatatas contra socavación consiste en tomar todas aquellas medidas con el fin de hacerlo menos vulnerable a daños durante crecientes. Es especialmente importante proteger el cauce, las pilas y estribos de dicho puente en la parte externa y aguas abajo, ya que en este caso, la erosión lateral tiende a migrar en este sentido arriesgando la estabilidad de la estructura.

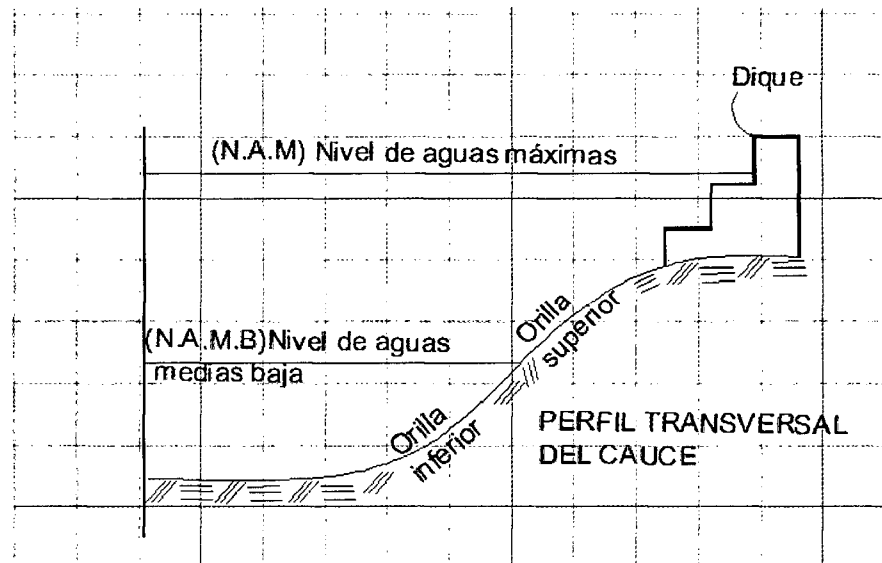
7.1.1 Medidas hidráulicas para la protección del puente.

Las medidas hidráulicas de protección son todas las que se diseñan y construyen para modificar las líneas de corriente o resistir las fuerzas erosivas del flujo en un cauce. Muchas de las medidas hidráulicas de control se consideran temporales pues tarde o temprano el flujo de agua las destruye total o parcialmente, pero entre tanto, han protegido la estructura y permitido que el puente siga en operación hasta que se construyan medidas estructurales más permanentes. El Monitoreo de las mismas se requiere durante crecientes para verificar su comportamiento. El principal objetivo de estas medidas es proteger la estructura principal contra socavación durante crecientes a costa de su propio daño, por lo que si sufren algún deterioro deben someterse a reparaciones posteriores, lo que siempre resulta más barato y fácil que reparar un puente.

7.1.1.1 Estructuras longitudinales.

Son estructuras construidas directamente sobre las bancas del cauce del río y orientadas paralelamente al flujo con el objetivo de que las líneas de corriente con alta velocidad no puedan arrastrar materiales de las orillas. La principal forma de

protección longitudinal es con revestimientos que pueden ser rígidos o flexibles prefiriéndose siempre estos últimos ya que se comportan mejor ante posible falla de los mismos por razones como socavación, asentamientos o problemas estructurales. Las estructuras longitudinales buscan proteger el cauce en tres zonas tal como se ilustra en la Figura N° 7.1.



(Figura N° 7.1): Zonas a proteger en la orilla de un cauce.

- El talud del dique protector si existiese o talud superior del río, por encima del nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME).
- La orilla superior del cauce natural por encima del nivel de aguas medias bajas (NAMB).
- La orilla inferior del cauce natural situada bajo el nivel de aguas medias bajas y por lo tanto, siempre sumergida.

Usualmente, en tramos rectos se protegen ambas orillas a lado y lado del río, pero en los curvos solo la parte exterior. Las obras de protección directamente construidas sobre la orilla del cauce requieren:

- Conformación de la orilla con una pendiente estable.
- Provisión de drenajes para reducir los efectos de la saturación

y las fuerzas de filtración.

- Revestimiento de los taludes con materiales resistentes a la erosión.
- Defensa de la orilla inferior contra socavación.
- Muros de protección de riberas en gaviones u otros materiales.

CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE DIQUE CON GAVIONES

CÁLCULO DEL COLCHÓN ANTISOCAVANTE

$$L_{\text{colchón}} = 1.0 \times H_s \text{ ó } 1.5 \times H_s \quad (\text{Para cauces sinuosos})$$

Para nuestro caso asumimos 1.15 veces

$$L_{\text{colchón}} = 3.31 \text{ mts}$$

Asumiendo:

$$L_{\text{colchón}} = 3.50 \text{ mts}$$

CÁLCULO DEL ESPESOR DEL COLCHÓN

Según tablas está en función de la Velocidad Límite

Cuadro N° 7.1

Espesores indicativos de los revestimientos en colchones y en gaviones en función de la velocidad de la corriente

Tipo	Espesor (m)	Piedra de Relleno		Velocidad crítica m/s	Velocidad Límite m/s
		Dimensión (mm)	d50		
Colchón Relleno	0.15 - 0.17	70 - 100	0.08 5	3.5	4.2
		70 - 150	0.11 0	4.2	4.5
	0.23 - 0.25	70 - 100	0.08 5	3.6	5.5
		0.3	70 - 150	0.12 5	4.5
	70 - 120		0.10 0	4.2	5.5
	100 - 150		0.12 5	5.0	4

Gavión	0.5	100 - 200	0.15 0 0.19	5.8	7.6
		120 - 250	0		

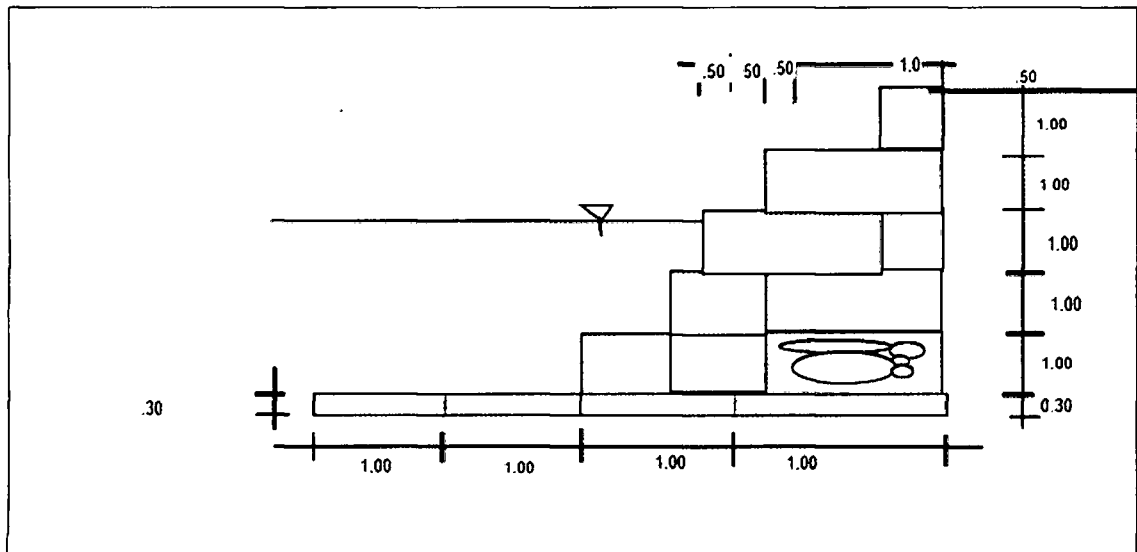
fuelle: manejo de cuencas

Tenemos

$$V = \frac{Q_{\text{máx}}}{A} = 4.34 \text{ m/s}$$

$$V = 4.34 \text{ m/seg}$$

$$h_{\text{colchón}} = 0.30 \text{ mts}$$



GAVIONES DE MALLA HEXAGONAL A DOBLE TORSIÓN

Gaviones Caja	
Abertura de malla	10 * 12 cm
Diámetro alambre malla	2.70 mm
diámetro alambre borde	3.40 mm
Recubrimiento	Zinc + aluminio
Dimensiones	(galvanizado)
4,0*1,0*1,0 m	
4,0*1,5*1,0 m	

Colchones Torsión	
Abertura de malla	10 * 12 cm
Diámetro alambre malla	2.70 mm
diámetro alambre borde	3.40 mm
Recubrimiento	Zinc + aluminio
Dimensiones	(galvanizado)
4,0*1,0*1,0 m	

ESTABILIDAD

El cálculo de estabilidad será dado al vuelco o volteo, así como el grado de sismicidad.

VOLUMEN GAVIONES

	b	a	L	V (m ³)	BRAZO
P ₁	2.00	1.00	1.00	2.00	1.00
P ₂	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
P ₃	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P ₄	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P ₅	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

COLCHON:	2.00	5.00	5.00	50.00
----------	------	------	------	-------

CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE GAVIONES:

CÁLCULO DEL EMPUJE ACTIVO:

Datos: (Tabla N' 05)

$\gamma_s =$	1.80	Tn/m3.	Terraplén de tierra empapada.
--------------	------	--------	-------------------------------

$\varphi =$	30	°
-------------	----	---

h =	2.00	m.
-----	------	----

$$E_a = 0.5 \gamma_s h^2 K_a$$

$$K_a = \text{tg}^2(45 - \varphi/2)$$

$K_a =$	0.333
---------	-------

$E_a =$	1.20	Tn.
---------	------	-----

$$E_v = E_a (\text{Sen } \varphi/2)$$

$E_v =$	0.31	Tn.
---------	------	-----

$$E_h = E_a (\text{Cos } \varphi/2)$$

$E_h =$	1.16	Tn.
---------	------	-----

Punto de Aplicación:

$d = h/3$

$d =$	0.67	mts.
-------	------	------

Peso específico del gavión

$\gamma_{\text{piedra}} =$	1.80	Tn/m ³
----------------------------	------	-------------------

n : porcentaje de vacíos

$n =$	0.30
-------	------

$\gamma_g = \gamma_{\text{piedra}} (1 - n)$

$\gamma_g =$	1.26	Tn/m ³
--------------	------	-------------------

FUERZAS VERTICALES ESTABILIZADORAS:

	Pi(Tn)	Xi(m)	Mi(Tn.m)
P₁	2.52	1.00	2.52
P₂	1.26	1.00	1.26
P₃	0.00	0.00	0.00
P₄	0.00	0.00	0.00
P₅	0.00	0.00	0.00
E_v	0.31	3.00	0.93
Total	4.09		4.71

$b =$	5.50	b; base
-------	------	---------

$X_v =$	$M_i / P_i =$	1.152
---------	---------------	-------

$Z =$	$E_{hxd} / P_i =$	0.189
-------	-------------------	-------

$e =$	$b/2 - (X_v - Z)$	1.537	$< b/6 =$	0.83
-------	-------------------	-------	-----------	------

CHEQUEO AL VOLTEO

$$FSV = M_r/M_a \quad FSV \geq 2$$

$$FSV = 6.10 > 2 \quad \text{!Ok!}$$

CHEQUEO AL DESLIZAMIENTO

$$FSD = P_i \times \text{tg } \phi / E_h \quad FSD \geq 1.75$$

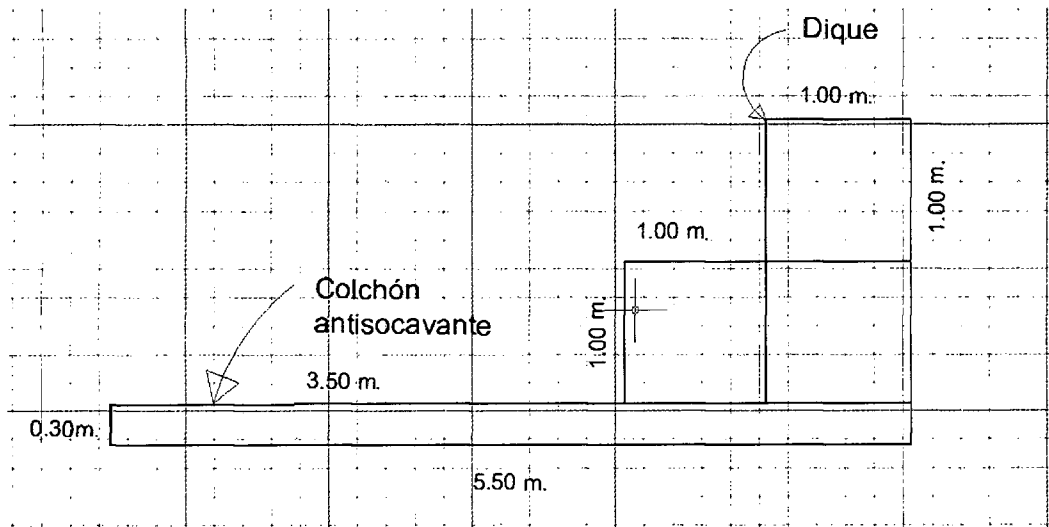
$$FSD = 2.04 > 1.75 \quad \text{!Ok!}$$

$$p = F_v / b (1 \pm 6e / b)$$

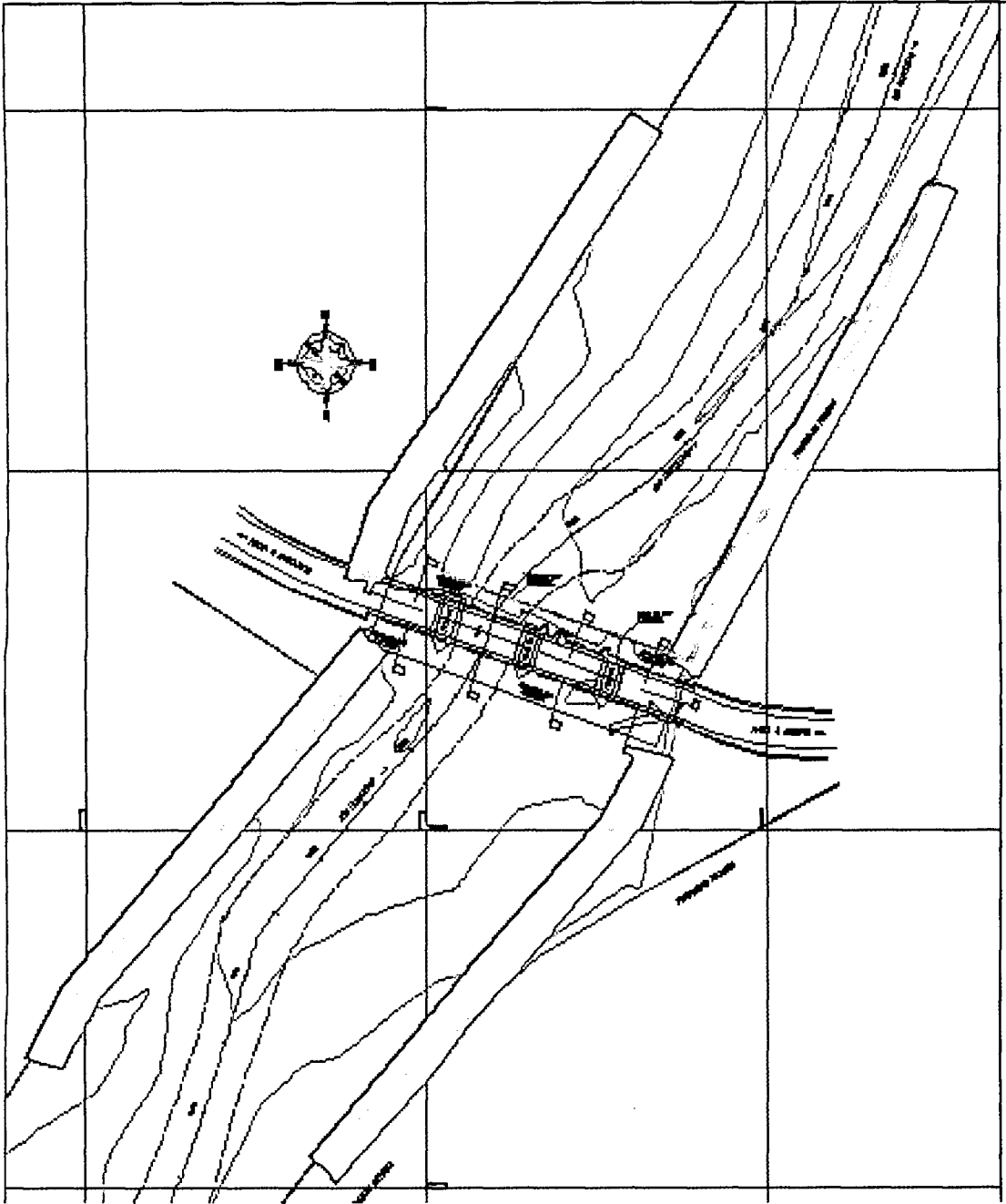
$$p_1 = 2.33 \quad \text{T/m}^2$$

$$p_2 = -0.69 \quad \text{T/m}^2$$

$$P_{\text{max}} = 0.23 \quad \text{Kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 1.85 \text{Kg/cm}^2$$



(Figura N° 7.2): Sección del gavión.



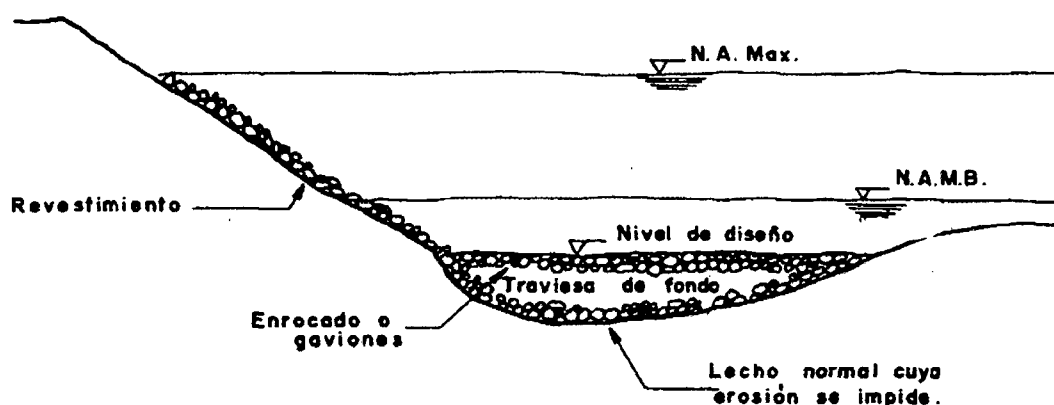
(Figura N° 7.3): Gavión en planta ambos lados del río Huatatas.
En los Anexos – Planos, se aprecia el Gavión en planta.

7.1.1.2 Estructuras transversales

Las estructuras transversales se proyectan dentro de la corriente formando un ángulo o perpendicularmente a la dirección dominante del flujo.

Traviesas de fondo

Son estructuras usualmente de enrocado que se construyen perpendiculares al flujo y a lo largo de las partes profundas en las curvas forzadas, buscando con ellas disminuir las fuerzas erosivas del agua, controlar la degradación del cauce y proteger la pata de la orilla. La Figura N° 7.4 muestra una sección transversal de esta solución.



(Figura N° 7.4): Traviesas de fondo.

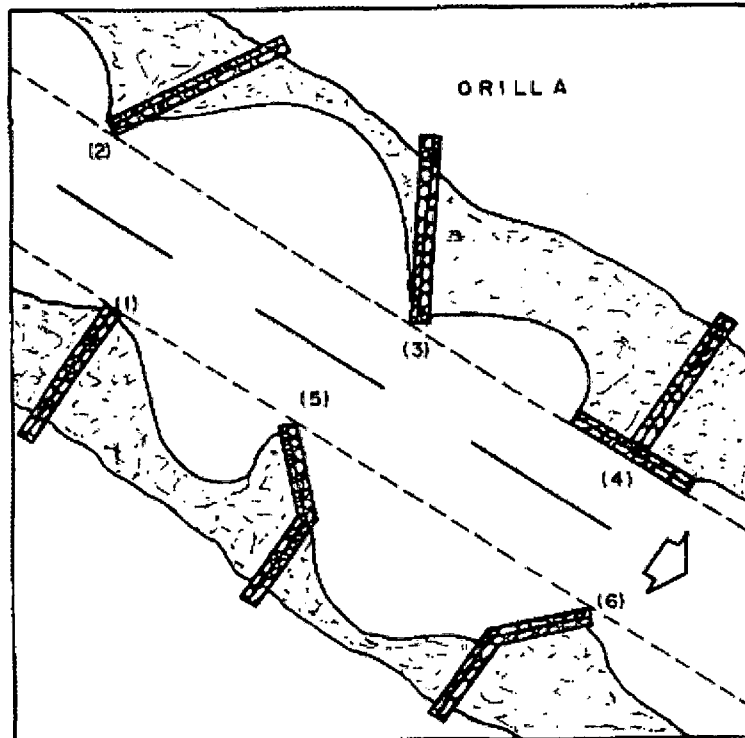
Estas estructuras tienen el inconveniente de reducir la sección transversal del cauce aumentando los niveles del agua. Además, pueden requerir protecciones del fondo para evitar la erosión aguas abajo.

Espigones

Los espigones son estructuras apoyadas o empotradas en la orilla del río y que penetran en su cauce. Su función es desviar las líneas de corriente alejándolas de la orilla donde se construyen y evitar así que ésta sea erosionada.

Además, los espolones reducen velocidades locales favoreciendo que entre ellos se depositen materiales que arrastra el río lo que permite el crecimiento de vegetación nativa. Otros propósitos de los espolones son proteger

estructuras y aumentar la profundidad con propósitos de navegación.



- | | |
|----------------------|-------------------------------|
| 1 Recto | 4 Tipo de martillo o en T |
| 2 Hacia aguas arriba | 5 Bayoneta hacia aguas arriba |
| 3 Hacia aguas abajo | 6 Bayoneta hacia aguas abajo |

(Figura N° 7.5): Tipos de espigones

7.1.1.3 Protección local del puente

La protección de un puente contra socavación consiste en tomar todas aquellas medidas con el fin de hacerlo menos vulnerable a daños durante crecientes. Es especialmente importante proteger el cauce, las pilas y estribos de un puente en la parte externa y aguas abajo de las curvaturas, ya que en este caso, la erosión lateral tiende a migrar en este sentido arriesgando la estabilidad de la estructura.

Dos casos se pueden distinguir: protección de puentes en construcción y protección de puentes ya construidos.

Protección de puentes en construcción

Las mejores medidas de protección desde la fase de diseño para puentes nuevos son:

- Localización adecuada del puente para evitar modelos adversos del flujo.
- Diseño de luces amplias que no obstruyan el paso del agua.
- Cambio de forma, geometría, orientación y número de pilas, de manera que produzcan las mínimas profundidades de socavación.
- Ubicación de pilas y estribos alineados con la corriente para evitar obstrucciones al flujo.
- Diseño de fundaciones seguras y suficientemente profundas para que no requieran protecciones adicionales.
- Los estribos se pueden cimentar por encima de la profundidad de socavación estimada si van a estar protegidos por enrocado bien diseñado o por otra medida de control.

Protección de puentes existentes

Las siguientes medidas son las más usadas para protección de puentes existentes:

- Monitoreo de las profundidades de socavación y cierre del puente, si resultan excesivas.
- Instalación de enrocado alrededor de pilas y/o estribos.
- Construcción de diques de encauzamiento.
- Construcción de mejoras al cauce.
- Mejoramiento de las condiciones estructurales de la cimentación.
- Construcción de presas bajas o estructuras de caída aguas abajo para estabilizar el cauce.
- Construcción de puentes de alivio o aumentar la luz de puentes existentes.

En resumen, las dos formas más comunes para proteger localmente un puente ya construido contra socavación desde el punto de vista hidráulico son:

- a) Mejorar las condiciones del material existente para resistir socavación. Esto generalmente se logra con el uso de enrocados colocados en la base de la pila o del estribo.
- b) Reducir el poder erosivo de la corriente al pie del estribo o de la pila.

En el caso de estribos, los diques encauzadores que se proyectan tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo de la estructura, se han comportado bien en aplicaciones prácticas. Para el caso de pilas, se ha intentado reducir el efecto del flujo causante de la socavación mediante arreglos inhibidores del vórtice de herradura como son pantallas protectoras, formas hidrodinámicas de la pila, extensiones de la cimentación de la pila hacia aguas arriba, collares que rodean la pila y escotaduras hechas en la pila.

Estos últimos tipos de protección todavía requieren de más investigación experimental y verificación en el campo, (Guevara A., M. E. 1998).

Protección contra la socavación local al pie de pilas.

Si los huecos por socavación existentes o previstos son locales y la capacidad de carga de las pilas es suficiente, se pueden proteger las áreas alrededor de las pilas usando alguno de los métodos que se estudian a continuación:

Enrocado

La forma más simple de proteger una pila o estribo es por medio de enrocado. El enrocado a usarse es de tamaño mayor

que el que se requiere para proteger cauces con flujo sin obstrucciones.

El enrocado debe tener un mínimo de tres capas de roca en contacto con la estructura. Menos capas pueden inducir a que la arena entre la roca sea removida por los vórtices y la turbulencia.

Para no reducir el área hidráulica de la corriente, es conveniente desplantar el enrocado hasta la elevación que alcanza la socavación a largo plazo y por contracción. Como ésto no siempre es posible, conviene al menos, rellenar con enrocado el hueco dejado por la socavación.

Estabilidad de las rocas para defensa ribereña

La estabilidad de Rocas en enrocados ha sido analizado por varios autores.

METODO PROPUESTO EN HEC -18 (1993)

Según HEC – 18 (1993), el enrocado debe ser proyectado para ser estables. La siguiente ecuación se usa para encontrar el tamaño de la roca de protección:

$$D_{50} = [0.692(KV)^2]/[2g(Gs-1)]$$

Donde:

D_{50} : Diámetro medio de la roca (m)

K : Coeficiente de la forma del pilar

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

V: Velocidad del flujo sobre el pilar (m/seg)

g: Aceleración de la gravedad (m/s²)

Gs: Densidad relativa de la roca, usualmente 2.65

Para determinar la velocidad sobre el pilar cuando no se tenga valores puntuales, la velocidad media ($V = Q/A$) 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.

Para el caso de estudio se tiene las consideramos siguientes:

$K = 1.7$ por tener en el pilar del puente una nariz rectangular y no redondeado

$V = (430.5 \text{ m}^3/\text{s}) / 119.8 \text{ m}^2 = 3.59 \text{ m}/\text{seg.} \rightarrow 3.59 * 1.1 = 3.95 \text{ m}/\text{s}$ es la velocidad sobre el pilar

Remplazando valores en la ecuación anterior se tienen:

$$D_{50} = [0.692(1.7 * 3.95)^2] / [2 * 9.81(2.65 - 1)] = 0.96 \text{ m.}$$

$D_{50} = 1.0 \text{ m.}$ Que corresponde al diámetro medio

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:

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

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

Para el presente proyecto se considera los siguientes:

$C_1 = 0.28$ fondo plano

$C_2 = 1.25$ por ser tramo rectos

Profundidad media del flujo = 2.01 m.

La velocidad media del flujo = 3.95 m/s

$$\rightarrow F = 1.25 * (3.95 / (9.81 * 2.01)^{0.5}) = 1.11$$

$$d_{50} = 0.28 * 2.01 * (1.11^3) = 0.8 \text{ m.}$$

MÉTODO DE MAZA ALVAREZ

La siguiente expresión puede ser usada para encontrar el tamaño del enrocado (Maza J. A., 1989).

$$D_m = \frac{135V}{\gamma_s^{1.03} \left(h^{V/(2+h)} - 0.15V \right)}$$

Donde:

D_m = diámetro medio de la roca [m]

V = velocidad media del flujo ($V < 4.5$ m/s) [m/s]

h = profundidad del flujo [m]

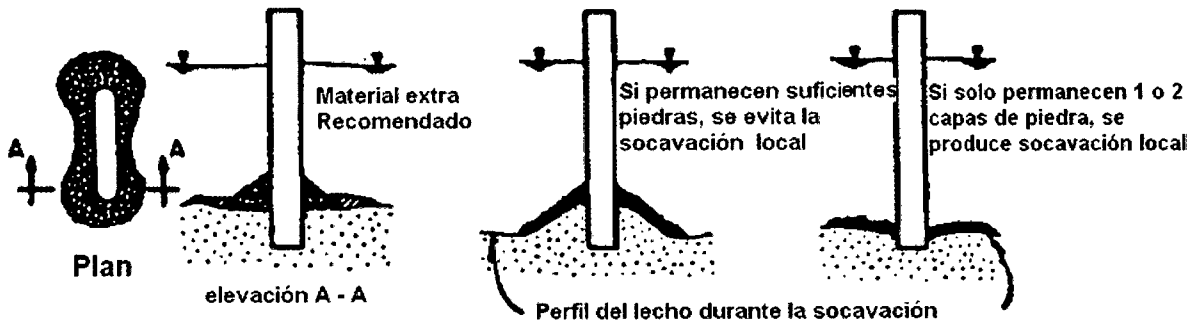
γ_s = peso espec. material de protección [Kgr/m³]

La roca debe rodear las pilas excepto cuando se tenga la certeza de que van a estar alineadas con la corriente durante toda la vida útil de la obra, caso en el cual, el enrocado puede

colocarse solamente en el extremo aguas arriba de cada pila (Figuras N° 3.2).

a) Condición antes de la socavación. b) Condición durante la socavación.

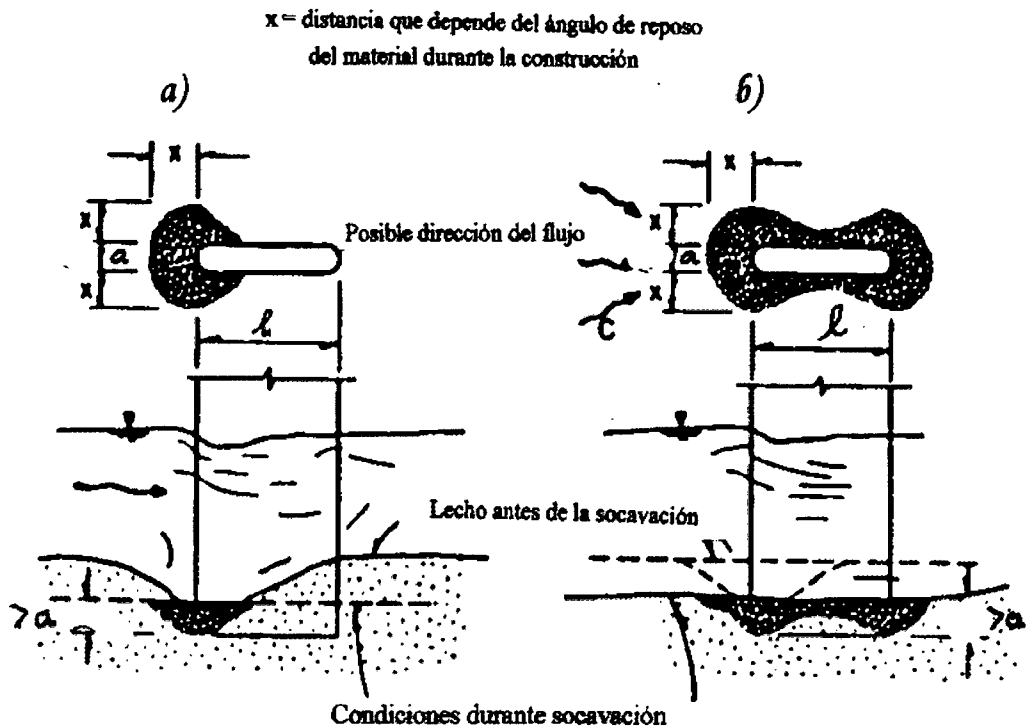
Maza, J. A., 1989.



(Figura N° 7.6): Enrocado como protección de pilas de puentes

a) Angulo de ataque nulo. b) Angulo de ataque variable.

Maza, J. A., 1989.



(Figura N° 7.7): Enrocado como protección de pilas de puentes

DETERMINACIÓN DE DIÁMETRO DE PIEDRAS PARA ENROCADO

La protección se compone de los siguientes elementos:
Capa de protección de enrocado La cual esta dimensionada, contra los esfuerzos de corte y contra las olas que puedan impactar el enrocado
Filtro Protege el suelo del dique de la erosión, debido: a la corriente de agua, ataque de las olas y flujos subterráneos, y evita el movimiento de las partículas finas que conforman el suelo protegido. Para nuestro caso se ha usado el material granular.
Debajo del filtro el terreno base de la orilla, o del dique
Enrocado de protección al pie del talud Evita que el talud protegido falle debido a los efectos de socavación general.

CÁLCULO DEL DIAMETRO MEDIO

PAGINA ANTERIOR NUEVOS		
BI = 0.48	0.48	Altura de Bordo Libre (m)
Hd = 1.30	1.30	Altura del dique (m)
Hu = 0.80	0.80	Altura de uña (m)
Ht = 2.10	2.10	Altura total (m)
Q = 281.4		Caudal (m ³ /s)
S = 0.0312		Pendiente Manning (1/1000)
Vm = 4.34		Velocidad (m/s)
t = 2.64		Tirante hidraulico (m)

Fórmula de Maynord

$$F = (C_2 V) / (g y)^{0.5}$$

$$d_{50} = y C_1 F^3 \quad \text{Diámetro Medio}$$

Valores de C1	
Fondo Plano	0.28
Talud 1V: 3H	0.28
Talud 1V: 2H	0.32
SELECCIONAR>>>>>>>>>>	0.28

Valores de C2	
Tramos en curva	1.50
Tramos rectos	1.25
En extremo de espigon	2.00
SELECCIONAR>>>>>>>>>>	1.00

$C_1 = 0.28$	Valor seleccionado de tabla
$C_2 = 1.00$	Valor seleccionado de tabla
$V = 4.338$	Velocidad del agua (m/s)
$g = 9.81$	Aceleración de la Gravedad
$t = 0.95$	Tirante de diseño (m)
$F = 1.42$	
$d_{50} = 0.76$	Diámetro medio de las rocas (m)

- *- Por recomendación de Simons y Senturk: la relación entre el tamaño del d50 y el máximo tamaño de roca debe ser aproximadamente de 2
- *- La graduación de las rocas debe ser razonable

RESUMEN:

Diámetro Mínimo(m) =		0.80
Diámetro Máximo (m) =		1.60

7.1.2 Medidas estructurales para la protección del puente

Las medidas estructurales para protección buscan mejorar las condiciones de cimentación del puente para prevenir fallas por socavación. Se requieren cuando la socavación ha dañado o expuesto al flujo los pilotes o elementos de la cimentación dejándolos sin soporte lateral y en condiciones no contempladas en el diseño original. Se consideran medidas permanentes de protección ya que restauran la integridad estructural del puente.

Las medidas más usuales son dos: reforzar la cimentación y modificar la cimentación del puente.

Sin embargo, evaluado los pilares del puente carrozable Huatatas, esta requiere el reforzamiento de la cimentación para la estabilidad respectiva.

7.1.2.1 Reforzamiento de las condiciones de cimentación

En casos en que la creciente o las profundidades de socavación sean mayores que las estimadas en el diseño, debe recurrirse a mejorar la cimentación del puente para lo que se requiere desviar temporalmente el flujo de agua o trabajar bajo agua, proporcionar un apoyo provisional para los miembros estructurales que descansan sobre el cimiento socavado y añadir obras de reforzamiento de las estructuras originales. A veces es necesario el uso de puentes Bailey mientras se hacen las reparaciones de la cimentación.

El reforzamiento de la cimentación comprende la reparación, profundización, ampliación, modificación o reemplazo de las estructuras existentes o mejoramiento del suelo de fundación con el fin de mantener su estabilidad.

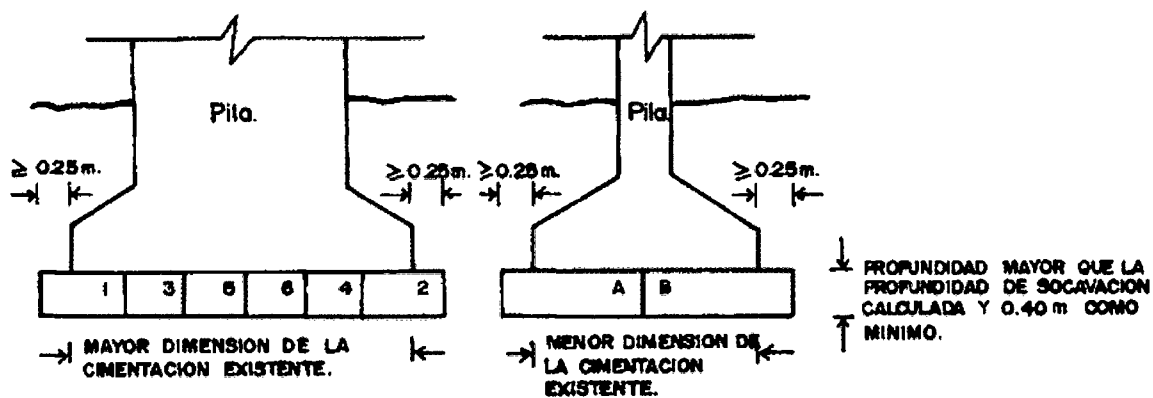
A continuación se describen algunas de las soluciones más comunes para mejorar las condiciones de cimentación de puentes con problemas de socavación incluyendo recalces, encamizados, profundizaciones, extensiones, mejoramiento del suelo, modificaciones del puente, reemplazo de elementos de la cimentación y reemplazo del puente.

7.1.2.2 Recalce de la cimentación

El recalce de la cimentación consiste en el apuntalamiento del cimiento socavado después de haberse hecho la remoción del material suelto, la nivelación del fondo y dado un talud estable a los lados de la excavación. Realmente, no mejora la situación del puente desde el punto de vista estructural ya que solo repara un daño causado. Varios sistemas existen para hacer los recalces: bloques de concreto, pedestales, bolsas rellenas e inyecciones.

- **Recalce por etapas con bloques de concreto**

El recalce se hace en etapas con bloques de concreto colocados en forma alternada en caso de que la nivelación y la excavación del área socavada reduzcan el apoyo del cimiento.



(Figura N° 7.8): Enrocado como protección de pilas de puentes
 Secuencia en el recalce de la cimentación con bloques de concreto.

Fuente: SIPUCOL, 1996.

El concreto de recalce se proyecta como mínimo 25 cm más allá de las caras del cimiento socavado y se profundiza al menos 40 cm bajo el fondo del cimiento. El concreto de recalce debe vibrarse cuidadosamente para garantizar el contacto entre el concreto endurecido del fondo de la cimentación y el concreto nuevo.

Si el nivel calculado de socavación sobrepasa las profundidades posibles del recalce, se debe recurrir a otros métodos de mejoramiento de las condiciones de cimentación de un puente.

• **Recalce con pedestales de concreto**

Otro método para realizar los recalces es el de pedestal tal como se describe a continuación según C. H. Higuera y G. Pérez (1989).

- a) Diseño estructural de los elementos a usar en la solución.
- b) Diseño de la plantilla de distribución de las trincheras

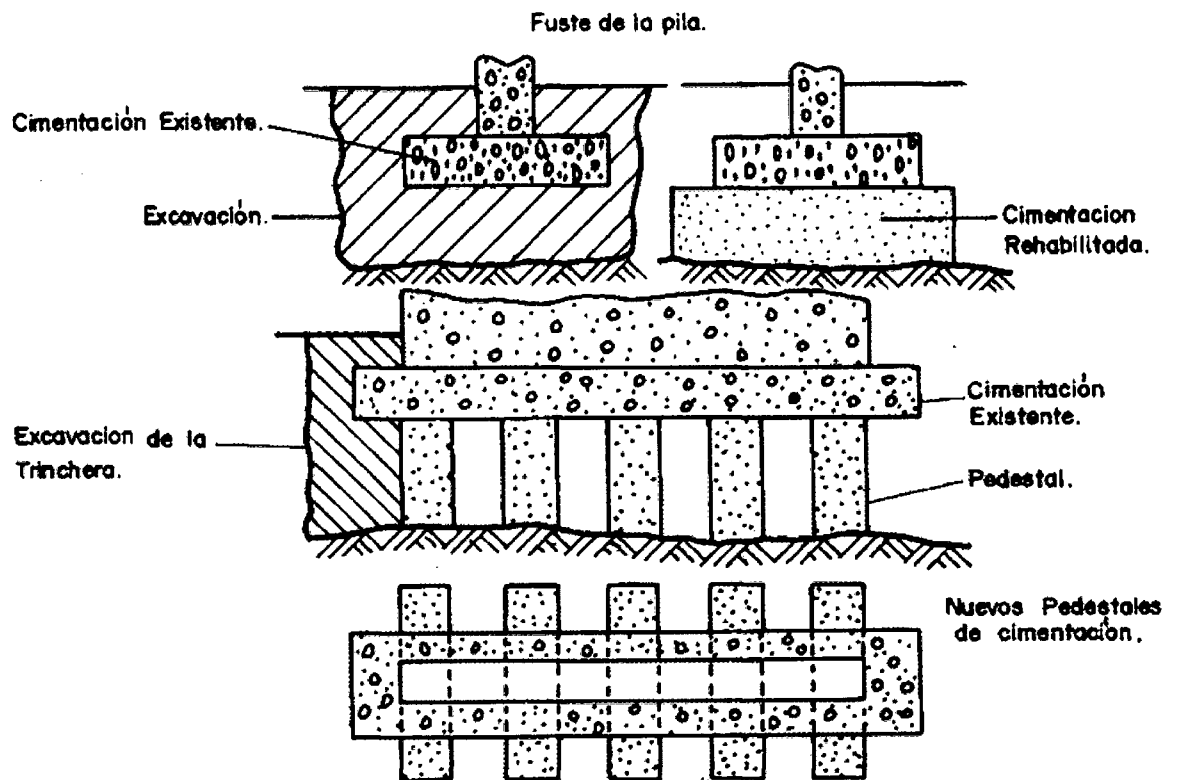
excavadas.

c) Determinación de la profundidad final de la excavación.

d) Excavación de la primera trinchera colocando si es preciso lodo bentonítico.

e) Limpieza de la excavación.

f) Colocación del elemento prefabricado del recalce o fundición del concreto nuevo. Debe garantizarse que el concreto nuevo entre en contacto con la base del existente para asegurar el apoyo de la cimentación y la adecuada transferencia de cargas.



(Figura N° 7.9): Enrocado como protección de pilas de puentes

Recalce de la zapata con pedestales de concreto.

Fuente: Higuera, C. H. y Pérez G. (1989).

g) Repetición del proceso con la segunda trinchera. El número de trincheras y su orden de ejecución dependerá del análisis de

estabilidad de cada elemento de la infraestructura, del grado de desnivel existente, y de los obstáculos presentes en la excavación.

h) Determinación de la necesidad de otras medidas de protección.

i) Seguimiento de la estructura rehabilitada.

- **Recalce de pilas**

En el caso que la pila haya descendido una distancia no muy grande, que los movimientos futuros de la cimentación del puente sean improbables y que ésta haya conservado su capacidad para soportar la estructura, se puede colocar la superestructura a su nivel original mediante un sistema de gatos y aumentar la corona de la pila por medio de un recalce hasta la cota de nivelación.

7.1.2.3 Encamisado alrededor de pilas o estribos

El encamisado de pilas o estribos se hace usualmente hincando tablestacas alrededor de la estructura cuyo suelo de fundación ha sido socavado o es susceptible de ser socavado como es el caso de arenas y gravas. El espacio que queda entre estructura y tablestaca es después llenado con concreto. Las tablestacas se construyen de diferentes materiales siendo las de acero y madera las más comunes.

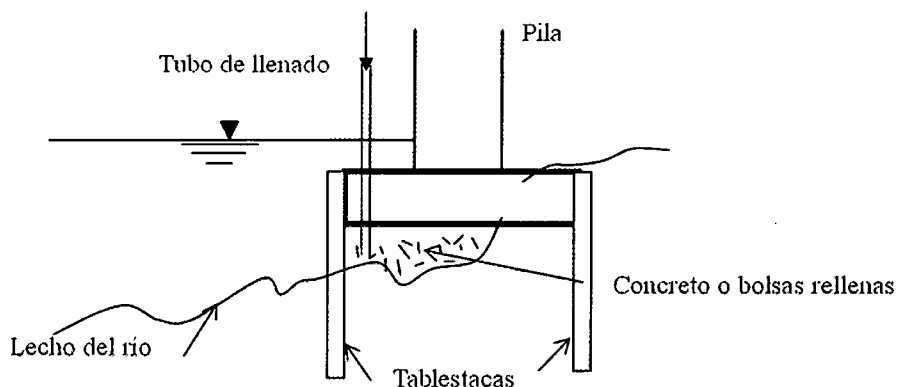
Es preferible esta solución con tablestacas cuando existe socavación a largo plazo o por contracción en el cauce, cuando con ella es posible obtener la capacidad de carga necesaria de las pilas y si la recuperación del cauce a su nivel original no es recomendable.

Las tablestacas no evitan que ocurra socavación pero sí protegen la cimentación de ser afectada por el proceso erosivo. A veces es necesario excavar por debajo de la cimentación cuando parte de ésta necesita ser reparada para obtener suficiente capacidad portante.

Las tablestacas deben ser lo suficientemente profundizadas para lograr una estructura estable ante máximos niveles de socavación cuando podría comportarse como una estructura de gravedad sujeta a grandes presiones laterales del agua.

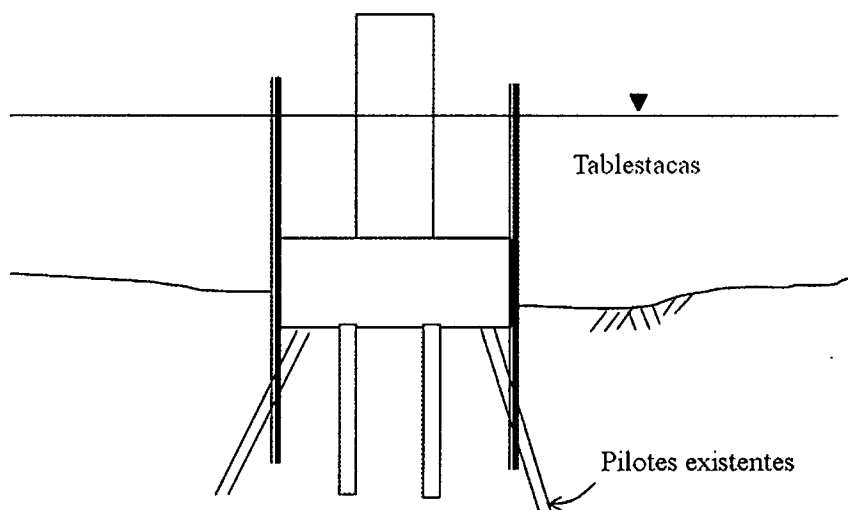
Las tablestacas se construyen para proteger las pilas o estribos de un puente pero también tienen aspectos negativos como son aumentar las dimensiones de la sección geométrica lo que altera los patrones del flujo. Para evitar aumentar el ancho de las estructuras, se podrían usar formaletas colocadas muy próximas a pilas y estribos y rellenar los vacíos con concreto bombeado o por medio de tubos Tremie inclinados.

El aumento del ancho de las estructuras es a veces inevitable cuando se usan tablestacas para mejorar las condiciones de zapatas frente a socavación, lo que lleva a que se tengan que prolongar por encima del tope de forma que se disminuye el ancho del cauce, aumentándose la velocidad y la posibilidad de socavación. Cortar las tablestacas a ras con el tope de las zapatas es una opción obvia para evitar este problema.



(Figura N° 7.10): Enrocado como protección de pilas de puentes
 Tablestacas y llenado de vacíos. Tablestacas cortadas a ras con el
 tope de la zapata. Fuente: OECD, 1995.

Las tablestacas son caras y difíciles de instalar bajo un puente. Deben quedar bien empotradas en el suelo de fundación para evitar que el concreto las desplace. Tubos de ventilación y orificios de inspección deben instalarse para asegurar el llenado de los vacíos con concreto y verificar que el agua no se quede atrapada en puntos altos de la cimentación. Otro problema con el hincado de las tablestacas es la presencia de pilotes inclinados.



(Figura N° 7.11): Enrocado como protección de pilas de puentes
 Pilotes inclinados como impedimento al hincado de tablestacas.

7.1.3 Modelación hidráulica

La modelación se ha desarrollado notablemente en el campo de la hidráulica, existen evidencias de estudios de diseños hidráulicos realizados desde tiempos antiguos, mediante pequeñas representaciones de estructuras y máquinas, por los cuales se ha llegado a enunciar principios fundamentales en la hidráulica; sin embargo hasta hace poco tiempo la experimentación hidráulica se llevaba a cabo habitualmente a escala real ya sea en vertederos, canales, tuberías y presas construidas sobre el terreno.

Es durante el último medio siglo, cuando se han desarrollado métodos por los cuales, como resultado de experimentos realizados en modelos a escala reducida, es posible predecir la conducta de una estructura o prototipo.

El sistema semejante reducido o simplificado es lo que llamamos modelo, frente a la realidad que llamamos prototipo.

Los principios en que se basa este procedimiento incluyen las teorías de similitud hidráulica.

El análisis de las relaciones básicas de las diversas cantidades físicas incluidas en el movimiento y la acción dinámica del fluido denominada análisis dimensional.

7.1.3.1 Aplicación y aporte de los modelos hidráulicos

En hidráulica, la modelación se usa para la simulación de situaciones reales que se producen en el prototipo y cuyo comportamiento se desea conocer; puesto que modelo y prototipo están ligados el uno con el otro, las observaciones y estudio del modelo constituyen la información necesaria para comprender la naturaleza del prototipo, debiendo para ello, estar ambos relacionados.

7.1.3.2 Modelo Físico

Es la simulación física de un fenómeno hidráulico, que ocurre en relación con una obra de ingeniería, en un sistema semejante simplificado que permite observarlo y controlarlo con facilidad, además confirmar la validez del diseño de la obra, optimizarla o tomar nota de los efectos colaterales, que deberán ser considerados durante la operación de la misma.

Según las características propias de los modelos se pueden clasificar en:

Clasificación respecto de la semejanza geométrica con el prototipo:

- Modelos geoméricamente semejantes: son aquellos en los que se conserva la semejanza de todas las variables geométricas. Existe un único factor de reducción o ampliación, llamado escala, de todas las magnitudes geométricas y las que se derivan de ellas, además de la igualdad de ángulos correspondientes entre el modelo y el prototipo.

Dentro de estos tenemos: modelos de desarenadores, desgravadores, bocatomas, canales. etc.

- Modelos geoméricamente distorsionados: se conserva la semejanza con el prototipo, pero los factores a usar de reducción o ampliación son distintos para diferentes dimensiones del mismo. Es frecuente que las dimensiones horizontales tengan una escala o factor y las dimensiones verticales, otras. El uso de distorsiones resulta, muchas veces, necesario cuando el factor único produce una reducción demasiado grande en las dimensiones verticales, lo cual originaría efectos significativos en fuerzas que en el modelo son

despreciables o inexistentes en el prototipo. Este tipo de modelos es usual en estructuras marítimas.

Clasificación respecto de la movilidad y deformabilidad del contorno:

Modelos de contorno fijo: hay casos en que la deformabilidad del contorno no es relevante al fenómeno estricto, por tanto, puede representarse simplificada en el modelo como si fuera fijo o indeformable. Los modelos de este tipo serían, por ejemplo, sistemas de presión, canales revestidos o cursos naturales donde el fondo no experimente muchos cambios.

Modelos de contorno móvil: existen situaciones en que el modelo debe representar el contorno móvil en una forma fiel y confiable, ya que los fenómenos que ocurren, caso del escurrimiento vienen determinados por la movilidad y deformabilidad de la sección. Estos casos son frecuentes sobretodo en obras hidráulicas y de mecánica fluvial.

El modelo puede tener sólo lecho móvil y las riberas o bordes fijos, o bien tener el perímetro móvil o lecho móvil por zonas.

Importancia y uso de modelos físicos en una investigación

Los modelos físicos se utilizan normalmente como una herramienta técnica de apoyo al diseño de estructuras hidráulicas y en general a la ingeniería hidráulica, cuando éstos involucran fenómenos complejos o desconocidos para los cuales no hay una teoría y solución aceptadas, como son los fenómenos de turbulencia y la dificultad que imponen los contornos reales tridimensionales caprichosos, tal es el caso de un río.

En estos modelos interesa observar y estudiar los fenómenos, principalmente, en relación con su incidencia en el diseño pudiendo a veces reunir suficiente información como para formular criterios más generales de diseño, que pueden ser aplicables a sistemas similares, sin necesidad de recurrir, luego, a estudios en modelos. Pero es más común que los resultados del estudio en modelos físicos sean empleados en la práctica sólo para el sistema particular modelado.

Existen diversas situaciones en las cuales es posible recurrir a modelos físicos como una forma de investigar, bajo condiciones relativamente simples, seguras y controlados ciertos tipos de fenómenos más básicos que serían muy difícil o costoso investigar directamente en el prototipo. Tales situaciones como problemas concretos de proyectos de obras e intervenciones fluviales aunque puede ser algo costoso y necesita un tiempo de construcción y ensayo, suponen un ahorro mucho mayor gracias a las mejoras introducidas, a la corrección de defectos que hubieran obligado a obras futuras de reparación, al mejor conocimiento y a la mayor seguridad que se consigue.

Es obvio que la investigación en modelo es una fase previa a la construcción del correspondiente prototipo, pues, será mucho más simple y sobretodo económico efectuar el estudio en modelo reducido, para posteriormente hacer la optimización en el prototipo por construir, que en el prototipo ya construido en el campo.

Si bien las capacidades de los modelos matemáticos en la actualidad son muy grandes, estos se basan en la solución numérica de ciertas ecuaciones matemáticas que describen el fenómeno en estudio, y por lo tanto su uso sigue limitado a los

casos en los cuales existan dichas relaciones. Es conocido que en la hidráulica no todos los fenómenos pueden ser descritos completamente en forma matemática, especialmente aquellas que involucran la interacción con las partículas sólidas; como por ejemplo la erosión local en una estructura de forma complicada. Para esos casos, la modelación física sigue siendo aún una herramienta poderosa de análisis.

Y en esto radica la importancia de la investigación en modelos físicos, principalmente, en lo concerniente a la hidráulica donde existe un gran avance pero donde el cálculo hidráulico no ha alcanzado la técnica suficiente para sustituirlos, resultando su uso cada vez más frecuentes, tanto en esta área como en múltiples campos de la técnica; y en la tranquilidad para todos los actores de la obra y el poder de convicción del ensayo experimental.

Un modelo hidráulico permite evaluar diversas alternativas de dimensiones y ubicaciones relativas. Cualquier cambio que se efectúe en modelo es rápido y económico respecto al prototipo. Los resultados arrojarían posibles problemas locales, así como alternativas de solución a dichos problemas.

En la investigación primaria: Se logra obtener una forma geométrica adecuada; se conocen diversas características del flujo como las líneas de corriente, las velocidades, los niveles de turbulencia, etc; se puede establecer la distribución de presiones; se logra definir capacidades de las estructuras de captación o derivación; se puede despejar pérdidas de energía localizadas.

En el diseño: Se logra obtener el funcionamiento deseado, modificaciones estructurales necesarias; se obtiene reducciones de costo al presentar un diseño óptimo.

Para decidirse por uno u otro tipo de modelo, se deben tener en cuenta los principales factores limitantes: la precisión requerida, la simplicidad, del costo, el tiempo, así como otros factores.

Leyes de la semejanza

Existen semejanza cinemática en dos corrientes fluidas cuando las líneas de flujo de una lo sean respecto a las homologas de la otra. Para ello es necesario.

a) Semejanza geométrica

$$\lambda = L_p/L_m; \lambda^2 = L_p^2/L_m^2; ; \lambda^3 = L_p^3/L_m^3$$

b) Semejanza dinámica.

Las fuerzas en puntos homólogos deben ser semejantes

$$R_{ep} = R_{em}; \quad F_{rp} = F_{rm}; \quad M_{ap} = M_{am}; \quad W_{ep} = W_{em}$$

- Cuando el flujo presenta una superficie libre la fuerza predominante es la de gravedad: semejanza de Froude.

$$F_{rp} = F_{rm}$$

- Cuando el cuerpo está sumergido en un flujo subsónico la fuerza predominante es la viscosidad: semejanza de Reynolds.

$$R_{ep} = R_{em}$$

- Cuando el cuerpo está sumergido en un flujo supersónico la fuerza predominante es la compresibilidad: semejanza de

Mach.

$$M_{ap} = M_{am}$$

- En láminas de líquido bien delgado prima la tensión superficial: semejanza de Weber.

$$W_{ep} = W_{em}$$

Aplicación de las leyes de semejanza al diseño de modelos físicos

Efectivamente la experimentación en modelos hidráulicos está basada en la aplicación de un conjunto de relaciones conocidas con el nombre de leyes de semejanza, las cuales se han derivado del análisis dimensional y expresan las relaciones entre los distintos parámetros que gobiernan el comportamiento de un fluido.

Debido a razones prácticas no se puede asegurar una similitud mecánica total tanto en el modelo como en su prototipo. El conjunto de leyes de semejanza que aseguran esta similitud no podrá ser aplicado a los fines de diseño de los modelos por resultar incompatibles.

El hecho de que normalmente se use el mismo fluido (agua) en el modelo y en el prototipo ya impide lograr una semejanza hidráulica completa.

Por ejemplo, si se exige que un modelo cumpla simultáneamente las condiciones de semejanza de Reynolds $Re_r = 1$ y de Froude $Fr = 1$, dado que $\mu_r = 1$ y $g_r = 1$. La escala de velocidades resultaría:

$$\text{Reynolds : } \frac{\rho V_P L_P}{\mu_P} = \frac{\rho V_M L_M}{\mu_M}$$

$$\frac{V_P}{V_M} = \frac{L_M}{L_P} = L_r^{-1}$$

$$\text{Froude : } \frac{V_P}{\sqrt{g_P L_P}} = \frac{V_M}{\sqrt{g_M L_M}}$$

$$\frac{V_P}{V_M} = \frac{\sqrt{L_P}}{\sqrt{L_M}} = L_r^{1/2}$$

Dónde: ρ , es la densidad del fluido; V , es la velocidad del flujo; L , longitud característica; μ , es el valor de la viscosidad; L_r , es la relación de longitudes y g , es la gravedad.

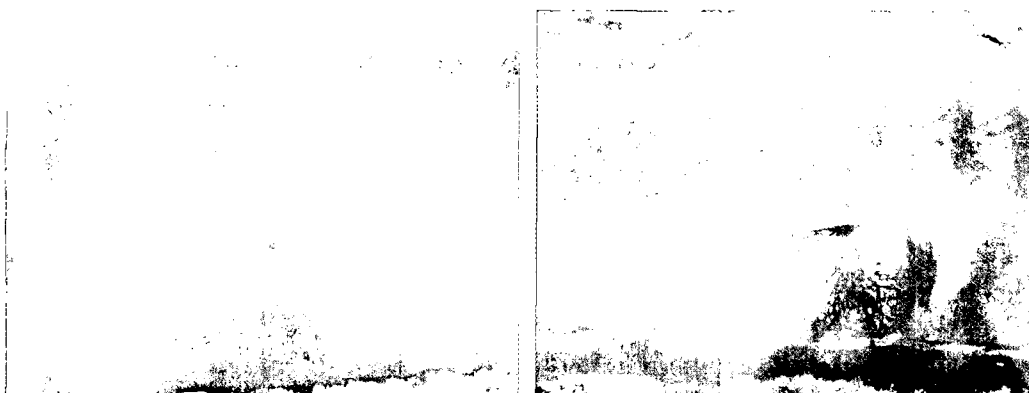
Que sólo podría ser resuelto si $L_r = 1$. Como consecuencia de ello, la mayoría de los modelos físicos se diseñan aceptando que cumplan sólo de manera aproximada las condiciones de similitud mecánica. Lo usual es imponer una condición de similitud dinámica, por ejemplo, aquella asociada a la fuerza predominante del fenómeno, despreciando las demás condiciones.

De esta manera, un modelo físico cumple normalmente con la semejanza de Reynolds, o de Froude o de Weber, o de Mach etc. Sin embargo, esto introduce errores o desviaciones que se han de tener en cuenta en la reproducción del fenómeno, conocidos como efectos de escala.

Por tal motivo, el diseño debe apuntar a minimizar estos efectos que se traduce en imponer límites en la escala adoptada.



(Figura N° 7.12): Prototipos. Fuente: Propia.



(Figura N° 7.13): Modelos reducidos. Fuente: Propia.

Relación entre Caudal del prototipo y el modelo reducido

Caudal máximo del prototipo = 465.8 m³/s

Caudal máximo del modelo = 1.96 m³/s

$$F_{rm} = F_{rp}$$

$$\frac{Q_m T_m^{1/2}}{A_m^{3/2}} = \frac{Q_p T_p^{1/2}}{A_p^{3/2}}$$

$$\frac{Q_m (1)^{1/2}}{0.15^{3/2}} = \frac{223.9 (53)^{1/2}}{(50.35)^{3/2}}$$

$$\Rightarrow Q_m = 0.26 \text{ m}^3/\text{s}$$

Relación entre diámetro medio de granulometría de material de lecho de prototipo y modelo reducido.

Prototipo: $D_{mp} = 4.87 \text{ mm.}$

Modelo reducido: D_{mm}

$$\frac{4.87}{D_{m_m}} = \frac{1}{53}$$

$$\Rightarrow D_{m_m} = 0.091 \text{ mm}$$

7.1.4 Socavación por contracción actual.

DATOS:

B1 =	53.0	(m)
B2 =	30.9	(m)
Q1 =	281.4	(m ³ /s)
Q2 =	296.2	(m ³ /s)
h1 =	3.1	(m)
h2 =	3.0	(m)
k1 =	0.64	

RESULTADOS:

Hs =	4.58	(m)
Ds =	1.6	(m)

Socavación por contracción con eliminación de muro existente

DATOS:

B1 =	53.0
B2 =	39.61
Q1 =	281.4
Q2 =	296.2
h1 =	3.1
h2 =	3.0
k1 =	0.64

RESULTADOS:

Hs =	3.90	(m)
Ds =	0.90	(m)

7.1.5 Cálculo de la socavación local al pie de pilar

7.1.5.1 Método de Laursen y Toch (1953, 1956)

Caso del flujo de agua paralelo al eje mayor de la pila

$$ds = K_f K_g a$$

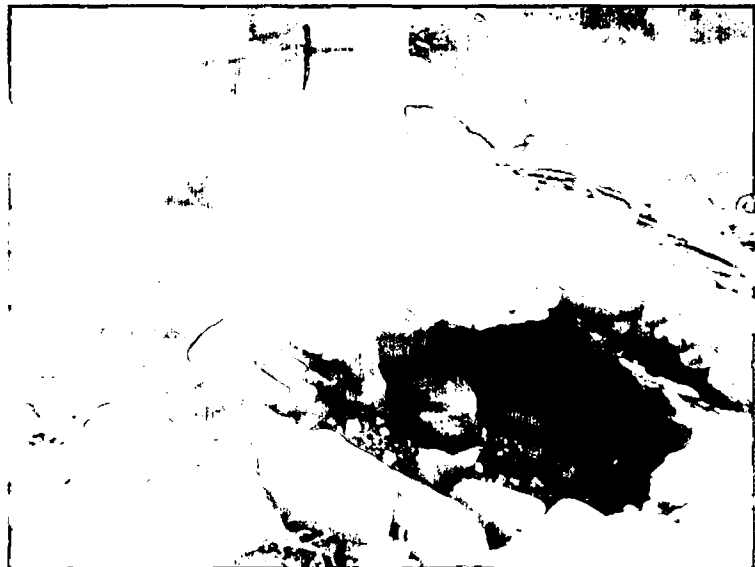
ds = profundidad de socavación local medida a partir del fondo del cauce (m)

K_f = coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila

K_g = coeficiente que depende de la relación H_s/a

H_s = profundidad de agua que queda después de la socavación por contracción (m)

a = ancho de la pila (m)



(Figura N° 7.14): Socavación al pie del pilar central. Fuente: Propia.

7.1.5.2 Socavación al pie de pila estado actual

Datos:

$K_f =$	0.85
$k_g =$	1.50
$a =$	1.79
$ds =$	2.28

7.1.5.3 Socavación al pie de pila con alargamiento narices de pilas

Datos:

$K_f =$	0.70
$k_g =$	1.50
$a =$	1.79

$ds =$	
--------	--

7.1.5.4 Profundidades de socavación total dentro del puente

Socavación en el estribo y el pilar central del Puente Huatatas

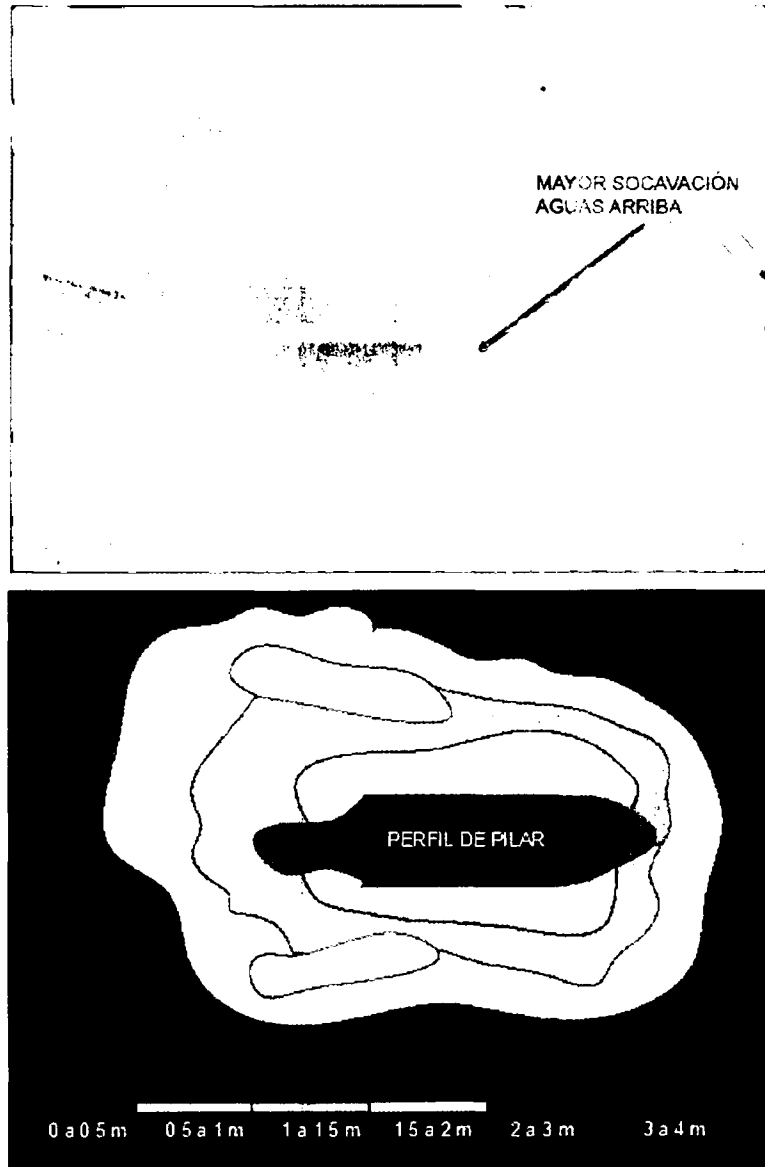
<i>Descripción</i>	<i>Socavación general</i>	<i>Socavación por contracción</i>	<i>Socavación local en el estribo</i>	<i>Socavación Local en el Pilar</i>	<i>Socavación total</i>	<i>Cota del lecho del rio</i>	<i>Cota del fondo socavado</i>	<i>Cota de cimentación recomendada</i>
<i>Estribo izquierdo</i>	1.90	0.38	1.52		3.80	2664.86	2661.06	<i>Existente</i>
<i>Estribo derecho</i>	1.82	0.94	1.53		4.29	2665.02	2660.73	<i>Existente</i>
<i>Pilar Central</i>	1.90	1.60		2.28	5.78	2665.43	2659.65	<i>Existente</i>

7.1.6 Método de Modelos reducidos determinación de socavación al pie del pilar central

7.1.6.1 Modelo del pilar existente

Con caudal semejante de: $Q_m = 0.26 \text{ m}^3/\text{s}$ y Diámetro medio de partículas del modelo $D_{mm} = 0.091 \text{ mm}$.

Los resultados de socavación en el punto más crítico fueron de 3.98m.



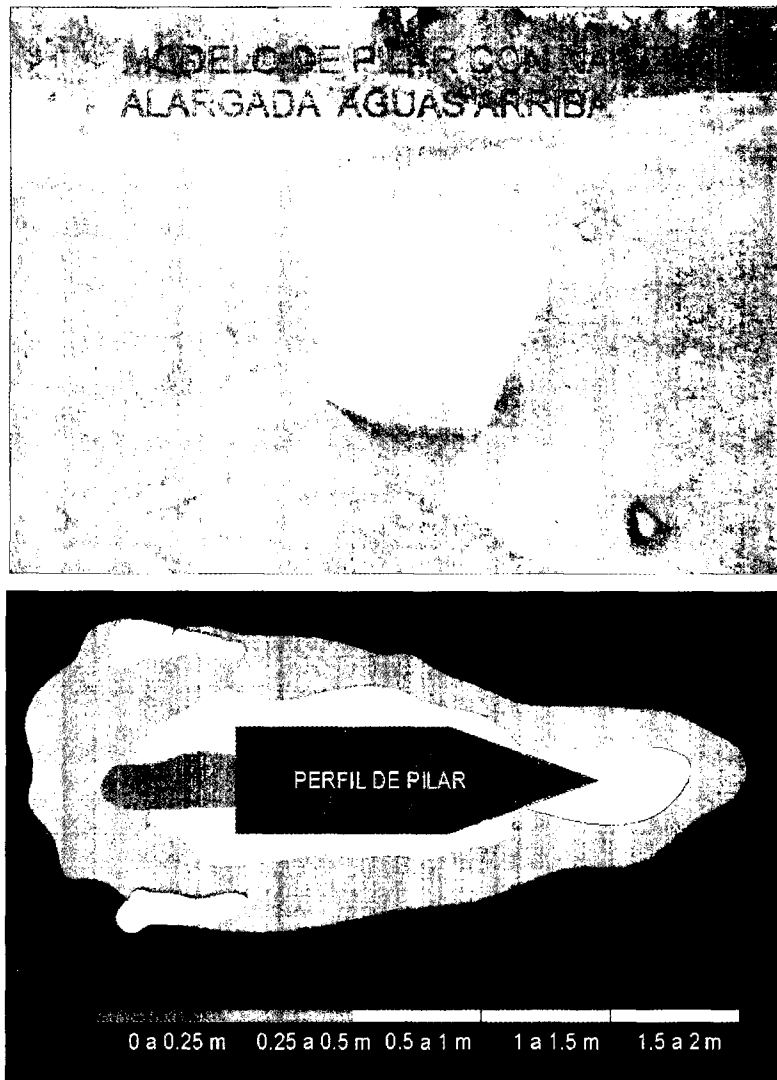
(Figura N° 7.15): Enrocado como protección de pilas de puentes Efectos de socavación en pilar central existente del puente (modelo reducido).

Fuente: Propia.

7.1.6.2 Modelo del pilar con nariz alargada hacia aguas arriba

Con caudal semejante de: $Q_m = 0.26 \text{ m}^3/\text{s}$ y Diámetro medio de partículas del modelo $D_{mm} = 0.091 \text{ mm}$.

Los resultados de socavación en el punto más crítico fueron de 1.56m.



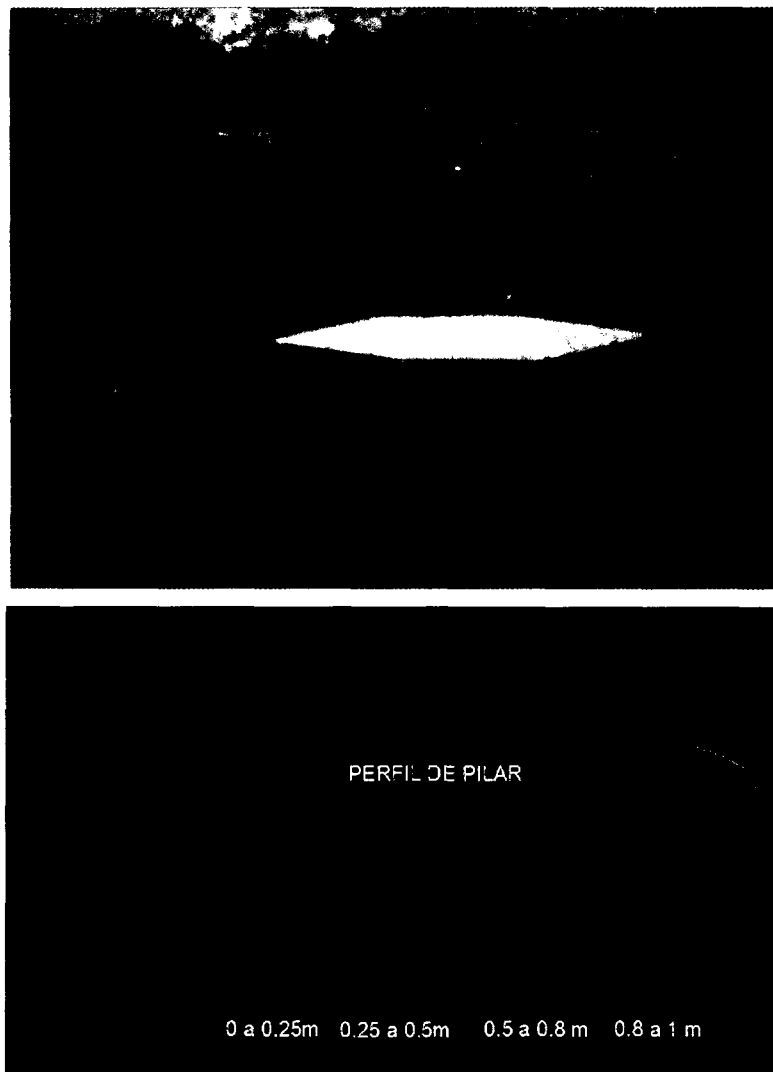
(Figura N° 7.16): Enrocado como protección de pilas de puentes
Efectos de socavación en pilar central con nariz alargada
aguas arriba del puente (modelo reducido).

Fuente: Propia.

7.1.6.3 Modelo del pilar con nariz alargada hacia aguas arriba y aguas abajo

Con caudal semejante de: $Q_m = 0.26 \text{ m}^3/\text{s}$ y Diámetro medio de partículas del modelo $D_{mm} = 0.091 \text{ mm}$.

Los resultados de socavación en el punto más crítico fueron de 0.87m.



(Figura N° 7.17): Enrocado como protección de pilas de puentes
Efectos de socavación en pilar central con nariz alargada aguas arriba
y aguas abajo del puente (modelo reducido).

Fuente: Propia.

En vista que en el puente la socavación es la que se origina en los pilares entonces se trata de minimizar por lo que al modificar a forma adecuada de la sección del pilar y eliminar el muro del margen izquierdo debajo del puente que origina mayor contracción se tiene los siguientes resultados.

Socavación en los estribos método de Laursen y Toch

<i>Descripción</i>	<i>Socavación general</i>	<i>Socavación por contracción</i>	<i>Socavación local en el estribo</i>	<i>Socavación Local en el Pilar</i>	<i>Socavación total</i>	<i>Cota del lecho del rio</i>	<i>Cota del fondo socavado</i>	<i>Cota de cimentación recomendada</i>
<i>Pilar Central</i>	1.90	0.90		1.88	4.68	2665.43	2660.02	<i>Proyectado</i>

Socavación en los estribos calculado con modelos reducidos con nariz alargada aguas arriba y abajo.

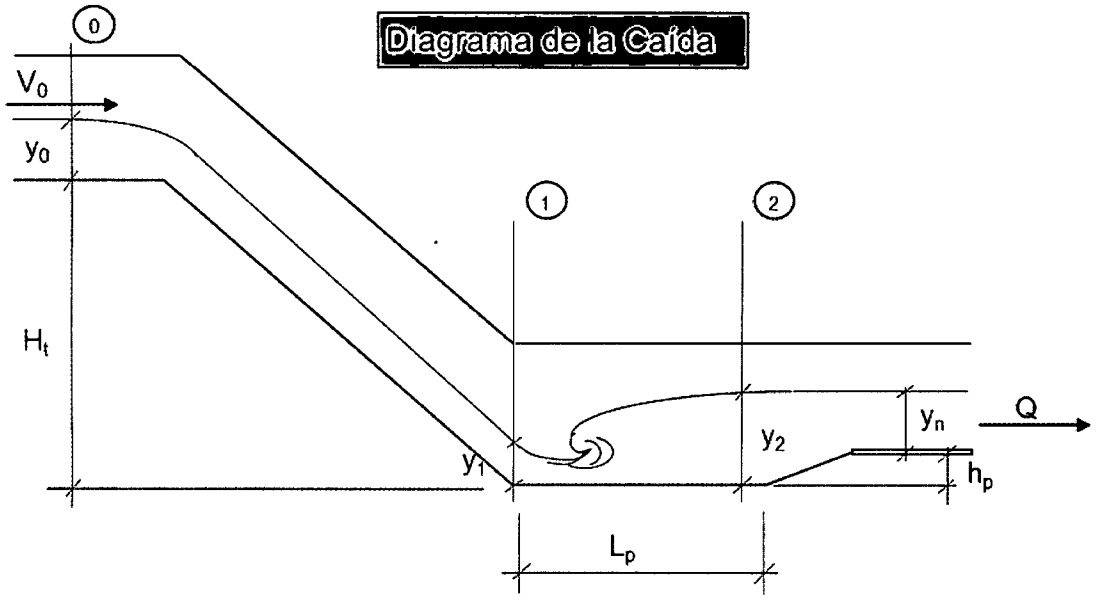
<i>Descripción</i>	<i>Socavación general</i>	<i>Socavación por contracción</i>	<i>Socavación local en el estribo</i>	<i>Socavación Local en el Pilar</i>	<i>Socavación total</i>	<i>Cota del lecho del rio</i>	<i>Cota del fondo socavado</i>	<i>Cota de cimentación recomendada</i>
<i>Pilar Central</i>	1.90	0.90		0.87	3.67	2665.43	2659.01	<i>Proyectado</i>

7.1.7 Diseño de Poza Disipadora de Energía

RESALTO HIDRAULICO EN CAIDAS INCLINADAS

1.- NOMBRE DEL PROYECTO	Evaluación de Control de Socavación de Pilares del Puente Carrozable Huatatas - Ayacucho		
2.- UBICACIÓN	Río Huatatas - Ayacucho		
A.- GRAVEDAD	(g)	9.81	m/seg ²
B.- TIRANTE ANTES DE LA CAIDA	(Y ₀)	2.4000	m
C.- VELOCIDAD ANTES DE LA CAIDA	(V ₀)	3.7000	m/seg
D.- TIRANTE DESPUES DE LA POZA	(Y _n)	2.8000	m
E.- DESNIVEL TOPOGRAFICO	(H _t)	2.800	m
F.- CAUDAL	(Q)	281.400	m ³ /seg
G.- ANCHO DE LA POZA	(B _p)	54.00	m
H.- CARGA TOTAL EN EL EJE 0 $H_0 = H_t + Y_0 + V_0^2 / 2g$	(H ₀)	5.90	m
I.- CARGA LIBRE EN EL EJE 1 $V_1 = (2g H_0)^{1/2}$ $Y_1 = A_1 / B_p = Q / (V_1 B_p)$	(V ₁) (Y ₁)	10.76 0.4844	m/seg m
J.- CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO $Y_2 = (2 Y_1 V_1^2 / g + Y_1^2 / 4)^{0.5} - Y_1 / 2$	(Y ₂)	3.1470	m
K.- PROFUNDIDAD DEL COLCHON $h_p = 1.15 Y_2 - Y_n$	(h _p)	0.399	m
L.- LONGITUD DE LA POZA $L_p = 5 (Y_2 - Y_1)$	(L _p)	13.313	m

Diagrama de la Caída



CAPÍTULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES

- ✓ De la hidrología para un periodo de retorno de 100 años se obtuvo un caudal de 281.4 m³/seg.
- ✓ De la hidráulica se determinó el nivel de agua extraordinaria de 3.10 m. de tirante.
- ✓ La socavación general no se puede reducir por considerar que las características del lecho del río es casi estable.
- ✓ La socavación por contracción se reduce eliminando el muro encausador existente dicha reducción de 1.60m a 0.9m de socavación, que corresponde a un 44% de reducción.
- ✓ La socavación total en el pilar central existente en promedio es de 4.81m de profundidad.
- ✓ Para controlar la socavación del puente vehicular Huatatas se debe alargar las narices aguas arriba y aguas debajo de los pilares, reduciendo la socavación en un 75.75%.
- ✓ Es necesario alinear las líneas de corriente con la construcción de defensa ribereña ambos márgenes, sea aguas arriba y aguas abajo del puente Huatatas.
- ✓ Se debe construir una poza disipadora aguas abajo del puente en conjunto con una curva Creager, en el borde aguas debajo de la nariz alargada de los pilares aprovechando la caída existente por la erosión en el lecho del río.
- ✓ La cimentación requiere una calzadura de 1.00 m de altura como mínimo.
- ✓ Se requiere poza disipadora aguas abajo por el desnivel existente en el lecho del río, la longitud de poza es: 13.50m. y altura de poza es: 0.4m y el enrocado con tamaños mínimo de 0.80m y máximo de 1.60m de diámetro que permitirá proteger a la poza disipadora.

- ✓ Existirá siempre transporte de sólidos en el lecho del río que para el periodo de retorno de 100 años es de 11.58kg/seg.
- ✓ Eliminar el muro de encauzamiento existente y con ello reducir la socavación focalizada en el tramo central

8.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda cimentar los pilares del puente como mínimo 1.00 mt. Por debajo de la altura de socavación.
- Se recomienda proteger el puente aguas arriba y aguas abajo.
- Utilizar rocas para el enrocado con tamaños entre 1.00m. hasta 1.50m. colocados adecuadamente.
- Aguas abajo se debe diseñar pozas disipadoras de energía adecuada.
- Se recomienda construir sistemas protectoras del pilar para reducir la altura de socavación.
- Se recomienda alargar las marices de los pilares en ambos sentidos, aguas arriba y aguas debajo de esta estructura.

CAPÍTULO IX

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

1. Martin Vide, Juan P. "Ingeniería de lo Ríos" 3ra Edición, México 2001
2. Rocha Felices, F. "Introducción a la Hidráulica de los Ríos" 1ra Edición, Lima 1998.
3. Ayala R., Luis "Estudio de Degradación de Ríos" Santiago de Chile, 1981
4. VEN TE CHOW, "Hidrología Aplicada", Mc. Graw Hill, 1994.
5. US Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center "HYDROLOGIC MODELING SYSTEM – HEC – HMS", Technical Reference Manual, March 2000.
6. US Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center "HYDROLOGIC MODELING SYSTEM – HEC – HMS", Users Manual, Versión 2.1, January 2001.
7. ARTURO ROCHA FELICES., "Introducción a la Hidráulica Fluvial", Lima, UNI 1998.
8. JOSE ANTONIO MAZA ALVAREZ, "Introduction to river Engineering", Università per Stranieri, Italia, 1993.
9. [08] US Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center "RIVER ANALYSIS SYSTEM – HEC – RAS", Applications Guide, Versión 2.2, September 1998.
10. McCUEN RICAHRD, "Hydrologic Analysis and Design", 3ra Ed., Pearson Prentice Hall, New Jersey, EEUU, 2004.
11. WALSKI THOMAS M., "Computer Applications in Hydraulic Engineering Connecting Theory to practice". Haestad Methods Inc. EEUU, 2004.
12. CHIEW, YeeMeng, (1992), Scour Protection at Brid-ge Piers, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 118, No. 9, September, 1992.
13. Rocha Felices "Transporte de Sedimentos", 1969
14. Melville, B.W. "Scour at Bridges Site", Civil Engineering of Hydraulics Mechanics, 1988.

15. Flores I., "Socavación y Erosión Local", Mérida Venezuela, 1987
16. Sebastian Barbosa G. "Metodología para Calcular la profundidad de socavación en ríos de montañas", 2013.
17. Santiago Casanova M. E., Socavación en ríos, puentes y carreteras. 2007.
18. Alomia Castro, "Inspección y Evaluación de la socavación en cimentaciones de Puentes y Establecimiento de medida de protección contra este fenómeno", Ecuador, 2013.
19. Borges Briceño, "Socavación al pie de Muros Longitudinal, 2008.
20. Ro Charlton, "Fundamentals of Fluvial Geomorphology. 2007.
21. Hec-20 Stream Stability at Highway Structures Third Edition, 2001
22. Hec-18 Evaluating Scour at Bridges Fifth Edition, 2001

PARTE II
ANEXOS

INFORME N° 075-2014-JCHP

SOLICITANTE :ING. JAVIER CHAVEZ PERALTA
PROYECTO :INSTALACION DE DEFENSA RIBEREÑA Y ENCAUSAMIENTO DEL RIO HUATATAS DEL LADO SUR DEL PUENTE HUATATAS EN EL DISTRITO ANDRES AVELINO CACERES DORREGARAY PROVINCIA DE HUAMANGA - AYACUCHO
UBICACIÓN :DEPARTAMENTO: AYACUCHO PROVINCIA: HUAMANGA DISTRITO: ANDRES AVELINO CACERES DORREGARAY LUGAR: PUENTE HUATATAS
FECHA :5 DE NOVIEMBRE DEL 2014

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO (Granulometria del lecho de río Huatatas)

Datos de Muestra

Calicata :M-01 -(Gráfica serie 1)
Muestra :Sedimentos dl río Huatatas
Prof. (m) :0.50 m

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	Peso retenido	(%) Parcial Retenido	% Retenido Acumulado	% Que Pasa
3"	76.200		0.0%	0.00%	100.00%
2"	50.300	144.25	9.6%	9.62%	90.38%
1 1/2"	38.100	87.90	5.9%	15.48%	84.52%
1"	25.400	213.60	14.2%	29.72%	70.28%
3/4"	19.050	101.50	6.8%	36.48%	63.52%
1/2"	12.700	89.15	5.9%	42.43%	57.57%
3/8"	9.525	85.95	5.7%	48.16%	51.84%
1/4"	6.350	85.60	5.7%	53.86%	46.14%
N°4	4.760	90.21	6.0%	59.88%	40.12%
N°10	2.000	148.00	9.9%	69.74%	30.26%
N°20	0.840	132.10	8.8%	78.55%	21.45%
N°30	0.590	53.00	3.5%	82.08%	17.92%
N°40	0.426	56.20	3.7%	85.83%	14.17%
N°60	0.250	74.20	4.9%	90.78%	9.22%
N°100	0.149	59.65	4.0%	94.75%	5.25%
N°200	0.074	36.00	2.4%	97.15%	2.85%
- N°200		42.69	2.8%	100.00%	0.00%
Peso muestra seca		1,500.00			

% Grava :	59.88%
% Arena :	37.28%
% Finos :	2.85%

INFORME N° 076-2014-JCHP

SOLICITANTE :ING. JAVIER CHAVEZ PERALTA
PROYECTO :INSTALACION DE DEFENSA RIBERENA Y ENCAUSAMIENTO DEL RIO HUATATAS DEL LADO SUR DEL PUENTE HUATATAS EN EL DISTRITO ANDRES AVELINO CACERES DORREGARAY PROVINCIA DE HUAMANGA - AYACUCHO
UBICACIÓN :DEPARTAMENTO: AYACUCHO PROVINCIA: HUAMANGA DISTRITO: ANDRES AVELINO CACERES DORREGARAY LUGAR: PUENTE HUATATAS
FECHA :5 DE NOVIEMBRE DEL 2014

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO (Granulometria del lecho de río Huatatas)

Datos de Muestra

Calicata :M-02 -(Gráfica serie 2)
Muestra :Sedimentos dl río Huatatas
Prof. (m) :0.40 m

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	Peso retenido	(%) Parcial Retenido	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	
3"	76.200				100.00%	% Grava : 40.70%
2"	50.300				100.00%	% Arena : 59.30%
1 1/2"	38.100				100.00%	% Finos : 0.00%
1"	25.400				100.00%	
3/4"	19.050				100.00%	
1/2"	12.700				100.00%	
3/8"	9.525	185.54	12.4%	12.37%	87.63%	
1/4"	6.350	215.40	14.4%	26.73%	73.27%	
N°4	4.760	209.56	14.0%	40.70%	59.30%	
N°10	2.000	127.78	8.5%	49.22%	50.78%	
N°20	0.840	132.20	8.8%	58.03%	41.97%	
N°30	0.590	142.32	9.5%	67.52%	32.48%	
N°40	0.426	136.10	9.1%	76.59%	23.41%	
N°60	0.250	195.45	13.0%	89.62%	10.38%	
N°100	0.149	155.65	10.4%	100.00%	0.00%	
N°200	0.074					
- N°200						
Peso muestra seca		1,500.00				

INFORME N° 077-2014-JCHP

SOLICITANTE :ING. JAVIER CHAVEZ PERALTA
PROYECTO :INSTALACION DE DEFENSA RIBEREÑA Y ENCAUSAMIENTO DEL RIO HUATATAS DEL LADO SUR DEL PUENTE HUATATAS EN EL DISTRITO ANDRES AVELINO CACERES DORREGARAY PROVINCIA DE HUAMANGA - AYACUCHO
UBICACIÓN :DEPARTAMENTO: AYACUCHO PROVINCIA: HUAMANGA DISTRITO: ANDRES AVELINO CACERES DORREGARAY LUGAR: PUENTE HUATATAS
FECHA :5 DE NOVIEMBRE DEL 2014

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO (Granulometria del lecho de río Huatatas)

Datos de Muestra

Calicata :M-03 -(Gráfica serie 3)
Muestra :Sedimentos dl río Huatatas
Prof. (m) :0.45 m

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	Peso retenido	(%) Parcial Retenido	% Retenido Acumulado	% Que Pasa
3"	76.200	0.00	0.0%	0.00%	100.00%
2"	50.300	275.40	18.4%	18.36%	81.64%
1 1/2"	38.100	255.40	17.0%	35.39%	64.61%
1"	25.400	235.20	15.7%	51.07%	48.93%
3/4"	19.050	128.63	8.6%	59.64%	40.36%
1/2"	12.700	100.10	6.7%	66.32%	33.68%
3/8"	9.525	100.20	6.7%	73.00%	27.00%
1/4"	6.350	105.65	7.0%	80.04%	19.96%
N°4	4.760	95.68	6.4%	86.42%	13.58%
N°10	2.000	95.60	6.4%	92.79%	7.21%
N°20	0.840	42.68	2.8%	95.64%	4.36%
N°30	0.590	15.47	1.0%	96.67%	3.33%
N°40	0.426	24.82	1.7%	98.32%	1.68%
N°60	0.250	25.17	1.7%	100.00%	0.00%
N°100	0.149				
N°200	0.074				
- N°200					
Peso muestra seca		1,500.00			

% Grava	:	86.42%
% Arena	:	13.58%
% Finos	:	0.00%

INFORME N° 078-2014-JCHP

SOLICITANTE :ING. JAVIER CHAVEZ PERALTA
PROYECTO :INSTALACION DE DEFENSA RIBEREÑA Y ENCAUSAMIENTO DEL RIO HUATATAS DEL LADO SUR DEL PUENTE HUATATAS EN EL DISTRITO ANDRES AVELINO CACERES DORREGARAY PROVINCIA DE HUAMANGA - AYACUCHO
UBICACIÓN :DEPARTAMENTO: AYACUCHO PROVINCIA: HUAMANGA DISTRITO: ANDRES AVELINO CACERES DORREGARAY LUGAR: PUENTE HUATATAS
FECHA :5 DE NOVIEMBRE DEL 2014

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO (Granulometria del lecho de río Huatatas)

Datos de Muestra

Calicata :M-04 -(Gráfica serie 4)
Muestra :Sedimentos dl río Huatatas
Prof. (m) :0.45 m

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	Peso retenido	(%) Parcial Retenido	% Retenido Acumulado	% Que Pasa
3"	76.200				100.00%
2"	50.300				100.00%
1 1/2"	38.100				100.00%
1"	25.400				100.00%
3/4"	19.050				100.00%
1/2"	12.700				100.00%
3/8"	9.525				100.00%
1/4"	6.350		0.0%	0.00%	100.00%
N°4	4.760	125.45	8.4%	8.36%	91.64%
N°10	2.000	188.24	12.5%	20.91%	79.09%
N°20	0.840	132.10	8.8%	29.72%	70.28%
N°30	0.590	253.00	16.9%	46.59%	53.41%
N°40	0.426	116.20	7.7%	54.33%	45.67%
N°60	0.250	174.20	11.6%	65.95%	34.05%
N°100	0.149	251.00	16.7%	82.68%	17.32%
N°200	0.074	259.81	17.3%	100.00%	0.00%
- N°200					
Peso muestra seca		1,500.00			

% Grava :	8.36%
% Arena :	91.64%
% Finos :	0.00%

INFORME N° 079-2014-JCHP

SOLICITANTE :ING. JAVIER CHAVEZ PERALTA
PROYECTO :INSTALACION DE DEFENSA RIBEREÑA Y ENCAUSAMIENTO DEL RIO HUATATAS DEL LADO SUR DEL PUENTE HUATATAS EN EL DISTRITO ANDRES AVELINO CACERES DORREGARAY PROVINCIA DE HUAMANGA - AYACUCHO
UBICACIÓN :DEPARTAMENTO: AYACUCHO PROVINCIA: HUAMANGA DISTRITO: ANDRES AVELINO CACERES DORREGARAY LUGAR: PUENTE HUATATAS
FECHA :5 DE NOVIEMBRE DEL 2014

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO (Granulometria del lecho de río Huatatas)

Datos de Muestra

Calicata :M-05 -(Gráfica serie 5)
Muestra :Sedimentos dl río Huatatas
Prof. (m) :0.40 m

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	Peso retenido	(%) Parcial Retenido	% Retenido Acumulado	% Que Pasa
3"	76.200		0.0%	0.00%	100.00%
2"	50.300		0.0%	0.00%	100.00%
1 1/2"	38.100		0.0%	0.00%	100.00%
1"	25.400	45.85	3.1%	3.06%	96.94%
3/4"	19.050	101.50	6.8%	9.82%	90.18%
1/2"	12.700	153.00	10.2%	20.02%	79.98%
3/8"	9.525	115.45	7.7%	27.72%	72.28%
1/4"	6.350	79.60	5.3%	33.03%	66.97%
Nº4	4.760	102.65	6.8%	39.87%	60.13%
Nº10	2.000	148.00	9.9%	49.74%	50.26%
Nº20	0.840	132.10	8.8%	58.54%	41.46%
Nº30	0.590	113.00	7.5%	66.08%	33.92%
Nº40	0.426	86.20	5.7%	71.82%	28.18%
Nº60	0.250	123.20	8.2%	80.04%	19.96%
Nº100	0.149	94.52	6.3%	86.34%	13.66%
Nº200	0.074	100.54	6.7%	93.04%	6.96%
- Nº200		104.39	7.0%	100.00%	0.00%
Peso muestra seca		1,500.00			

% Grava :	39.87%
% Arena :	53.17%
% Finos :	6.96%

INFORME N° 080-2014-JCHP

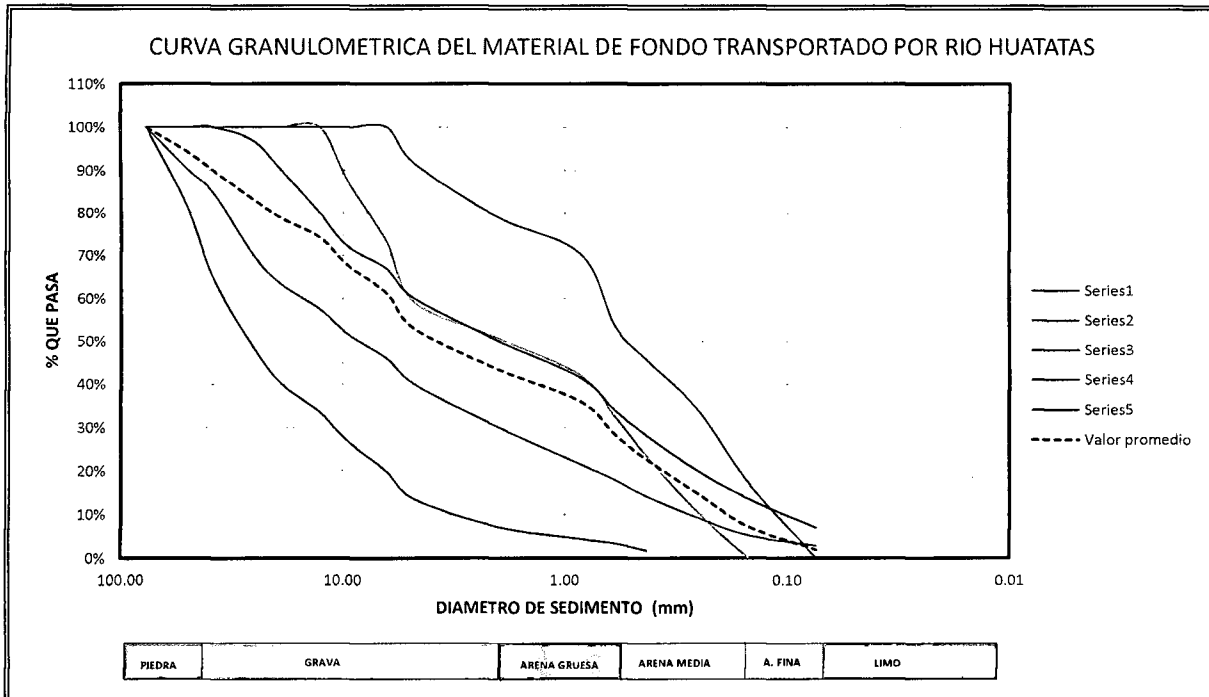
SOLICITANTE : ING. JAVIER CHAVEZ PERALTA
PROYECTO : INSTALACION DE DEFENSA RIBEREÑA Y ENCAUSAMIENTO DEL RIO HUATATAS DEL LADO SUR DEL PUENTE HUATATAS EN EL DISTRITO ANDRES AVELINO CACERES DORREGARAY PROVINCIA DE HUAMANGA - AYACUCHO
UBICACIÓN : DEPARTAMENTO: AYACUCHO PROVINCIA: HUAMANGA DISTRITO: ANDRES AVELINO CACERES DORREGARAY LUGAR: PUENTE HUATATAS
FECHA : 5 DE NOVIEMBRE DEL 2014

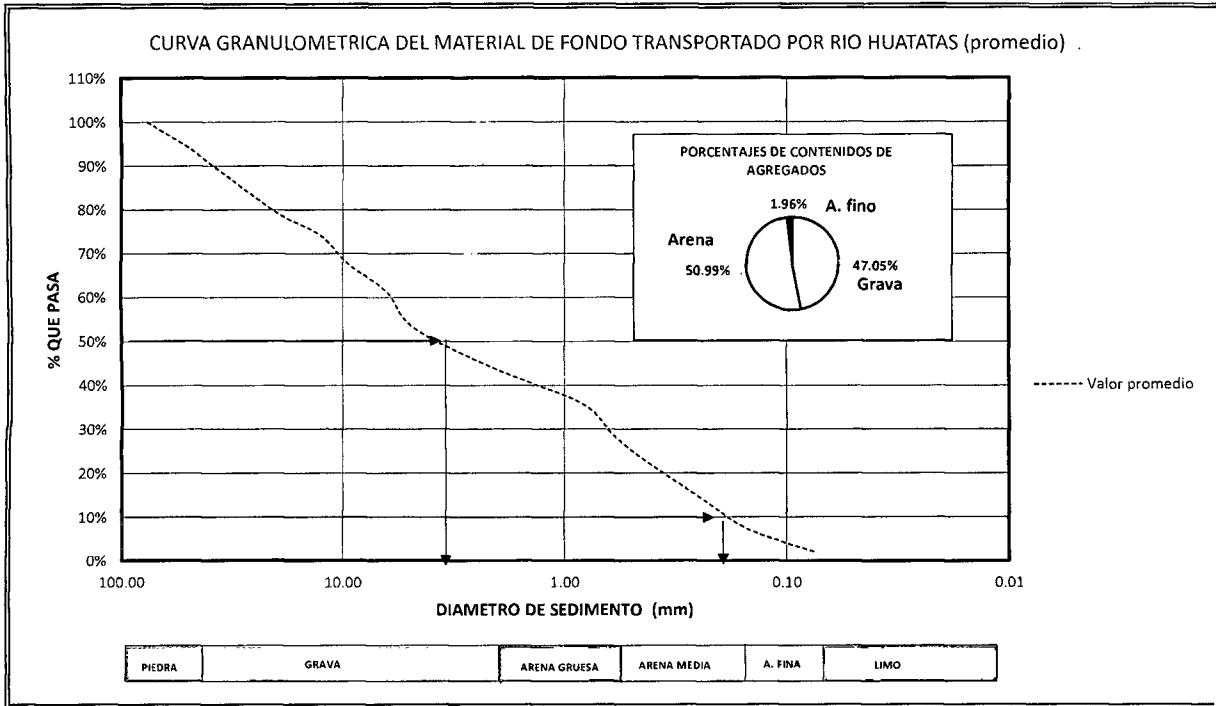
REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO (Granulometria del lecho de rio Huatatas)

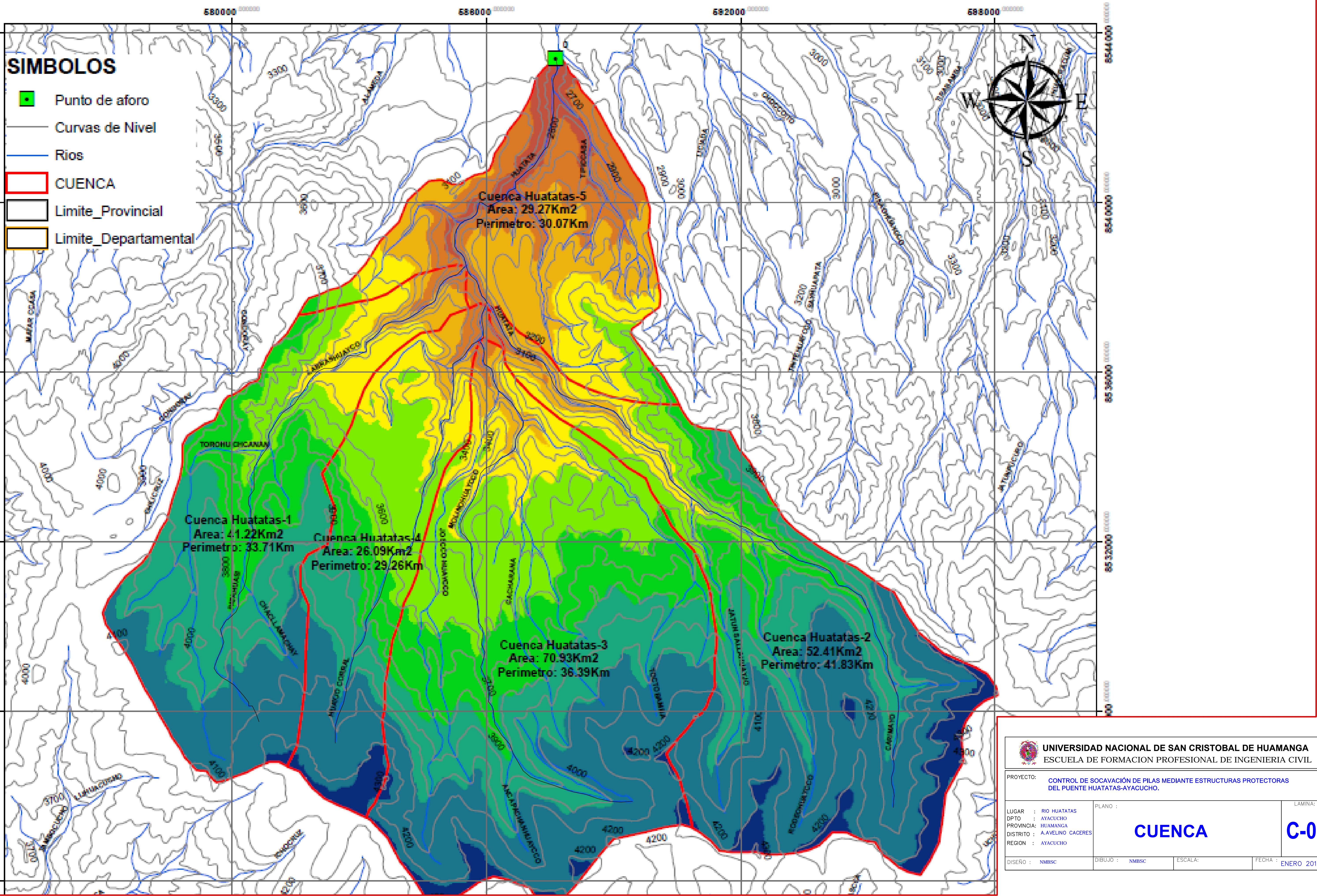
PROMEDIO GRANULOMETRICO DE PORCENTAJES QUE PASA

Tamiz	Abertura (mm)	Peso retenido	(%) Parcial Retenido	% Retenido Acumulado	% Que Pasa
3"	76.200				100.00%
2"	50.300				94.40%
1 1/2"	38.100				89.83%
1"	25.400				83.23%
3/4"	19.050				78.81%
1/2"	12.700				74.25%
3/8"	9.525				67.75%
1/4"	6.350				61.27%
N°4	4.760				52.95%
N°10	2.000				43.52%
N°20	0.840				35.90%
N°30	0.590				28.21%
N°40	0.426				22.62%
N°60	0.250				14.72%
N°100	0.149				7.25%
N°200	0.074				1.96%
- N°200					0.00%
Peso muestra seca					

% Grava :	47.05%
% Arena :	50.99%
% Finos :	1.96%

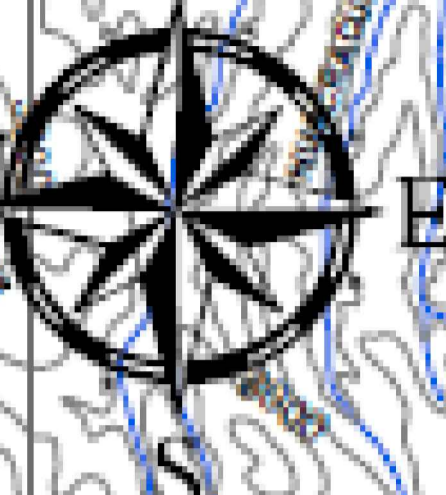






SIMBOLOS

- Punto de aforo
- Curvas de Nivel
- Rios
- CUENCA
- Limite_Provincial
- Limite_Departamental



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL			
PROYECTO: CONTROL DE SOCAVACION DE PILAS MEDIANTE ESTRUCTURAS PROTECTORAS DEL PUENTE HUATATAS-AYACUCHO.			
LUGAR : RIO HUATATAS DPTO : AYACUCHO PROVINCIA : HUAMANGA DISTRITO : AVELINO CACERES REGION : AYACUCHO	PLANO :	<h1 style="color: blue; margin: 0;">CUENCA</h1>	<h1 style="color: blue; margin: 0;">C-01</h1>
DISEÑO : NMBSC	DIBUJO : NMBSC	ESCALA:	FECHA : ENERO 2016