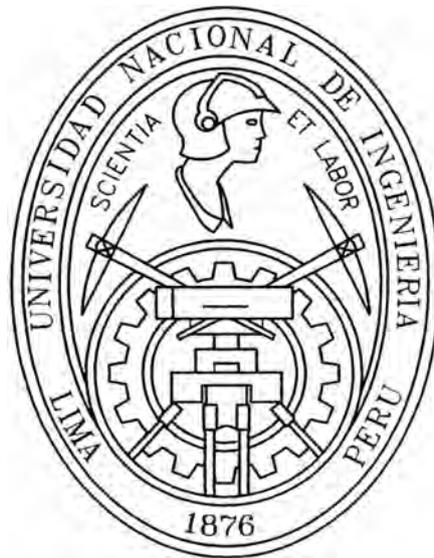


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**EVALUACION DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE  
BILLINGHURST  
DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**MARIO TORIBIO ESPINOZA SANCHEZ**

**Lima- Perú**

**2007**

## ***Agradecimientos***

A Dios por darme el don de la vida y pertenecer a mi familia..

Agradezco principalmente a mis padres, Mario y Celinda, que me han apoyado en todo momento. Gracias por confiar y creer en mí, por darme la oportunidad de estudiar y seguir una carrera universitaria, aunque hemos pasado por momentos difíciles nunca dejaron de apoyarme y realizaron el recorrido a mi lado.

A mis hermanos Alejandro, Marisol, Hortencia, Efraín y Ana María, gracias por comprenderme, entenderme, estar conmigo y apoyarme siempre.

A mis sobrinos Luis Alberto, Carol y Kericy, esperando que sigan con esa inquietud por aprender cada día más.

María, Muchas gracias por estos cinco años de conocernos y en los cuales hemos compartido tantas cosas. Por el apoyo y comprensión que me has brindado para continuar, recuerda lo importante que eres para mí.

A mi asesora, Rocío, por la paciencia y la disposición a enseñarme.

Quiero expresar el gran regocijo que me da poder terminar esta carrera en donde profesores y compañeros dejan parte de su vida, para dar vida a las ilusiones de niño y que hoy en día se empiezan a hacer realidad.

Quiero concluir diciendo que este camino es solo el comienzo de una gran historia, con grandes sueños, para mí y mi familia.

***Muchas gracias.***

## INDICE DEL INFORME:

### RESUMEN

### INTRODUCCIÓN

### LISTA DE FIGURAS

### LISTA DE TABLAS

## Cap. 1: ASPECTOS GENERALES

1.1 Ubicación	1
1.2 Acceso	1
1.3 Climatología	2
1.4 Suelo	3
1.5 Descripción del Proyecto	5
1.6 Inversión del Proyecto	9

## Cap. 2: ESTUDIOS BASICOS

2.1 Estudio Topográfico	10
2.2 Estudio Geológico	11
2.3 Estudio Geotécnico	11
2.4 Estudio Hidrológico	12
2.5 Estudio Hidráulico	12
2.6 Presentación del HEC-RAS	14
2.7 Presentación del HEC-18	15

## Cap. 3: MODELAMIENTO HIDRAULICO

3.1 Hidráulica de Canales.	16
3.1.1 Tipos de Flujos	16
3.1.2 Coeficiente de Rugosidad de Manning	18
3.2 Introducción al Estudio de Transporte De Sólidos	20
3.2.1 Fases de Transporte Sólido	22
3.2.2 Fuerza Tractiva Crítica	23
3.2.3 Velocidad de Caída	24

---

3.2.4	Acorazamiento del Lecho Fluvial	24
3.3	Modelamiento Hidráulico	25
3.4	Modelamiento de Río Madre de Dios en el HEC-RAS; variables de diseño	28
<b>Cap. 4: CALCULO DE LA SOCAVACIÓN</b>		<b>32</b>
4.1	Socavación Total	34
4.1.1	Socavación a Largo Plazo: Agradación y/o Degradación.	34
4.1.2	Socavación General o por Contracción.	36
4.1.2.1	Socavación de Lecho Vivo	41
4.1.2.2	Socavación en Agua Clara	44
4.1.3	Determinación de la Socavación Local	45
4.1.3.1	Socavación Local de Pilares.	46
	Determinación de la socavación local	47
	Factor de corrección para pilares muy amplios	49
	Socavación en fundaciones de pilares complejos	50
4.1.3.2	Socavación Local en Estribos	60
<b>Cap. 5: ANALISIS DE RESULTADOS</b>		<b>65</b>
5.1	Resultados de modelamientos	65
5.1.1	Modelamiento $Q_{100}$	65
5.1.2	Modelamiento $Q_{500}$	66
5.2	Resultados de socavaciones	66
5.2.1	Evaluación Mediante el HEC-RAS	66
5.2.1.1	Socavación $Q_{100}$	67
5.2.1.2	Socavación $Q_{500}$	69
5.2.2	Evaluación Mediante Criterios del HEC-18	72
<b>CONCLUSIONES</b>		<b>73</b>
<b>ANEXOS</b>		<b>75</b>
• Anexo 1	Socavación General	75
• Anexo 2	Socavación local en Estribos eje 1	77

---

• Anexo 3	Socavación Local Pilares Ejes 2 y 3, cámara de anclaje.	78
• Anexo 4	Socavación Local en pilares Complejos ejes 7 y 8 para modelamiento 2 $Q_{100}$	79
• Anexo 5	Socavación Local en pilares Complejos ejes 7 y 8 para modelamiento 3 $Q_{100}$	82
• Anexo 6	Socavación Local en pilares Complejos ejes 7 y 8 para modelamiento 2 $Q_{500}$	85
• Anexo 7	Socavación Local en pilares Complejos ejes 7 y 8 para modelamiento 3 $Q_{500}$	88
• Anexo 8	Cuadro Resumen: Socavación En Pilares Complejos	91
• Anexo 9	Cuadro Resumen: Socavación en Estribo, pilares ejes 2 y 3, cámara de anclaje	92
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>		<b>94</b>

## RESUMEN

El presente informe evalúa la profundidad de socavación para diseño de la cimentación de los apoyos del Puente Presidente Billingham, el cual será el puente colgante más largo del Perú. Se ha desarrollado el Estudio Hidráulico del tramo de cauce involucrado, con inclusión del puente, ante la ocurrencia de la avenida máxima de diseño estimada en el Estudio Hidrológico.

El puente cruza el río Madre de Dios en las proximidades de la ciudad de Puerto Maldonado, donde el cauce exhibe una pendiente muy baja y por donde fluyen caudales máximos estimados en **15,324 y 21,250 m<sup>3</sup>/s**, según el Estudio Hidrológico. Si bien se cuenta con los valores de los caudales de diseño utilizados en el proyecto, para este informe se ha hecho uso de los caudales reevaluados por el Especialista de Hidrología. El resto de información disponible del proyecto: levantamiento topográfico, estudios de suelos, fotografías y evaluación de las márgenes del río Madre de Dios, etc., sí han sido tomados del Expediente Técnico como información básica y se ha trabajado sobre estos.

Se ha efectuado el modelamiento hidráulico haciendo uso del programa de cómputo HEC-RAS. Este modelamiento permitirá determinar los parámetros hidráulicos que intervienen en el cálculo de la profundidad de socavación. Se consideró necesario realizar tres modelamientos con el objetivo de sustentar el criterio adoptado: en el modelamiento N° 1 se ha ingresado como condición de borde el gradiente utilizado en el proyecto (0,0002) pero con los caudales de diseño proporcionados por el Especialista de Hidrología; en el modelamiento N° 2 se ha determinado el gradiente del río a nivel macro (0,0015) y no se ha considerado el aporte del río Tambopata; en el modelamiento N° 3 se utiliza el mismo gradiente que en el modelamiento N° 2 pero se ha considerado el aporte del río Tambopata, lo cual es imperativo por el posible efecto de remanso que este produciría. El último modelamiento se desarrolló con el objetivo de observar en qué magnitud pueden variar los parámetros hidráulicos de diseño.

La extensión del levantamiento topográfico no ha sido ideal, es por ello que se tuvieron algunas incógnitas en la determinación del gradiente del río. Asimismo, no pudo efectuarse el modelamiento hidráulico considerando la confluencia de

los dos ríos, pues no se contó con el levantamiento topográfico-batimétrico de la zona de intersección.

El modelamiento que se consideró representativo del cauce es el modelamiento N° 3 con nivel máximo de 174.69m para el periodo de retorno de 500 años y velocidad de 4.01 m/s.

Una vez obtenidos los parámetros hidráulicos que caracterizan el flujo en el tramo de cauce estudiado, se procedió a estimar la socavación. Para ello se ha descrito en forma resumida las metodologías de diseño de la publicación del Departamento de Transportes de los Estados Unidos: No. FHWA NHI 01-001 May 2001, **Publicación de Ingeniería Hidráulica No 18: “Evaluación de Socavación en Puentes”** conocido como HEC-18. De estas, es de especial importancia para este informe, el cálculo de la socavación en pilares complejos, aquellos cuya zapata queda o está expuesta al flujo, pudiendo quedar expuestos también los pilotes.

Se halló que los valores mostrados en el Expediente Técnico son adecuados a pesar de haber sido realizados con diferentes criterios a los usados en este informe: en primer lugar, el proyecto considera al pilar como si no presentara una composición de estructuras (pilar, zapata y grupo de pilotes), lo cual evidentemente no describe el tipo de pilar proyectado; en segundo lugar, el proyecto ha considerado un ángulo de ataque del flujo al pilar de 90° cuando en pilares circulares es 0° y de 15° para la cámara de anclaje y el estribo, lo cual genera valores de 2 a 2.5 veces mayores al valor verdadero; en tercer lugar, el proyecto ha modelado el flujo con un gradiente de 0.0002, valor bastante bajo.

Los máximos valores de socavación son obtenidos con los parámetros hidráulicos del modelamiento representativo, el cual es el N° 3, no obstante se verificará con el modelamiento N° 2 debido a que existe la posibilidad que el caudal de aporte del río Tambopata sea bajo y no se produzca el efecto de remanso mencionado.

Para el periodo de retorno de 100 años se obtuvo el nivel de agua de 172.92 produciendo socavación solo en los pilares centrales: pilar complejo eje 7: 7.72m, pilar complejo eje 8: 6.31m.

Para el periodo de retorno de 500 años se obtuvo el nivel de agua de 174.69m, produciendo socavación en: estribo eje 1: 3.07m, pilar eje 2: 1.69m, pilar eje 3: 1.70m, cámara de anclaje izquierda: 8.93m, pilar complejo eje 7: 8.44m, pilar complejo eje 8: 7.01m.

Con estos valores hidráulicos y de socavación el especialista en geotecnia tomará las medidas adecuadas para su evaluación.

## INTRODUCCION:

La socavación, descrita como la acción erosiva del flujo de agua que arranca y acarrea material del lecho del cauce, es una de las principales causas de colapsos en puentes trayendo consigo cuantiosas pérdidas en la infraestructura vial.

Se observa el fenómeno EL NIÑO 1997-98 que afectó numerosos puentes tales como: los Puentes San Miguel o Viejo y el Bolognesi en el departamento de Piura, los puentes Reque, La Leche, Motupe y Cascajal en el departamento de Lambayeque. La causa de la destrucción fue la socavación en estribos y pilares.

Estas experiencias resaltan la importancia de una correcta evaluación de los fenómenos hidráulicos que se producirán al obstaculizar el normal escurrir de las aguas por medio de pilares y estribos. Lo cual es fundamental para el adecuado diseño de la cimentación de los apoyos de un puente que cruza algún curso de agua. En particular, es necesario evaluar los niveles de agua tanto aguas arriba como aguas abajo de la obra de cruce, los procesos erosivos en las cimentaciones del puente y los procesos morfológicos a desarrollarse con la construcción del puente.

La necesidad de minimizar futuros daños a los puentes requiere que la atención esté dedicada a desarrollar y poner en práctica procedimientos mejorados para diseñar, proteger y examinar la socavación en las cimentaciones de los puentes. En vista de ello, se cuenta con la publicación del Departamento de Transportes de los Estados Unidos: **No. FHWA NHI 01-001 May 2001, Publicación de Ingeniería Hidráulica No 18: "Evaluación de Socavación en Puentes"** conocido como **HEC-18**, la cual presenta conocimientos y prácticas recomendadas para el diseño, evaluación e inspección de la socavación en puentes. En el Perú no se cuenta con una publicación de este tipo, es por ello que se considera beneficioso hacer uso de esta y colaborar en su difusión.

El presente Informe: **EVALUACION DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE BILLINGHURST; DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION** describe:

1. Criterios de diseño del HEC-18 para el cálculo de socavación en pilares y estribos
2. Modelamiento hidráulico del río Madre de Dios.
3. Determinación de la profundidad de socavación en los pilares centrales del puente Billinghamurst.
4. Determinación de la profundidad de socavación en los estribos del puente Billinghamurst.

## LISTA DE FIGURAS

### Capítulo 1:

- Figura 1-1: Departamento de Madre de Dios
- Figura 1-2: Detalle del contraste entre el material del escarpe de la terraza alta de la margen derecha y los sedimentos aluviales en la parte inferior.
- Figura 1-3: Ubicación del puente Billinghamst.
- Figura 1-4. Sección y Planta del Puente Billinghamst
- Figura 1-5: Esquema del Pilar Tipo Complejo: Eje 7 y 8

### Capítulo 2:

- Figura 2-1: Página Web del Centro Hidrológico de Ingeniería del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos.
- Figura 2-2: Página Web del FHWA: Administración Federal de Carreteras del Departamento de Transportes de los Estados Unidos

### Capítulo 3:

- Figura 3-1: Valores de Coeficientes de Rugosidad (Manning).
- Figura 3-2: Proceso del transporte de Sedimentos.
- Figura 3-3: Distribución vertical típica de velocidades, concentraciones y fuerza de corte.
- Figura 3-4: Fases del Transporte Sólido.
- Figura 3-5: Acorazamiento del Lecho
- Figura 3-6: Carta Nacional del IGN de Puerto Maldonado.
- Figura 3-7: Vista de Los márgenes del Río Madre de Dios

### Capítulo 4:

- Figura 4-1 Caso 1a: Estribos Proyectados en el cauce.
- Figura 4-2 Caso 1b: Estribos al borde del cauce.
- Figura 4-3 Caso 1c: Estribos retirados del cauce.
- Figura 4-4 Caso 2a: Río estrecho.

- Figura 4-5 Caso 2b: Estribos o Pilares del puente limitan el Flujo.
- Figura 4-6 Caso 3: Puente de alivio sobre llanura de inundación.
- Figura 4-7 Caso 4: Puente de alivio sobre cauce secundario.
- Figura 4-8 Velocidad de Caída de las partículas vs gravedad específica de 2.65
- Figura 4-9: Representación de la Socavación en Pilares.
- Figura 4-10: Comparación de Ecuaciones de Socavación para relaciones de profundidades variables.
- Figura 4-11: Forma de los Pilares de un Puente
- Figura 4-12: Definición de Componentes de socavación para Pilares Complejos.
- Figura 4-13 Esquema del Pilar Tipo Complejo: Eje 7 y 8
- Figura 4-14: Relación de Socavación en Pilar Suspendido
- Figura 4-15: Ancho Equivalente de la Zapata
- Figura 4-16: Ancho de pilotes Proyectado para el caso especial de flujo alineado
- Figura 4-17: Ancho de pilotes Proyectado para el caso de flujo aviajado
- Figura 4-18: Factor de espaciamiento del pilote
- Figura 4-19: Factor de ajuste para el número de filas alineadas de pilotes
- Figura 4-20: Factor de ajuste de altura del grupo de pilotes
- Figura 4-21: Esquema del Flujo en Estribos
- Figura 4-22: Determinación de la longitud de obstrucción efectiva del terraplén para la estimación de socavación en estribos
- Figura 4-23: Forma del Estribo

## Capítulo 5:

- No se requirieron figuras en este capítulo.

**Anexos:**

- Figura A-1: Ubicación del Talweg, Secciones Transversales.
- Figura A-2 Secciones Transversales - Talweg
- Figura A-3 Secciones Transversales en el Río Madre de Dios
- Figura A-4 Descripción de los tipos de cimentaciones.
- Figura A-5 Perfil Longitudinal del Puente Billinghamurst.

## LISTA DE TABLAS

### Capítulo 1:

- Tabla 1-1: Dimensiones del Puente Billinghamurst.
- Tabla 1-2: Datos del proyecto Construcción del Puente Guillermo Billinghamurst.

### Capítulo 2:

- No se requirió figuras en este capítulo.

### Capítulo 3:

- TABLA 3-1: Secciones, progresivas en el Talweg

### Capítulo 4:

- Tabla 4-1 Cálculo del Exponente de Lecho Vivo en socavación Por Contracción.
- Tabla 4-2 Coeficientes de Corrección  $K_1$  y  $K_2$  para Socavación Local en Pilares
- Tabla 4-3 Coeficientes de Corrección  $K_3$  para Socavación Local en Pilares
- Tabla 4-4: Coeficientes de Forma de Estribos

### Capítulo 5:

- Tabla 5-1: Tabla Comparativa de Modelamiento hidráulicos  $Q_{100}$
- Tabla 5-2: Tabla Comparativa de Moldeamientos hidráulicos  $Q_{500}$
- Tabla 5-3: Tabla Comparativa de Valores de socavación Modelamiento hidráulicos  $Q_{100}$
- Tabla 5-4: Tabla Comparativa de Valores de socavación Modelamiento hidráulicos  $Q_{500}$
- Tabla 5-5: Resumen de Valores de Socavación.

# Capítulo

## 1

### ASPECTOS GENERALES

#### 1.1 UBICACIÓN

El departamento de Madre de Dios se encuentra ubicado al sudeste del Perú, su capital es la ciudad de Puerto Maldonado con una altitud de 183 m.s.n.m. Tiene un área o superficie de 85,301 km<sup>2</sup> y está dividido en 3 provincias y 11 distritos. El puente Billinghamurst se encuentra ubicado sobre el río Madre de Dios, aguas arriba de la confluencia de este río con el río Tambopata, en la provincia de Tambopata, Departamento de Madre de Dios, además el puente se encuentra en la Ruta Nacional 026, tramo Puente Inambari – Mazuko – Puerto Maldonado – Iñapari, que a su vez forma parte de la Carretera Interoceánica, que une el Perú con Brasil.

Geográficamente se encuentra ubicado entre las siguientes coordenadas:

Latitud: 12° 35' a 13° 20'

Longitud: 69° 10' a 70° 39'

#### 1.2 ACCESO

El acceso a la zona puede hacerse por vía aérea o terrestre. En el primer caso existen servicios aéreos desde la ciudad de Lima hasta Puerto Maldonado con escala en la ciudad de Cusco. Asimismo, existen servicios de avionetas desde la ciudad del Cusco hacia los poblados de Huepetuhe, Colorado y Mazuko.

El principal acceso por vía terrestre está dado por la carretera de penetración Urcos – Quincemil – Puerto Maldonado. También existe una carretera de penetración desde Cusco hasta la localidad de Shintuya en el Alto Madre de Dios.

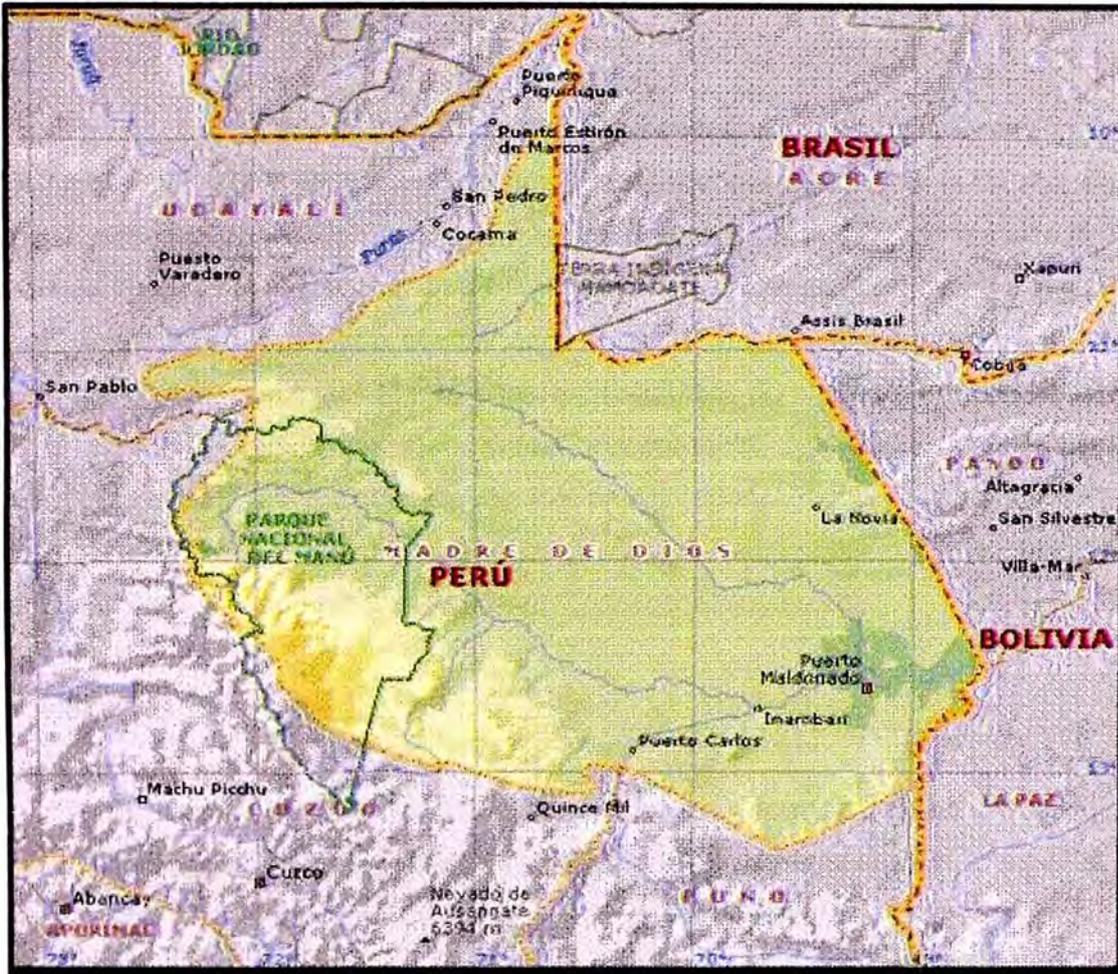


Figura 1-1: Departamento de Madre de Dios

## 1.3 CLIMATOLOGIA

### 1.3.1 TEMPERATURA

La temperatura promedio anual del Departamento de Madre de Dios es de 26° C, con máxima de 34° C y mínima de 21° C.

La temperatura se incrementa en el sentido geográfico SO a NE. Así, se observa que en el sector sur – occidental, correspondiente a las estribaciones de la Sierra de Carabaya, la temperatura promedio anual es de alrededor de 23° C (promedio deducido de los datos registrados en Quincemil) y, en el sector nor oriental, la temperatura se eleva a alrededor de 26° C (como promedio anual de datos de Puerto Maldonado y Fundo Iberia).

### 1.3.2 PRECIPITACIÓN

Las lluvias en el departamento de Madre de Dios se incrementan en dirección NE a SO, guardando relación con el alineamiento de la Cordillera de los Andes. Así, se tiene que, mientras en el sector nororiental al noreste del río de Las Piedras la precipitación pluvial promedio anual es de alrededor de 1,700 mm (Estaciones de Puerto Maldonado, Fundo Iberia y Tambopata), en el sector sur-occidental, correspondiente a las estribaciones de la Cordillera de Carabaya, la precipitación pluvial se incrementa bruscamente a alrededor de 4,000 mm promedio anual (cifra deducida de los datos registrados en las estaciones de Quincemil y San Gabán). La época de lluvias es de diciembre a marzo, sin embargo, en algunos años se inicia en Octubre o Noviembre.

### 1.4 SUELO

El departamento de Madre de Dios está formado principalmente por llanuras aluviales de tres y hasta cuatro niveles de terrazas. Las más bajas están sometidas a inundaciones anuales y son generalmente pantanosas. El sur de Madre de Dios está dominado por los contrafuertes de la cordillera de Carabaya.

Al oeste del departamento, en la zona donde están los nacientes del río Manu, existen colinas de poca elevación, entre las que se ubica el istmo de Fitzcarrald, formando la divisoria de aguas entre los ríos Madre de Dios y Urubamba.

El área corresponde a una planicie aluvial, con una terraza inferior reciente localizada en la margen izquierda asociada a la serie del Holoceno, y una terraza alta localizada en la margen derecha, de origen más antiguo, que por la presencia de una secuencia de arenas limosas y arcillas duras con pseudoestratificación, se puede asociar a niveles alterados de suelos residuales; esto se puede explicar además por la diferencia de nivel entre las terrazas derecha e izquierda, de aproximadamente 25 m, producto de procesos orogénicos.

La zona en la que se ubica el puente tiene una geografía de Selva Baja, cubierta con densa vegetación alta, del tipo Bosque Tropical, presenta una

topografía ondulada, de pendientes bajas y con suelos con matriz arcillo-arenolimoso.

En la actualidad el río Madre de Dios tiene una planicie de desborde en la terraza inferior de la margen izquierda de origen aluvial, con acumulación de suelos finos predominantemente compuesto de limos y arcillas en los horizontes superficiales.



Figura 1-2: Detalle del contraste entre el material del escarpe de la terraza alta de la margen derecha (tonalidad rojiza) y los sedimentos aluviales recientes en la parte inferior (color gris), fotografía tomada en la orilla derecha y ligeramente aguas abajo del eje del puente.

## 1.5 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Desde hace aproximadamente 25 años las estructuras del puente Billinghamurst se encontraban almacenadas y por lo tanto postergado el proyecto. Hoy, las estructuras metálicas colgantes Wagner Biro existente con longitud de 528 metros (la longitud total del puente es 722.95m), que se encuentran en perfecto estado, serán utilizadas en el proyecto. El tramo restante será completado en varios tramos, sin variar la longitud total. El inicio del puente se ubicara al final de la Av. León Velarde, y el término en la zona denominada El Triunfo.



Figura 1-3: Ubicación del puente Billinghamurst

El Puente Presidente Billinghamurst forma parte de la carretera interoceánica, y por sus características se convertirá en "El Puente Colgante más grande del Perú". Esta obra demandará una inversión de aproximadamente 82 millones de soles.

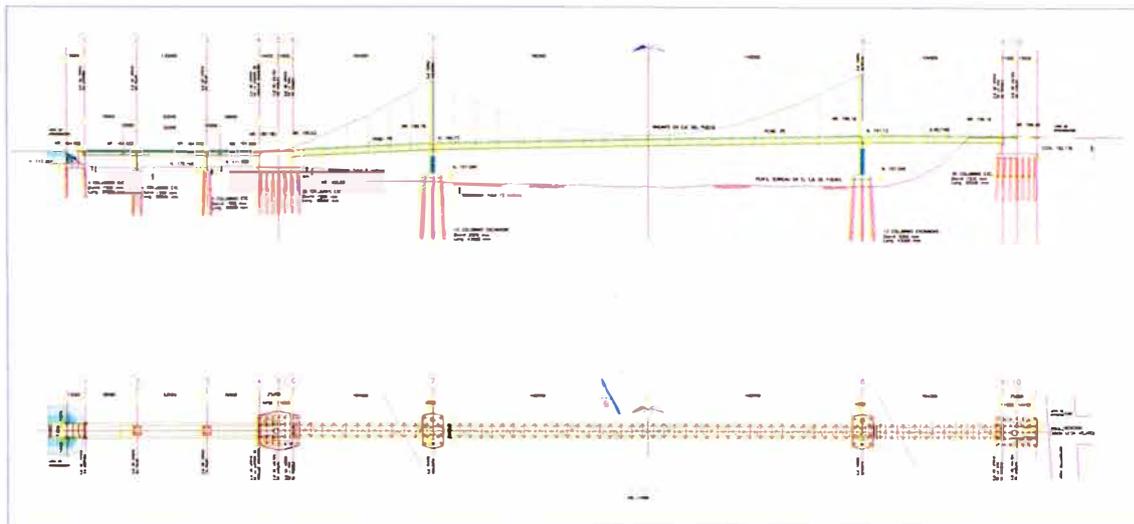


Figura 1-4. Sección y Planta del Puente Billinghurst. Fuente: Láinez Lozada

La longitud total del puente es de 722.95 m, dividida en la siguiente forma, de izquierda a derecha:

Descripción	Long. (m)
Losa de aproximación (hasta el Estribo, eje 1)	13.50
Puente de Concreto Pretensado (ejes 1 a 4)	130.00
Cámara de anclaje izquierdo (ejes 4 a 6)	25.45
Tramo lateral izq. puente colgante (ejes 6 a 7)	104.00
Tramo central puente colgante (ejes 7 a 8)	320.00
Tramo lateral derecho puente colgante (ejes 8 a 9)	104.00
Cámara de anclaje derecha (ejes 9 a 10)	26.00
<b>Total (m)</b>	<b>722.95</b>

Cuadro 1-1: Dimensiones del Puente Billinghurst. Fuente: Láinez Lozada

El puente está formado por los siguientes elementos:

Estructura colgante de acero en tres tramos: dos laterales de 104.00 m un tramo central de 320.00 m. que incluye torres de acero en los ejes 7 y 8, cables de acero, vigas de rigidez, anclajes terminales de los cables, sillas de volteo de los cables, péndolas de suspensión del tablero y vigas transversales de soporte de la losa de concreto que constituye el tablero del puente.

La estructura colgante de acero WAAGNER-BIRO, de procedencia austriaca, fue adquirida a principios de los años ochenta. Actualmente se encuentra depositada en Puerto Maldonado.

Las dimensiones de la estructura de acero son base para el proyecto de las estructuras de concreto que la complementan para lograr la construcción terminada y en servicio.

Pilares de concreto en los ejes 7 y 8, los cuales reciben el nombre de pilares tipo Complejo debido a que están compuestas por 3 componentes: Pilar Superior, Zapata y un grupo de Pilotes

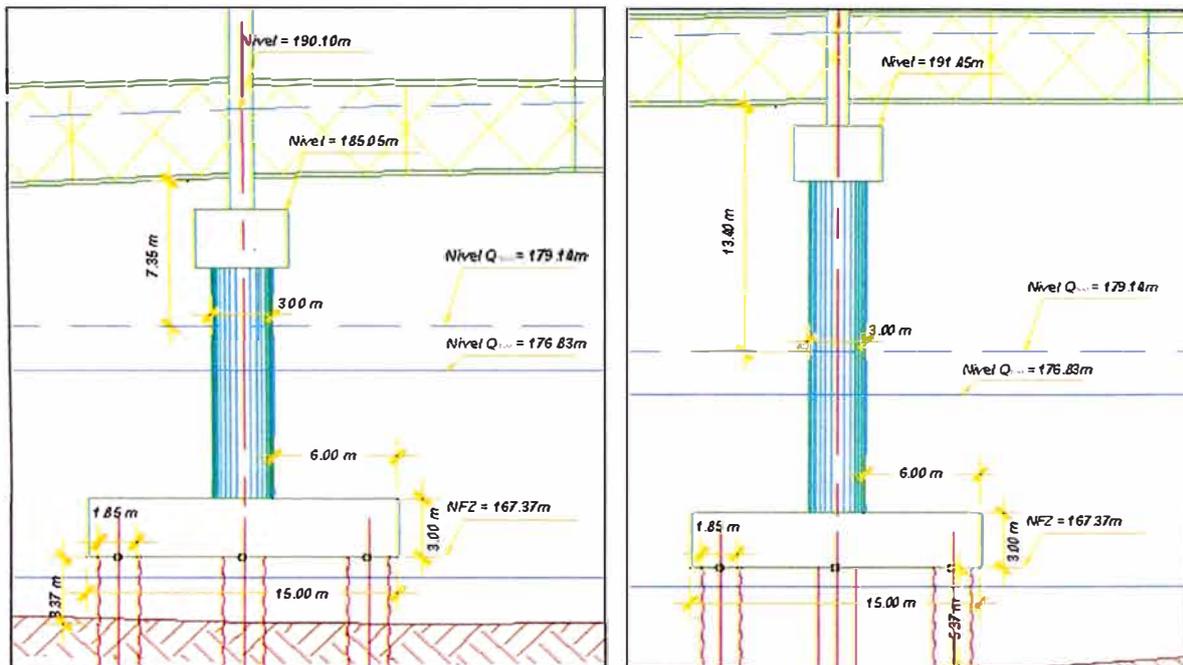


Figura 1-5: Esquema del Pilar Tipo Complejo: Eje 7 y 8.

Cada pilar está formado por una viga de 4.50m de base por 3.00 m de alto que se apoya en forma integral, formando pórtico, en dos columnas cilíndricas de 3.00m de diámetro empotradas en una zapata octogonal alargada de 24.00m de largo, por 15.00m de ancho y 3.00m de alto.

El fondo de la zapata está en la cota 167.366 msnm por encima del nivel de estiaje, Este tipo de cimentaciones se recomienda en ríos de la selva debido a que presentan caudales grandes y es muy complicado desviar el flujo, además nos es de gran ayuda en el procedimiento constructivo por la facilidad en el encofrado ,y cumple el objetivo de transmitir las fuerzas de la zapata al conjunto de doce columnas de cimentación de 1.85 m de diámetro y 50.00 m de profundidad en promedio, denominadas grupo de pilotes.

Dado que el nivel de rasante en los ejes (7) y (8) difiere en 6.40 m, la altura de las columnas difiere en esta misma cantidad, siendo la más alta la de la margen derecha (eje 8).

Cámaras de anclaje en ambas márgenes, eje (5) en la izquierda y eje (10) en la derecha. La cámara de anclaje izquierda es más profunda que la derecha, debido a la socavación a la que está expuesta. Cada cámara de anclaje ha sido dimensionada en base a las fuerzas originadas por las cargas de peso propio y cargas vivas actuando sobre la estructura de acero. La estabilidad de las cámaras de anclaje se logra en base a las 24 columnas de cimentación sometidas a fuerza axial y a momentos flectores.

Losa del tablero de concreto armado, en los 528.00 m de longitud de la estructura de acero. La losa ha sido diseñada con armaduras longitudinales; se apoya sobre las viguetas transversales de acero, considerando estas como apoyos elásticos y manteniendo el espesor de losa de concreto en 200 mm y la carpeta asfáltica en 50 mm, tal como indican los planos de WAAGNER-BIRO. Cualquier aumento de dimensiones, implicaría mayor peso y en consecuencia mayores esfuerzos en la estructura de acero.

Tramo de acceso entre los ejes 1 y 4. Está constituido por tres tramos continuos de concreto pre esforzado, longitudinal y transversalmente, de luces 39.00 m, 52.00 m, y 39.00 m respectivamente. La sección transversal de la losa del tablero en este tramo es la misma que en la estructura de acero: 7.20 m de calzada y 1.60 m de veredas a cada lado. Los apoyos del tramo son en el eje 1, el estribo izquierdo, cimentado en 4 columnas de cimentación de 1.50 m de diámetro, dos de 16.00 m y dos de 24.00 m de profundidad bajo el nivel de la zapata; en el eje 2, un pilar que se apoya en 4 columnas de cimentación de 1.50 m de diámetro y 31 m de profundidad; en el eje 3, un pilar se apoya en cuatro columnas de cimentación de 1.50 m de diámetro y 35.00 m de profundidad; y en el eje 4 directamente sobre la cámara de anclaje izquierda.

## 1.6 INVERSION DEL PROYECTO

El siguiente cuadro muestra datos acerca del proyecto de construcción del Puente Billinghamurst:

OBRA	CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE GUILLERMO BILLINGHURST
UBICACIÓN	REGIÓN MADRE DE DIOS, DPTO DE MADRE DE DIOS, PROV. TAMBOPATA
PROGRESIVA	INICIO : Km. 0+244 FINAL : Km. 0+966.95
CONTRATISTA	CONSORCIO MADRE DE DIOS
SUPERVISOR	CONSORCIO INTEROCEÁNICO DE PUENTES
MONTOS DE CONTRATO	Aproximadamente s/. 82'000,000 (inc. IGV)
PLAZO DE OBRA	780 días calendarios
FECHA DE INICIO	20 DE JULIO DEL 2006
FECHA DE TERMINO	06 DE SETIEMBRE del 2008

Cuadro 1-2: Datos del proyecto Construcción del Puente Guillermo Billinghamurst.

# Capítulo

# 2

## ESTUDIOS BÁSICOS

De acuerdo al expediente técnico elaborado por la empresa consultora LAINEZ LOZADA INGENIEROS S.A. el informe tomará los datos Topográficos, Geológicos, Geotécnicos del Estudio del río Madre de Dios para ser aplicado a la evaluación del diseño de profundidad de socavación de los pilares y estribos del puente PRESIDENTE GUILLERMO BILLINGHURST. Los Datos hidrológicos como el caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 y 500 años serán evaluados por el especialista de Hidrología, los mismos que se utilizarán para el modelamiento del río Madre de Dios.

### 2.1 ESTUDIO TOPOGRAFICO

En la zona de ubicación del puente el río es sensiblemente recto, en 2,400m a 1,600m aguas arriba y 800 m aguas abajo hasta la confluencia con el río Tambopata en la margen derecha.

En la fase de campo realizaron el levantamiento topográfico y batimétrico, del cual obtuvieron secciones transversales del cauce en un sector comprendido desde 1000 metros aguas arriba del eje del puente hasta los 500 metros aguas abajo.

El alineamiento del puente es una línea recta, prolongación del eje de la Av. León Velarde en la margen derecha, coincidente con la margen izquierda aún no urbanizada. Este alineamiento coincide con el eje previsto para la carretera Interoceánica, del cual el puente forma parte. El eje de la carretera tiene un ángulo de aviajamiento izquierdo de 7°.

## 2.2 ESTUDIO GEOLOGICO

### Margen Derecha:

Se caracteriza por la presencia de una secuencia de Arenisca, Limolitas y Argilitas duras con una pseudo-estratificación, alternando con horizontes de gravas limosas y gravas arcillosas. Esta litología es apreciada tanto aguas arriba como aguas abajo variando de espesores.

### Margen Izquierda:

Se localizan superficialmente depósitos aluviales finos que tiene un espesor variable entre 2 y 3 m. Esta unidad esta constituida superficialmente por intercalaciones limo arcillosas y arcilla limosas principalmente, correspondiendo a antiguos materiales depositados por el río Madre de Dios en las zonas de inundación o niveles altos del cauce en época de avenidas fuertes como también en el cauce actual, constituyendo una planicie inundable.

## 2.3 ESTUDIO GEOTECNICO

En el Estudio de Suelos se han ejecutado siete sondeos, uno en cada apoyo, hasta las siguientes profundidades:

- Eje (1) Estribo margen izquierda 40.00m
- Eje (2) Pilar 1 40.95 m
- Eje (3) Pilar 2 40.95 m
- Eje (5) Cámara de anclaje izquierda 50.80 m
- Eje (7) Pilar torre izquierda 62.77 m
- Eje (8) Pilar torre derecha 60.58 m
- Eje (10) Cámara de anclaje derecha 55.95 m

En cada una de estas perforaciones se hicieron ensayos de SPT, cada 1,500mm con resultados variables de 10 a 60 golpes/pie, variando con la profundidad y con la clasificación del suelo, de arenas limosas a arcillas. El material de cauce esta constituido por SM arena limosa y SC arena arcillosa inorgánica.

## 2.4 ESTUDIO HIDROLOGICO

### 2.4.1 Proyecto: Información del Expediente Técnico

De acuerdo a la evaluación Hidrológica se cuenta con los siguientes caudales de diseño

- Para 100 años                    21,250 m<sup>3</sup>/s
- Para 500 años                    32,000 m<sup>3</sup>/s

### 2.4.2 Estudio de Evaluación: Elaborada para el presente informe de suficiencia.

La evaluación hidrológica de acuerdo con el especialista de Hidrología, nos da los siguientes valores de caudales de diseño.

- Para 100 años                    15,324 m<sup>3</sup>/s
- Para 500 años                    20,680 m<sup>3</sup>/s

Los valores adoptados para la elaboración del presente son los realizados por el especialista de Hidrología.

## 2.5 ESTUDIO HIDRÁULICO

### 2.5.1 Proyecto: Información del Expediente Técnico

En esta ubicación el espejo de aguas tiene un ancho de 425.00m en estiaje, 445.00m para un Tr de 100 años (Aguas extraordinarias) y 650.00m para un Tr de 500 años (Aguas máximas extraordinarias)

Por las condiciones físicas observadas en el lugar determinaron que la rugosidad promedio para la aplicación de la fórmula de Manning esta entre  $n=0.030$  para épocas de avenidas y  $n = 0.040$  para estiaje.

Calcularon la socavación general y socavación local para avenidas extraordinarias con la finalidad de determinar los niveles del lecho del río en tales circunstancias. Al respecto Realizaron los cálculos mediante la aplicación de modelos matemáticos, y aplicación de programa HEC RAS

versión 3.1.3 del Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos, Analizaron los resultados de cada modelo y sobre la base de esta comparación adoptaron los valores considerados razonables.

Las socavaciones calculadas con el HECRAS las compararon con otros métodos. Para el cálculo de la socavación general emplearon los métodos de Lischvan-Levediev y Farraday-Charlton; y para los cálculos de la socavación localizada en estribos aplicaron los métodos de Artamonov, Farraday-Charlton, y Kwan.

La profundidad de socavación la determinaron como el valor promedio de los cálculos con las diversas fórmulas, desestimaron para el promedio resultado que no eran representativos para el tipo de lecho, tipo de estribo, el aviajamiento de la corriente, etc.

### **2.5.2 Estudio de Evaluación: Elaborada para el presente informe de suficiencia.**

Se realizarán 3 Modelamientos Hidráulicos del cauce del río Madre de Dios, las mismas que se describen en el capítulo 3, los valores adoptados para el cálculo de la socavación serán del modelamiento que presente los mayores tirantes de agua.

Los valores de profundidad de socavación General o Contracción y Local serán determinadas mediante la aplicación del Software HEC-RAS, versión 3.1.3 del Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos, y los criterios adoptados de la publicación **No. FHWA NHI 01-001 Mayo 2001, Publicación de Ingeniería Hidráulica No 18: “Evaluación de Socavación en Puentes”**. Conocido como HEC-18.

A continuación se describen brevemente el Software HEC-RAS y la Publicación HEC-18, los cuales han sido necesarios para la preparación del presente informe.

## 2.6 PRESENTACIÓN DEL HEC-RAS

# HEC-RAS

(Hydrologic Engineering Centers River Analysis System)

Software de Ingeniería Hidráulica del:

- US ARMY CORPS OF ENGINEERS  
HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER (HEC)

**País de Procedencia:** Estados Unidos

**Versión del Software:** 3.3.1

**Título de Manual:** HEC-RAS River Analysis System. (Noviembre del 2002)

**Autor:**

- Gary W. Brunner

El HEC-RAS permite realizar modelos Hidráulicos unidimensionales de flujo permanente, no permanente, cálculos de transporte de sedimentos en el lecho y Modelos de la temperatura del agua.

**Dirección Electrónica (10/12/07):**

- <http://www.hec.usace.army.mil/software/hecras/>

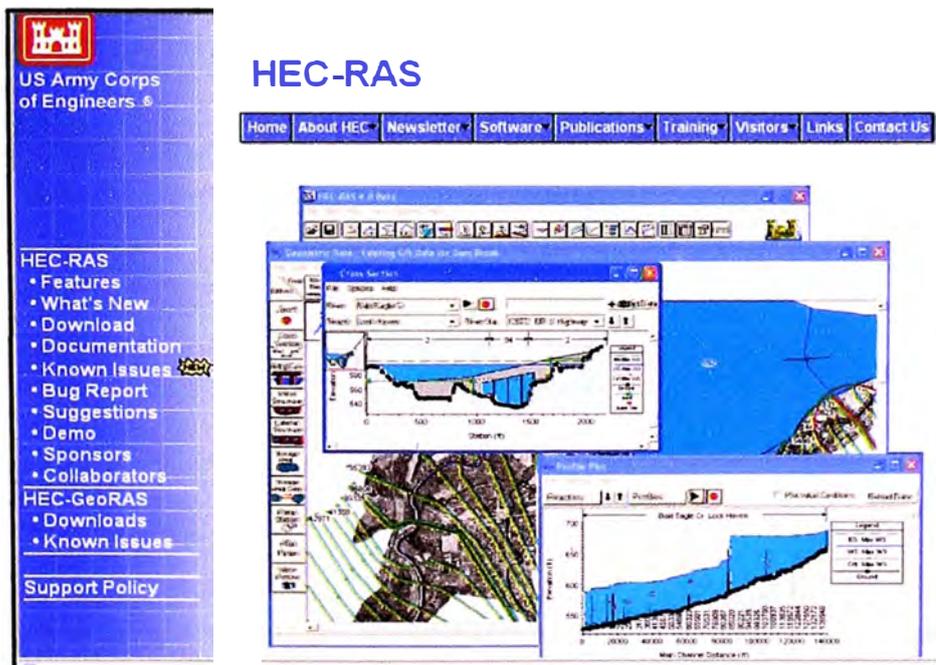


Figura 2-1: Página Web del Centro hidrológico de ingeniería del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos.

## 2.7 PRESENTACIÓN DEL HEC-18

# HEC-18

(Hydraulic Engineering Circular N° 18)

Publicación de Ingeniería Hidráulica de las agencias:

- FHWA: Federal Highway Administration. U.S. Department of Transportation
- NHI: National Highway Institute

**País de Procedencia:** Estados Unidos

**Reporte N°:** FHWA NHI 01-00 HEC-18

**Título:** Evaluación de la Socavación en Puentes. (4<sup>ta</sup> edición, Mayo del 2001)

**Autor:**

- E.V. Richardson and S.R. Davis

El HEC-18 presenta el estado del conocimiento y las prácticas para el diseño, inspección y evaluación de la socavación en puentes.

**Dirección Electrónica (10/12/07):**

- [http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/library\\_arc.cfm?pub\\_number=17](http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/library_arc.cfm?pub_number=17)

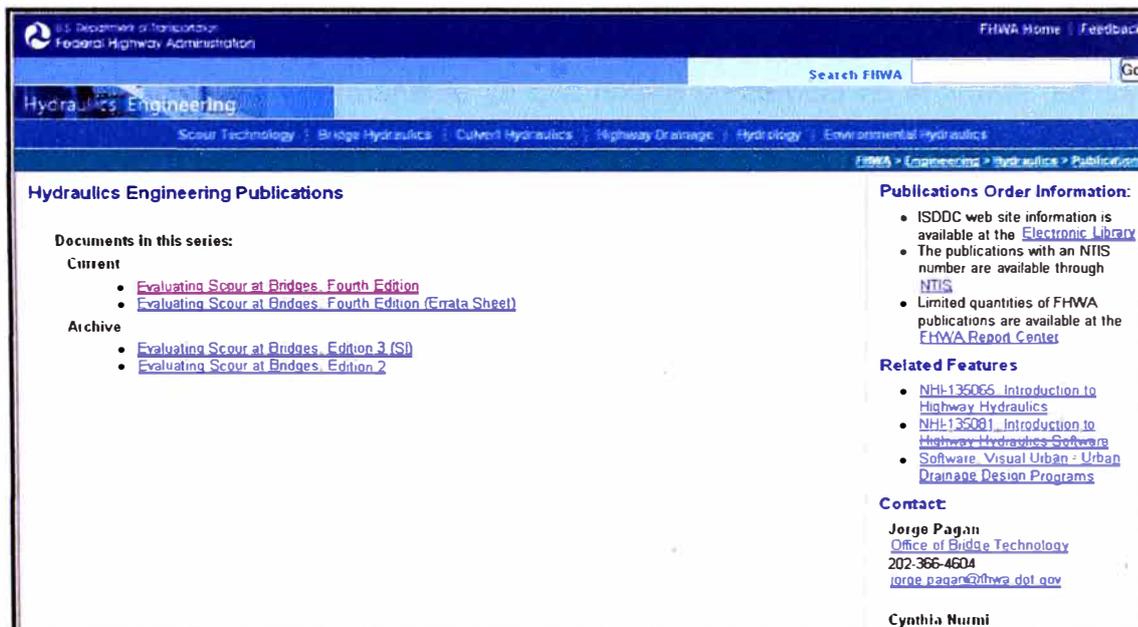


Figura 2-2: Página Web del FHWA: Administración Federal de Carreteras del Departamento de Transportes de los Estados Unidos.

# Capítulo

# 3

## MODELAMIENTO HIDRÁULICO

### 3.1 HIDRÁULICA DE CANALES:

La hidráulica de canales es una rama de la ingeniería que se relaciona con el estudio de las propiedades mecánicas de los fluidos en conductos destinados al transporte de fluidos, el cual tiene una superficie libre, en este caso la atmósfera.

#### 3.1.1 TIPOS DE FLUJOS

Uno de los criterios primarios de clasificación es la variación del tirante de flujo “y” en el tiempo “t” y el espacio “x”. Si se toma el tiempo como criterio, entonces un flujo puede ser clasificado como **permanente**, lo cual implica que el tirante del flujo no cambia con el tiempo, o bien, como **no permanente**, lo cual implica que el tirante cambia con el tiempo. La diferencia entre flujo permanente y no permanente depende del punto de vista del observador. Por ejemplo considérese un oleaje, una onda singular con un frente agudo moviéndose hacia arriba y debajo de un canal, para un observador estacionario en la orilla del canal, el flujo es no permanente ya que notara un cambio en el tirante del flujo con el tiempo. Sin embargo, para un observador que se mueve enfrente de la ola, el flujo es permanente ya que no se puede notar la variación del tirante con el tiempo. Si se agrega o sustrae agua a lo largo del canal, cada consideración cambiara, como en el caso de cunetas y aliviaderos, entonces el flujo puede ser permanente, pero es no uniforme. Específicamente, este tipo de flujo se denomina **espacialmente variado o flujo discontinuo**.

Si el espacio es utilizado como criterio de clasificación, entonces un flujo puede ser clasificado como **uniforme**, si el tirante del flujo no varía con la distancia o como **no uniforme** si el tirante varía con la distancia. Aunque conceptualmente un flujo no permanente y uniforme es posible el tirante del flujo varía con el tiempo pero permanece constante con la distancia, desde un punto de vista práctico un flujo de este tipo es imposible. Por lo tanto, la terminología uniforme o

no uniforme, por lo general implica que el flujo es también permanente. El flujo no uniforme, también llamado flujo variado, es además clasificado como **rápidamente variado** (el tirante del flujo cambia rápidamente sobre una distancia relativamente corta como es el caso de un salto hidráulico) o **gradualmente variado** (el tirante del flujo cambia menos rápidamente con la distancia como es el caso de un almacenamiento aguas arriba de una presa).

Nótese que desde un punto de vista teórico las clasificaciones de permanente y uniforme son muy restrictivas. Por ejemplo, la terminología flujo uniforme implica que en todo punto en el campo del fluido en un instante arbitrario en el tiempo, los vectores de velocidad tienen la misma magnitud y dirección.

De acuerdo a lo descrito, se tiene:

**Flujo Permanente:** Se considera que el flujo uniforme tiene las siguientes características principales:

1. La profundidad, el área mojada, la velocidad y el caudal en cada sección del canal son constantes.
2. La línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos, es decir, sus pendientes son todas iguales  $S_f = S_w = S_o = S$ , donde  $S_f$  es la pendiente de la línea de energía,  $S_w$  es la pendiente del agua y  $S_o$  es la pendiente del fondo del canal.

**Flujo Gradualmente Variado:** El flujo gradualmente variado, es un flujo permanente cuya profundidad varía de manera gradual a lo largo del canal. Se tendrán en cuenta las siguientes hipótesis:

1. La pérdida de altura en una sección es igual que la de un flujo uniforme con las mismas características de velocidad y radio hidráulico.
2. La pendiente del canal es pequeña (<10%). Esto quiere decir que la profundidad del flujo puede medirse verticalmente o perpendicularmente al fondo del canal y no se requiere hacer corrección por presión ni por arrastre del aire.
3. El canal es prismático.
4. Los coeficientes de distribución de la velocidad (C) y el de rugosidad (n) son constantes en el tramo considerado.

### 3.1.2 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING:

También conocido como coeficiente de resistencia, es un indicador de la rugosidad del lecho. Este valor es muy variable y depende de varios factores, los cuales se citan:

**Rugosidad de la superficie;** Se representa por el tamaño y la forma de los granos del material que forma el perímetro mojado y que producen un efecto retardante sobre el flujo. En general, los granos finos resultan en un valor relativamente bajo de  $n$  y los granos gruesos dan lugar a un valor alto de  $n$ .

**Vegetación;** Puede ser vista como una clase de rugosidad superficial. Este efecto depende principalmente de la altura, densidad, distribución y tipo de vegetación, y es muy importante en el diseño de canales pequeños de drenaje, ya que por lo común éstos no reciben mantenimiento regular.

**Irregularidad del canal;** Se refiere a las variaciones en las secciones transversales de los canales, su forma y su perímetro mojado a lo largo de su eje longitudinal. En general, un cambio gradual y uniforme en la sección transversal o en su tamaño y forma no produce efectos apreciables en el valor de  $n$ , pero cambios abruptos o alteraciones de secciones pequeñas y grandes requieren el uso de un valor grande de  $n$ .

**Alineamiento del canal;** Curvas suaves con radios grandes producirán valores de  $n$  relativamente bajos, en tanto que curvas bruscas con meandros severos incrementarán el valor de  $n$ .

**Obstrucción;** La presencia de obstrucciones tales como troncos de árbol, desechos de flujos, atascamientos, pueden tener un impacto significativo sobre el valor de  $n$ . El grado de los efectos de tales obstrucciones depende del número y tamaño de ellas.

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
1. Pasto densos, altos como la profundidad del flujo	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio, arbustos en los lados	0.040	0.050	0.080
3. Igual, al más alto nivel del flujo	0.045	0.070	0.110
4. Arbustos densos, nivel alto	0.080	0.100	0.140
<b>D. Cursos naturales</b>			
<b>D-1. Cursos menores (ancho superior al nivel de crecida &lt;100 ft).</b>			
<b>a. Cursos en planicie</b>			
1. Limpio, recto, nivel lleno, sin fallas o pozos profundos	0.025	<u>0.030</u>	0.033
2. Igual que arriba, pero más piedras y pastos	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, curvado, algunos pozos y bancos	0.033	0.040	0.045
4. Igual que arriba, pero algunos pastos y piedras	0.035	0.045	0.050
5. Igual que arriba, nivel inferiores, más pendiente y sección inefectivas.	0.040	0.048	0.055
Igual que 4, pero más piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos sucios, con pastos y pozos profundos	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con muchos pastos, pozos profundos o recorridos de la crecida con mucha madera y arbustos bajos.	0.075	0.100	0.150
<b>b. Cursos en montaña, sin vegetación en el canal, laderas con pendientes usualmente pronunciadas, árboles y arbustos a lo largo de las laderas sumergidos para niveles altos.</b>			
1. Fondo: grava, canto rodado y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
2. Fondo: cantos rodados con grandes rocas	0.040	0.050	0.070
<b>D-2. Planicie crecida</b>			
<b>a. Pasturas, sin arbustos</b>			
1. Pastos cortos	0.025	<u>0.030</u>	0.035
2. Pastos altos	0.030	<u>0.035</u>	0.050

Figura 3-1: Valores de Coeficientes de Rugosidad (Manning) en Cauces Naturales  
Fuente: Richard H. French - Hidráulica de Canales Abiertos; Pág.130

### 3.2 INTRODUCCION AL ESTUDIO DEL TRANSPORTE DE SÓLIDOS:

Cuando el fondo de un canal es rígido, de concreto por ejemplo, la sección transversal está definida. La relación entre las diferentes variables se establece mediante una ecuación como la de MANNING o CHEZY. El caudal es función de la pendiente, rugosidad del contorno y tamaño de la sección transversal. En cambio, en un fondo vivo el lecho está sometido a procesos de erosión y sedimentación. Esto determina no solo una configuración variable del fondo, sino también un cambio en la resistencia al escurrimiento, expresada en términos de rugosidad. A su vez, los cambios morfológicos de la sección transversal determinan variaciones en el transporte sólido.

Se distinguen partículas que van permanentemente en contacto con el fondo y que ruedan y se deslizan constituyendo el arrastre o transporte sólido de fondo, y aquellas que van en suspensión. A la modalidad donde las partículas se transportan a saltos se le denomina transporte por saltación. Véase figura 3-2.

El material de arrastre, que está constituido por las partículas de mayor tamaño, rueda o se desliza siempre en contacto con el fondo y avanza en forma de rizos, dunas, y barras (siempre que la granulometría lo permita). La velocidad de una partícula sólida es en general inferior a la de la corriente.

El material en suspensión está constituido por las partículas más finas, y prácticamente se halla distribuido en toda la sección transversal. Teóricamente la concentración es mínima en la superficie y máxima cerca del fondo. La curva de distribución vertical de concentraciones es logarítmica, como se ve en la figura 3-3.

No es fácil establecer y definir un límite claro y nítido entre dos modalidades de transporte antes señaladas. Cualquier alteración que ocurra en la velocidad de la corriente puede determinar de inmediato un cambio en la modalidad de transporte.

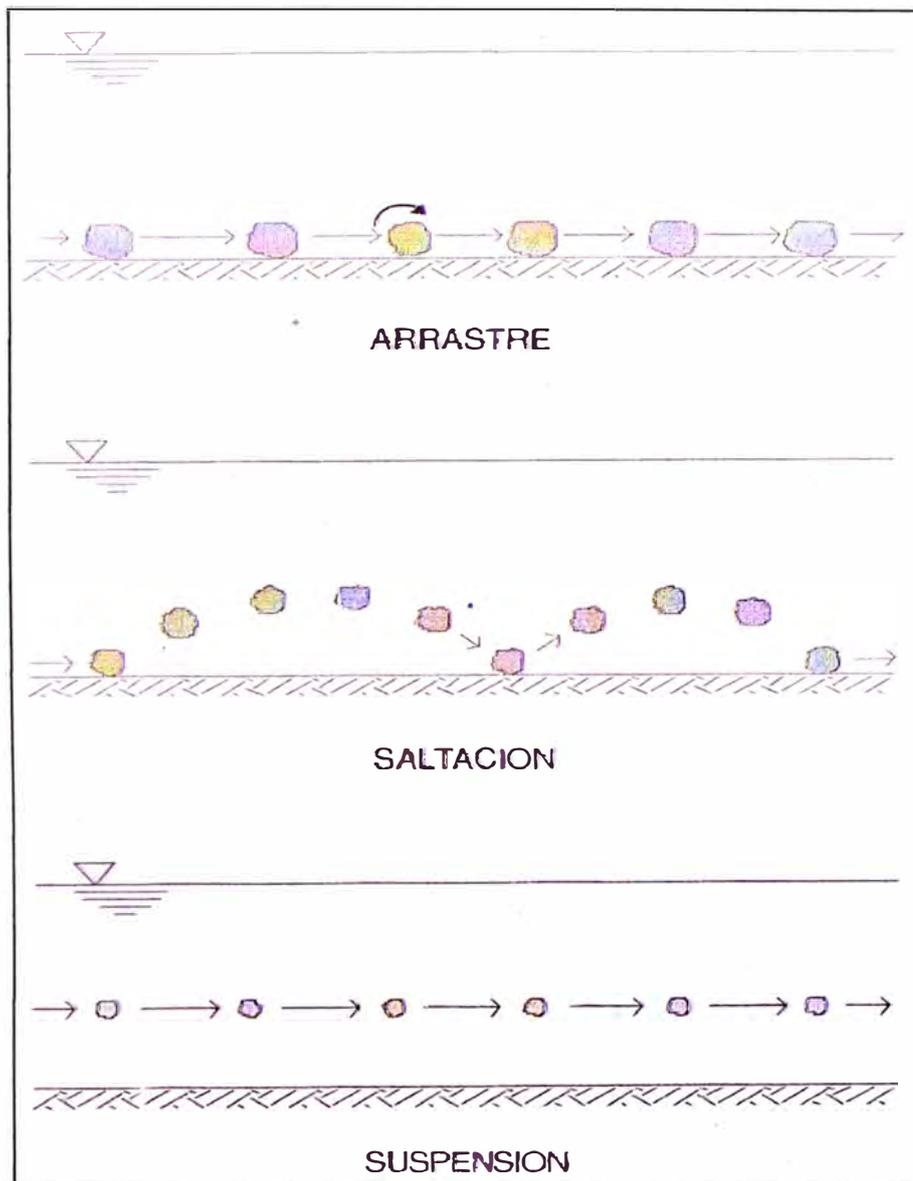


Figura 3-2: Proceso del transporte de Sedimentos

Fuente: Arturo Rocha – Introducción a la hidráulica Fluvial; Pág. 81

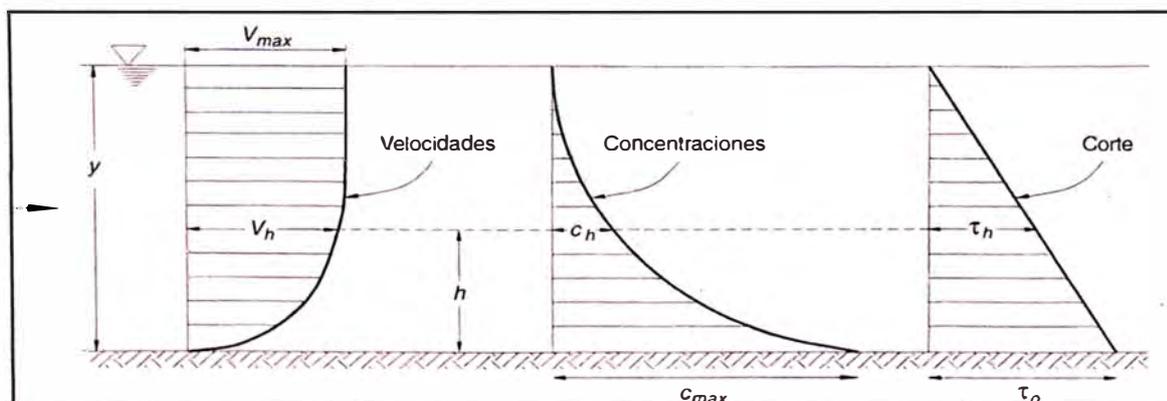


Figura 3-3: Distribución vertical típica de velocidades, concentraciones y fuerza de corte

Fuente: Arturo Rocha – Introducción a la hidráulica Fluvial; Pág. 82

### 3.2.1 FASES DE TRASPORTE SÓLIDO

Para un flujo de velocidad gradualmente creciente se tiene que la configuración del fondo es variable y pasa por varios estados que son función de velocidad media del flujo. Dichos estados, tal como se ve en la figura 3-4, son las siguientes:

**Fondo plano:** Es una etapa inicial que corresponde a una velocidad pequeña. Se observa movimientos aislados e intermitentes de las partículas más gruesas constituyentes del fondo; las más pequeñas entran eventualmente en suspensión

**Rizos:** Al incrementarse la velocidad aparecen en el fondo ondulaciones de pequeñas amplitud, hay un aumento de resistencia (Aumento del coeficiente de MANNING y disminución del de CHEZY). El número de Froude es menor que 1.

**Dunas:** La fase siguiente representa un cambio en la forma de los rizos. Adquieren hacia aguas arriba una pendiente suave en la que se produce erosión y hacia abajo aguas abajo una pendiente fuerte que es igual a la tangente del ángulo de reposo. Hay un aumento de la resistencia. Eventualmente las dunas pueden alargarse hasta concentrarse en barras. El número de Froude es menor que 1.

**Antidunas:** Representan una inversión de las dunas. Suelen ser más simétricas. El número de Froude es mayor que 1.

**Fondo Plano:** Aparece nuevamente para altas velocidades.

Los rizos y las dunas se distinguen entre sí por su tamaño. Se mueven en la dirección de la corriente, pero con una velocidad menor que la del flujo. No produce perturbaciones en la superficie libre. En cambio las antidunas pueden moverse en cualquier dirección o ser estacionarias. Producen perturbaciones en la superficie libre del escurrimiento

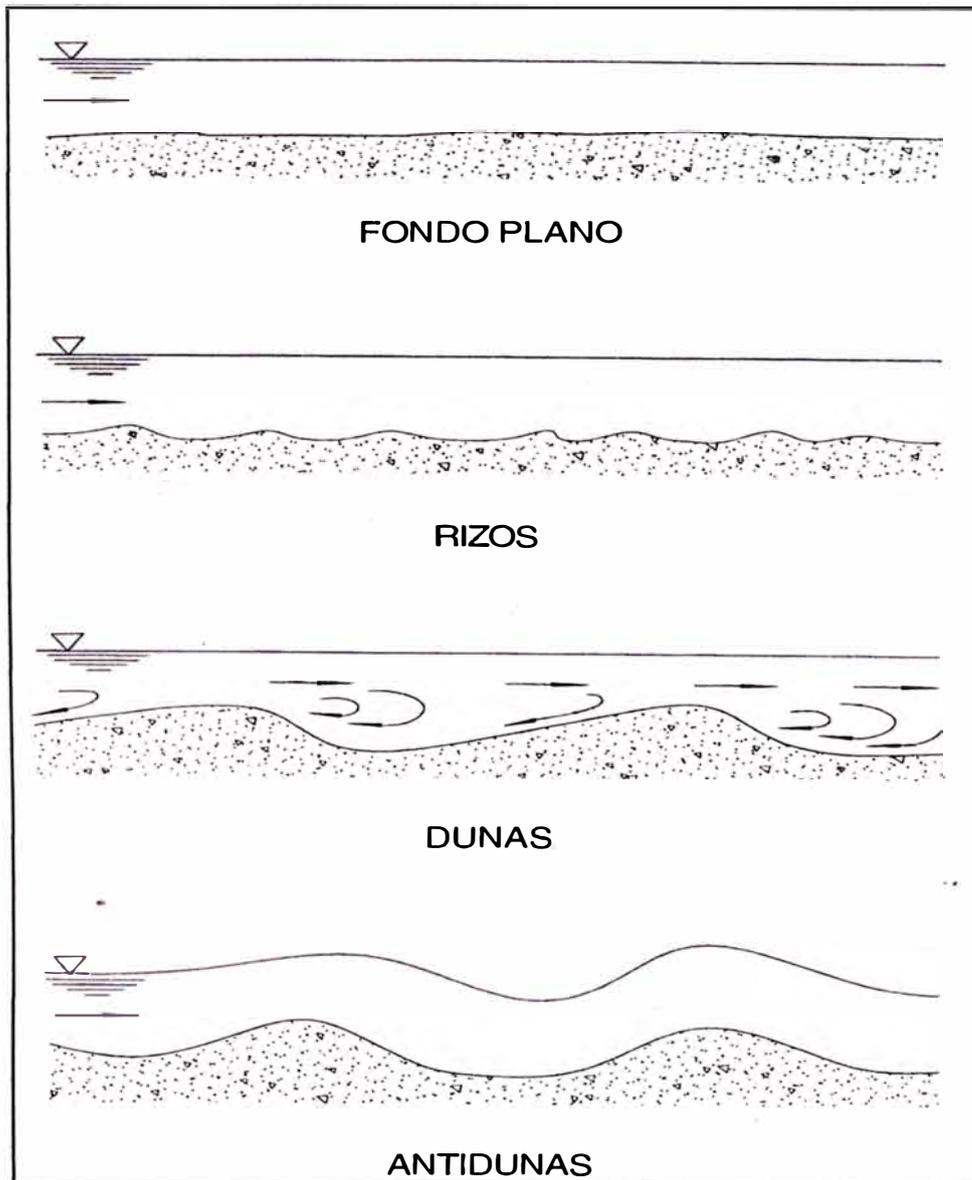


Figura 3-4: Fases del Transporte Sólido  
Fuente: Arturo Rocha – Introducción a la hidráulica Fluvial; Pág. 134

### 3.2.2 FUERZA TRACTIVA CRÍTICA

La fuerza que ejerce la corriente sobre el fondo por unidad de área se denomina fuerza tractiva  $t_0$ . El movimiento de las partículas constituyentes del lecho empieza cuando la fuerza tractiva es mayor que la fuerza tractiva crítica  $(t_0)_c$ .

Se denomina fuerza tractiva crítica a la fuerza mínima necesaria para poner en movimiento las partículas constituyentes del lecho. Por lo tanto, para que haya movimiento de fondo de requiere que  $t_0 > (t_0)_c$ . Caso contrario, cuando  $t_0 < (t_0)_c$  el lecho no presenta movimiento y se comporta como si fuese un lecho rígido. La

condición  $t_0 = (t_0)_c$  corresponde a la iniciación del movimiento de las partículas del fondo.

Un valor que se denomina  $(t_0)'_c$  corresponde al valor de  $t_0$  para el que las partículas se ponen en suspensión y viajan distribuidas en la sección transversal. Por lo tanto, para que haya transporte sólido de fondo se requiere que  $(t_0)_c < t_0 < (t_0)'_c$ .

### 3.2.3 VELOCIDAD DE CAÍDA

Se denomina a la velocidad con la que cae una partícula sólida (Sedimento) en una masa fluida ilimitada y en reposo. La velocidad de caída varía con el tiempo, al iniciarse la caída de una partícula su movimiento es acelerado. En una partícula su velocidad dependerá tanto de propiedades del fluido como de la partícula, así como de la aceleración de la gravedad  $g$ . Las propiedades determinantes son: viscosidad  $\mu$  y densidad del fluido  $\rho$ , tamaño  $d$  y densidad  $\rho_s$  de la partícula.  $W = \varphi(\rho, \mu, d, \gamma_s)$

Existen diversos métodos para calcular la velocidad de caída de materiales, como la ecuación de Stokes:  $W = \frac{1}{18} \frac{(\rho_s - \rho) g d^2}{\mu}$  que solo es aplicable para partículas esféricas cuyo número de Reynolds de la partícula es menor o igual que 1. En el presente informe se utilizará el método propuesto por el HEC-18, el cual utiliza el gráfico de caída de velocidad en partículas de arena. (Véase socavación por contracción, Figura 4-8).

### 3.2.4 ACORAZAMIENTO DEL LECHO FLUVIAL

El acorazamiento es un fenómeno natural que bajo determinadas circunstancias se presenta en Lecho Vivo. Imaginemos el fondo del río constituido por partículas de diversa granulometría. En principio cada partícula empieza a moverse cuando la fuerza tractiva de la corriente iguala y luego excede la fuerza tractiva crítica de iniciación de movimiento. Como consecuencia resulta que para el flujo creciente, sobre un Lecho Vivo, en el que no haya transporte de sólidos aguas arriba se pondrán en movimiento sucesivamente las partículas empezando por las más finas, luego las medianas y así hasta llegar al máximo tamaño de partículas que puede ser movida por el caudal existente.

Al llegar a este momento se tendrá que la capa superficial del lecho fluvial solo estará constituida por las partículas más gruesas, puesto que las finas fueron arrastradas por la corriente: se dice entonces que el lecho está acorazado (Véase Figura 3-5).

Bajo la capa superficial de acorazamiento, estará el lecho fluvial con la granulometría correspondiente a las condiciones originales. El mismo que aparecerá cuando se presente un caudal mayor

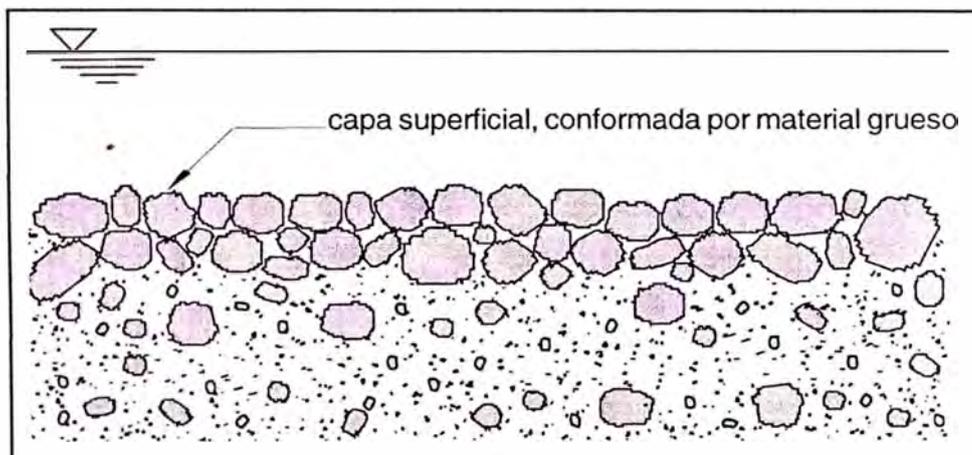


Figura 3-5: Acorazamiento del Lecho  
Fuente: Arturo Rocha – Introducción a la hidráulica Fluvial; Pág. 138

### 3.3 MODELAMIENTO HIDRÁULICO

El Modelamiento Hidráulico se realizó considerando un tramo recto, se describe a continuación los parámetros tomados en cuenta:

- El caudal de diseño fue dado por el especialista de hidrología, el cual fue determinado por el Método Regional, los caudales son:  $Q_{100} = 15,324\text{m}^3/\text{s}$  y  $Q_{500} = 20,680\text{m}^3/\text{s}$ .
- El valor del Coeficiente de resistencia o de Manning fue verificado, de acuerdo a las fotos observadas en el expediente, se recurrió a tablas de Richard H. French a lo cual se adoptó 0.30 (Véase Figura 3-1).
- Los Valores  $D_{50}$  y  $D_{84}$  se tomaron del expediente técnico, estos valores son: 0.25mm y 4.76mm respectivamente.
- El tramo de estudio fue inicialmente definido con 30 secciones transversales, aguas abajo se empezó en la progresiva 0 y se llegó

hasta la progresiva 1768.38 aguas arriba (500m aguas abajo hasta 1000m aguas arriba).

- Se añadieron secciones transversales por interpolación a cada 5m en promedio. El puente Billinghamst añadido fue colocado en la Progresiva 728.22m.
- Para la evaluación de los valores de socavación se hizo una distribución de flujo de 5, 10 y 5 tramos al margen izquierdo, central y derecho respectivamente.

Se realizaron 3 modelos Hidráulicos, los cuales se describen:

1. Modelamiento hidráulico 1: Río Madre de Dios.
  - Se realizó el modelamiento hidráulico del río Madre de Dios, el cual comprendió las secciones desde 500m aguas abajo hasta los 1000m aguas arriba sin considerar el aporte del río Tambopata.
  - Para las condiciones de borde se consideró que el flujo se comportaría como flujo subcrítico, lo cual se verifica con el Modelamiento.
  - La condición de borde aguas abajo fue de tirante normal y la pendiente se consideró igual al del expediente técnico del Proyecto de Puente Billinghamst,  $S = 2 / 10,000 = 0.0002$ .
2. Modelamiento hidráulico 2: Río Madre de Dios sin considerar el aporte del caudal del río Tambopata y con la pendiente calculada en modelamiento

Para Determinar la pendiente del Río Billinghamst se calculó una pendiente promedio utilizando la carta Nacional de IGN de Puerto Maldonado, la longitud desde La Curva de cota 180msnm a la Progresiva 0 de cota 160msnm es 13,309.26m aproximadamente, entonces, la pendiente promedio sería: 1.5 por mil = .0015. Esto fue necesario en vista de la poca información consistente hallada en el levantamiento topográfico para esta determinación.

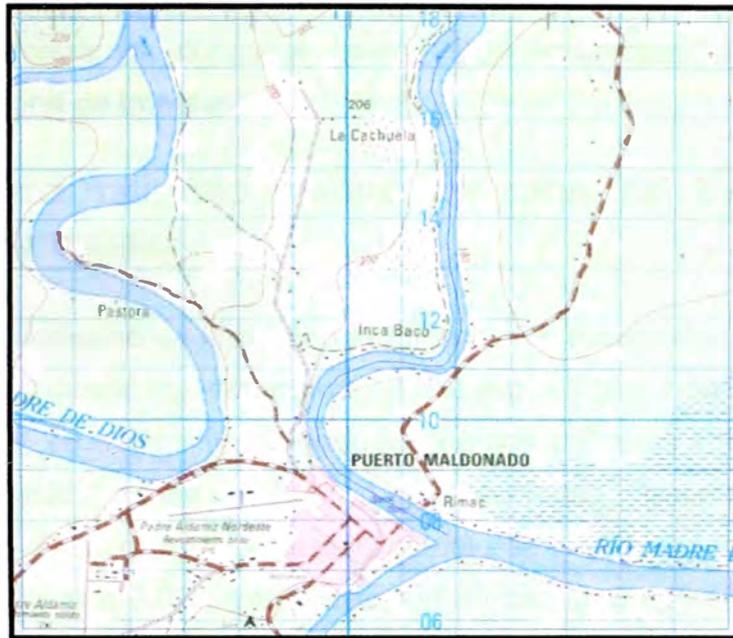


Figura 3-6: Determinación de Pendiente Promedio: Modelamiento 2  
Fuente: Carta Nacional IGN de Puerto Maldonado

3. Modelamiento hidráulico 3: Este modelamiento se desarrollo con el objetivo de observar en qué magnitud pueden variar los parámetros hidráulicos de diseño, la pendiente del río se calculo de acuerdo a la carta Nacional de IGN de Puerto Maldonado, y se considera el aporte del río Tambopata aguas abajo del río Madre de Dios.
  - El software HEC-RAS nos proporciona la opción de modelar el cauce considerando un aporte de caudal en una progresiva Los caudales del Río Tambopata calculados por el especialista de Hidrología fueron:  $Q_{100} = 3,919\text{m}^3/\text{s}$  y  $Q_{500} = 5,289\text{m}^3/\text{s}$ .
  - Para este modelamiento se ha considerado flujo subcrítico ingresándole la condición de borde aguas abajo. La pendiente S para el tirante normal se calculó con la ayuda de la Carta Nacional del IGN de Puerto Maldonado. (Véase Figura de anexos)
  - La contribución del caudal de río Tambopata se añadió a la progresiva 0.
  - Se observa que el aporte del río Tambopata causa un efecto de remanso en el Río Madre de Dios, elevando los tirantes desde 173.21m a 174.69m (1.48m).

El Modelamiento Hidráulico con los dos ríos confluyendo no ha sido evaluado, al no contar con información completa como es el levantamiento topográfico, batimétrico en la zona de intersección.

### **3.4 MODELAMIENTO DEL RÍO MADRE DE DIOS EN EL HEC-RAS; VARIABLES DE DISEÑO**

El modelamiento hidráulico se inicia con la información topográfica y batimétrica del río, a partir del mismo se determinará el Talweg, el cual nos representa el recorrido del fluido, se determina uniéndolo los puntos de cotas inferiores desde aguas arriba hacia aguas abajo. Las secciones transversales son perpendiculares al Talweg, en el presente estudio se han enumerado desde la sección 1 con progresiva 0.00 hasta la sección 30 con progresiva 1768.38m, tal distancia es medida en el Talweg, véase Tabla 3-1

Se describen los 5 pasos importantes necesarios en el desarrollo del modelo hidráulico

- Configuración del sistema fluvial
- Datos geométricos
- Ingreso de datos de flujo y condiciones de borde
- Ejecución de cálculos hidráulicos
- Visualización e impresión de resultados

**3.4.1 Configuración de sistema fluvial:** El nombre del río ingresado fue "Madre de Dios", al tramo se denominó "Puente Billinghamurst". El tramo fue inicialmente definido con 30 secciones transversales, aguas abajo se empezó en la progresiva 0 y se llegó hasta la progresiva 1768.38 aguas arriba. Se añadieron secciones transversales por interpolación, las cuales se marcan con un asterisco (\*), El puente Billinghamurst añadido fue colocado en la Progresiva 728.22m correspondiente a su ubicación.

**3.4.2 Datos geométricos:** Los datos geométricos necesarios consisten en información vinculada con el sistema fluvial (Esquema del sistema de Río), datos de sección transversal: coordenadas X-Y mirando aguas abajo (de acuerdo a nomenclatura), longitudes de tramos entre

progresivas y datos de la estructura hidráulica (Pilares, estribos, puente), véase Tabla 3-1.

**3.4.3 Ingreso de Datos de Flujo y Condiciones de Borde:** Finalizado el ingreso de los datos geométricos se ingresan los datos de flujo que sean requeridos como son: valores “n” de Manning, Caudal de diseño, coeficientes de contracción y expansión, etc.

Las condiciones de borde se requieren para realizar los cálculos, si se va a realizar un análisis de flujo subcrítico, entonces solamente las condiciones de borde aguas abajo son requeridas. Si se va a realizar un análisis de flujo supercrítico entonces solamente las condiciones de borde aguas arriba son requeridas, si se va a realizar cálculos con un régimen de flujo mixto, entonces se requieren ambas condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo

Los coeficientes de contracción y de expansión son usados por el programa para determinar las pérdidas de energía de transición entre dos secciones adyacentes, se recomiendan coeficientes de contracción y expansión gradual de 0.1 y 0.3 respectivamente, y para contracción y expansiones típicas en puentes los valores de 0.3 y 0.5 respectivamente. Para ubicaciones cercanas a puentes donde ocurren abruptos, los coeficientes pueden tomar valores mayores de 0.5 y 0.8 para contracciones y expansiones respectivamente.

***Datos Hidráulicos:***

Descripción del cauce: Bordes compuesto por pastura sin arbustos con pastos cortos. De acuerdo a la Figura 3.1 se estima un coeficiente de rugosidad: Manning = 0.030.

**LONGITUD DEL TRAMO HACIA AGUAS ABAJO DE LA SECCION**

Sección	Progresiva	LOB	DISTANCIA EN TALWEG	ROB
1	0	0	0	
2	118.47	174.23	118.47	10.01
3	168.47	50	50	50
4	218.47	50	50	50
5	291.81	181.64	73.34	0
6	341.81	50	50	50
7	391.81	50	50	50
8	441.81	50	50	50
9	491.81	50	50	50
10	541.81	50	50	50
11	591.81	0	50	0
12	641.81	50	50	50
13	784.16	119.59	142.35	148.91
14	834.17	50.01	50.01	50.01
15	884.18	50.01	50.01	50.01
16	934.19	50.01	50.01	50.01
17	984.12	49.93	49.93	49.93
18	1034.09	49.97	49.97	49.97
19	1084.06	49.97	49.97	49.97
20	1166.36	109.31	82.3	71.26
21	1281.89	80.71	115.53	109.25
22	1341.9	60.01	60.01	60.01
23	1401.91	60.01	60.01	60.01
24	1461.92	60.01	60.01	48
25	1522.29	60.02	60.37	60.54
26	1570.72	5.28	48.43	51.01
27	1620.75	50.03	50.03	50.03
28	1670.72	49.97	49.97	49.97
29	1720.72	50	50	50
30	1768.38	47.66	47.66	47.66

Tabla 3-1: Secciones, progresivas en el Talweg

# Capítulo

# 4

## CALCULO DE LA SOCAVACION

En general se denomina socavación a la remoción que efectúa el agua de las partículas sólidas constituyentes de un lecho fluvial y cuyo resultado es la profundización del cauce. La socavación puede ser local, General o por contracción y agradación o degradación del cauce.

Hay varias circunstancias típicas en las que se presentan alguna forma de socavación. Entre ellas se pueden señalar las siguientes

- a) **Aumento de caudal;** Cuando ocurre una avenida, o simplemente un aumento de caudal, también aumentan la velocidad media de la corriente, y en correspondencia, la fuerza tractiva y la capacidad de transporte. Es esta una forma de originarse la socavación, que puede conllevar a variaciones de la pendiente de un lecho hasta llegar al equilibrio, a un acorazamiento del lecho, a una socavación generalizada, a erosiones locales en determinados puntos, etc.

En los ríos de la selva es frecuente que las variaciones de caudal produzcan en lechos de material fino constantes fenómenos de agradación y degradación que se manifiestan usualmente con formaciones de meandros. El aumento de caudal es causa frecuente de socavación.

- b) **Interrupción del transporte sólido;** Un río tiene una tendencia hacia el estado de equilibrio, si por alguna circunstancia se interrumpe, o se disminuye el aporte sólido, el río conserva su capacidad de transporte, pero como posee menos sólidos los obtiene del lecho fluvial. La consecuencia es la socavación generalizada y la consiguiente profundización del cauce.
- c) **Estrechamiento del cauce;** Muchas veces por diversas circunstancias, se presenta el estrechamiento del ancho de un tramo fluvial, esto ocurre por ejemplo, cuando se ha ejecutado un encauzamiento del río en el que se ha exagerado la disminución del ancho del mismo. Otras veces los

estrechamientos excesivos tienen que ver con la construcción de puentes. Cualquiera que sea el origen del estrechamiento siempre determina una disminución de la sección transversal, lo que implica el aumento de la velocidad y de la capacidad de transporte de la corriente. El resultado es la profundización del cauce.

- d) **Flujo en curva**; En la margen exterior de una curva fluvial hay tendencia a la socavación. Por el contrario en la curva interior hay tendencia a la sedimentación. Estos son fenómenos propios de la dinámica fluvial. En algunos casos hay que contrarrestar sus efectos y en otros usarlos.

Los tipos de Socavación son:

- **Agradación o Degradación**: El cambio de lecho fluvial sobre grandes longitudes y periodo de tiempo debido a cambios, tales como presas, variación de la corriente diaria, la geomorfología del río. Estos procesos pueden ser naturales o inducidos por humanos.
- **Socavación General**: Es el resultado de la aceleración del flujo debido a una contracción, cierre parcial del cauce. Este tipo de socavación se refiere a la eliminación de material procedente del lecho y márgenes a través de la totalidad o la mayor parte de la anchura del canal.
- **Socavación Local**: Ocurre en los Pilares y/o Estribos como resultado de la obstrucción del flujo. Estas obstrucciones aceleran el flujo y crean vórtices que remueven el material alrededor de ellos. Generalmente las profundidades de socavación locales son mucho mayores que agradación/degradación o la General, a menudo alrededor del un factor de 10.

La Socavación Total es la suma de los 3 tipos de Socavaciones.

En general, el estudio de la socavación no es fácil, puesto que es un fenómeno tridimensional, impermanente en el que hay una gran interacción entre la corriente y el lecho que esta siendo socavado. A esto se aúna la granulometría variada del lecho. Para cálculo de la socavación en las cimentaciones del Puente Billinghamst se utilizarán los criterios dados por el HEC-18.

## 4.1 SOCAVACIÓN TOTAL

### 4.1.1 AGRADACIÓN Y DEGRADACIÓN DEL LECHO

Los cambios en la elevación del lecho a largo plazo pueden darse por una tendencia natural del flujo o por el resultado de alguna modificación en la geografía del cauce. Agradación y degradación no incluye el corte y relleno del cauce en el puente que podría ocurrir durante una avenida, el concepto es estimar el cambio en la elevación del lecho a largo plazo que ocurriría durante la vida útil de la estructura.

La tendencia a largo plazo puede cambiar durante el periodo de vida del puente, estos son el resultado de modificaciones de la corriente o la geografía, los mismos pueden ser el resultado de procesos naturales o actividades humanas, Se debe evaluar el estado actual de la corriente y la geografía y evaluar luego futuros cambio potenciales en el sistema fluvial.

Los factores que afectan los cambios son presas, reservorios (Aguas arriba o abajo del puente). Cambios en el uso de tierras de la cuenca hidrográfica (Urbanizaciones, deforestación, etc.), canalización, corte de meandros (natural o por el hombre), cambios en el canal aguas abajo del nivel base, desviación de la corriente en o fuera del cauce, reducción natural del sistema fluvial, la confluencia de un tributario, etc.

#### **Estimación de la Agradación y Degradación del Lecho:**

Para organizar una evaluación de la agradación y degradación del lecho, un enfoque del sistema fluvial puede ser usado, los tres enfoques son:

- 1) Una determinación cualitativa basada en la geomorfología general y mecanismos del río relacionados.
- 2) Un análisis de ingeniería geomorfológico usando relaciones cualitativas y cuantitativas establecidas para estimar el comportamiento probable del sistema fluvial para varios escenarios o futuras condiciones.
- 3) Modelos físicos o procesos físicos por computadora usando modelos matemáticos tales como BRI-STARS y el USACE HEC-6 para hacer

predicciones de los cambios cuantitativos en la elevación de la corriente debido a los cambios en el cauce y la geografía.

**Registro de Inspección del Puente:** Una informe de inspección semestral al cauce para el puente es un recurso excelente de datos para la evaluación de la tendencia a la agradación y degradación, también el registro de inspecciones para secciones del puentes en áreas o regiones similares deberían ser estudiados.

Donde el registro histórico es disponible, una aproximación usando los registros de la estación de medición es trazar en etapas los cambios a través del tiempo, Esta aproximación está referida a menudo para establecer un registro de medición específico, finalmente el registro de medición específico nos mostrará los cambios en el perfil del cauce a través del tiempo.

La geología y geomorfología del sitio necesita ser estudiada para determinar los potenciales cambios en la elevación del lecho en el sitio del puente, estas técnicas son:

- 1) Análisis del movimiento incipiente.
- 2) Análisis del potencial de acorazamiento.
- 3) Análisis de la pendiente de equilibrio.
- 4) Análisis de la continuidad en el transporte e sedimentos

Usando toda la información disponible se estima los cambios en la elevación del lecho en el sitio del puente, usualmente el periodo de diseño es para 100 años. Si lo estimado indica que habrá degradación, se usa la elevación después de la degradación como la elevación base para socavación general y local. Esto es, la socavación total debe incluir la degradación a largo plazo. Si lo estimado indica que existirá agradación entonces:

- 1) Informar al personal de inspección y mantenimiento.
- 2) Use elevaciones del terreno existentes como la base para el cálculo de socavación general y local.

### 4.1.2 SOCAVACIÓN GENERAL

Socavación General o por Contracción es la disminución en la elevación del lecho en la abertura del puente. No incluye la socavación localizada en las fundaciones o los cambios a largo plazo en la elevación del lecho (Agradación o Degradación). La socavación general podría no tener una profundidad uniforme a través de la abertura del puente, puede ser cíclica, es decir, puede haber un incremento o disminución de la elevación del lecho (corte y relleno) durante el paso de una inundación.

Normalmente, la socavación por contracción ocurre cuando la abertura del puente es menor que el área de flujo del canal aguas arriba y/o la llanura de inundación. Otras condiciones de socavación general puede resultar de la socavación relacionada con las características en planta el canal, flujo alrededor de una curva, control variable aguas abajo.

#### SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN:

Las ecuaciones están basadas en el principio de la conservación de transporte de sedimentos (Continuidad). Las dos condiciones de socavación general:

- **Socavación en Agua Clara:** Ocurre cuando no existe movimiento del material del lecho, en general el lecho no se erosiona, solo existe la socavación en estribos y pilares.
- **Socavación de Lecho Vivo:** ocurre cuando el material del lecho del río están moviéndose.

Existen 4 condiciones de socavación por contracción en la ubicación del puente dependiendo del tipo de contracción y de si se tiene flujo en llanura de inundación o puente de alivio. La socavación puede ser evaluada usando dos ecuaciones básicas: (1) Socavación de Lecho Vivo y (2) Socavación en Agua Clara.

Para cualquiera de las condiciones, es necesario determinar si el flujo en el canal principal o el área de llanura de inundación aguas arriba del puente está transportando material del lecho o no, luego aplicar la ecuación apropiada con la variables definidas acorde a la ubicación de la socavación por contracción.

Para determinar si el flujo aguas arriba del puente está transportando material del lecho, se debe calcular la velocidad crítica para el inicio de movimiento  $V_c$  para el tamaño  $D_{50}$  del material del lecho, siendo comparada con la velocidad  $V$  del flujo. Si la velocidad crítica es mayor ( $V_c > V$ ) entonces existirá la contracción en Agua Clara, caso contrario se presentará la socavación de Lecho Vivo,

Para calcular la velocidad crítica se sigue la siguiente ecuación:

$$V_c = K_u y^{1/6} D^{1/3}$$

Donde:

- $V_c$ : Velocidad crítica sobre la cual el material del lecho de un tamaño  $D$  o menor será transportado, m/s
- $y$ : Tirante medio Hidráulico aguas arriba del Puente, m.
- $D$ : Tamaño de la partícula para  $V_c$ , m.
- $D_{50}$ : Tamaño de la partícula del cual el 50% es menor, m.
- $K_u$ : 6.19 SI de unidades
- $K_u$ : 11.17 Unidades inglesas

La profundidad de socavación por contracción de Lecho Vivo puede verse limitada debido al acorazamiento del lecho por partículas de sedimentos grandes en el material de lecho o por transporte de sedimentos del material del lecho hacia la sección del puente. Bajo estas condiciones, la socavación por contracción de Lecho Vivo en el puente puede ser determinada calculando las profundidades de socavación usando tanto las ecuaciones en Agua Clara como de Lecho Vivo y se utiliza la menor de las profundidades.

#### Casos de Socavación Por Contracción:

1. Involucra el flujo de llanura de inundación en una llanura aluvial que está siendo forzada en el canal principal por el acercamiento al puente, incluye:
  - a. El ancho de cauce del río se estrecha, ya sea debido a los estribos del puente proyectándose en el canal o que el puente esté localizado en el estrechamiento del río (Fig. 4.1)

- b. No hay contracción del canal principal, pero el flujo de llanura de inundación del área está completamente obstruido por un terraplén (Fig. 4.2)
  - c. Los estribos está apartados del cauce. (Figure 4.3).
2. El flujo se limita al canal principal (es decir, no hay flujo de llanura de inundación). El ancho normal de cauce del río se estrecha debido al mismo puente o la ubicación del puente está situado en un estrecho del río. Fig. 4.4 y 4.5
  3. Un puente auxiliar en la zona de llanura de inundación con poca o ningún material de transporte en la zona de llanura de inundación. (Socavación en Agua Clara). (Fig. 4.6)
  4. Un puente auxiliar sobre un flujo secundario en la zona de llanura de inundación con material de transportado (Fig. 4.7)

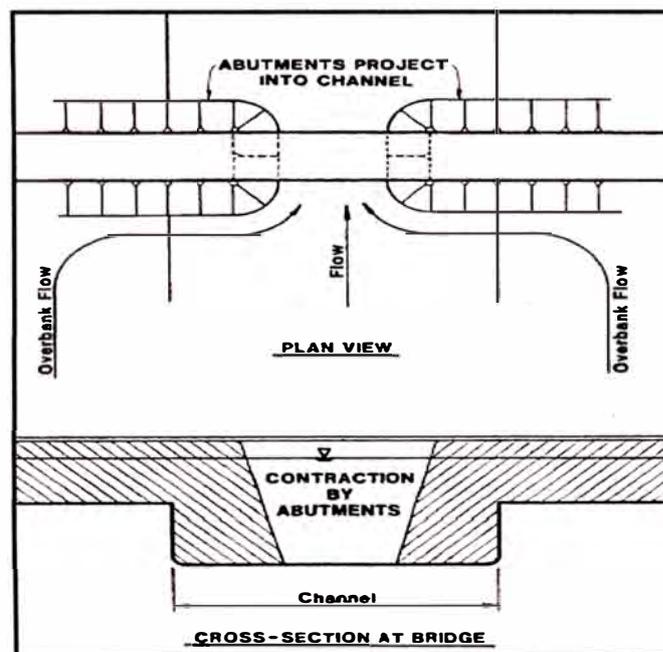


Figura 4-1 Caso 1a: Estribos Proyectados en el cauce

Fuente: FHWA Mayo 2001 – HEC 18

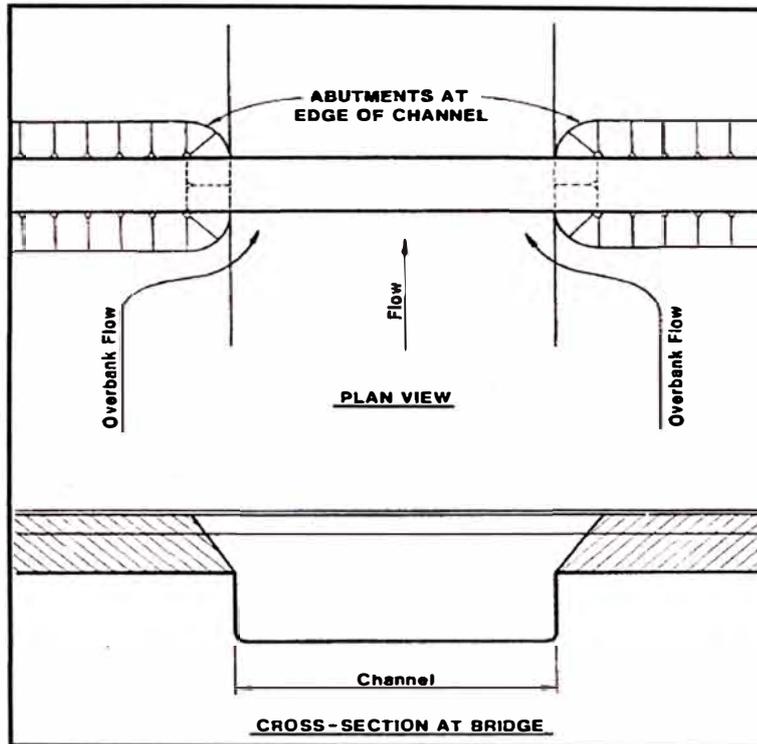


Figura 4-2 Caso 1b: Estribos al borde del cauce  
Fuente: FHWA Mayo 2001 – HEC 18

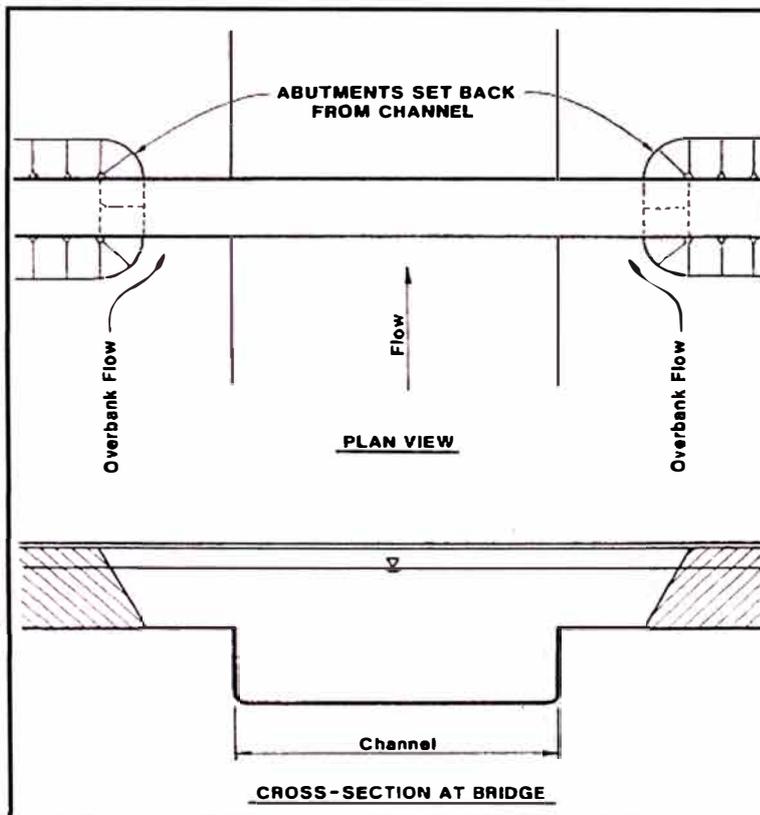


Figura 4-3 Caso 1c: Estribos retirados del cauce  
Fuente: FHWA Mayo 2001 – HEC 18

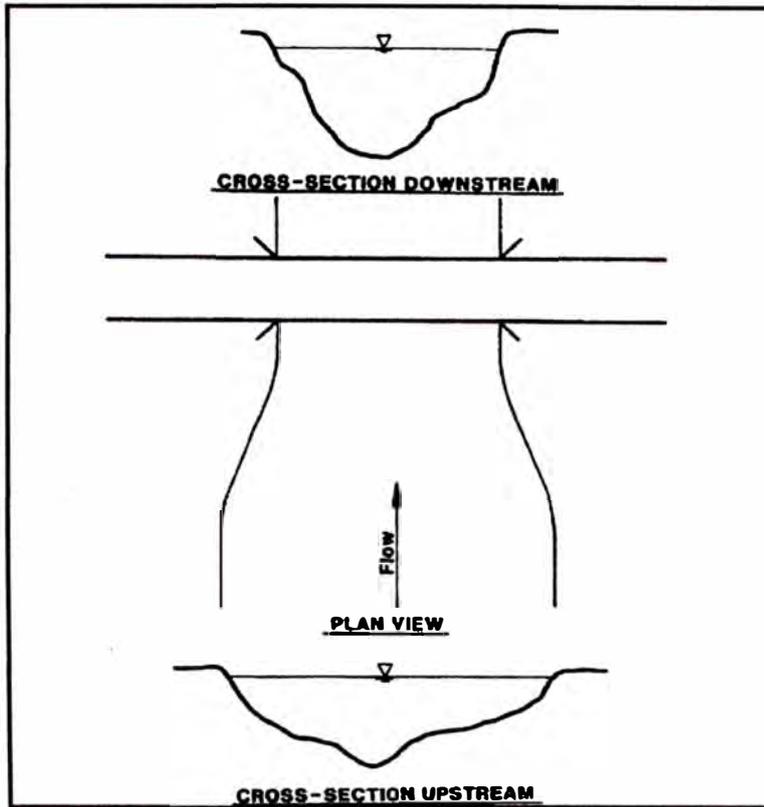


Figura 4-4 Caso 2a: Río estrecho  
Fuente: FHWA Mayo 2001 – HEC 18

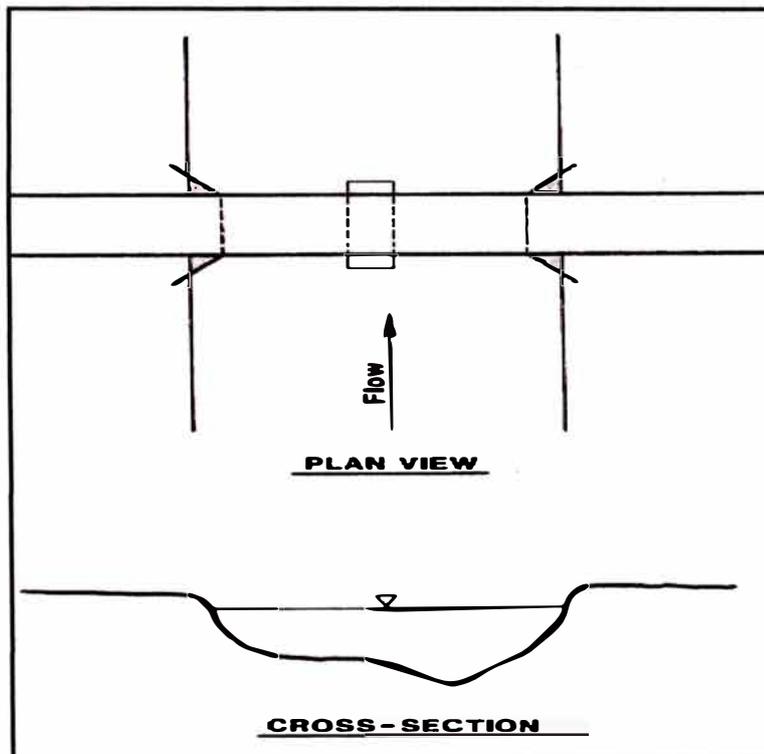


Figura 4-5 Caso 2b: Estribos o Pilares del puente limitan el Flujo  
Fuente: FHWA Mayo 2001 – HEC 18

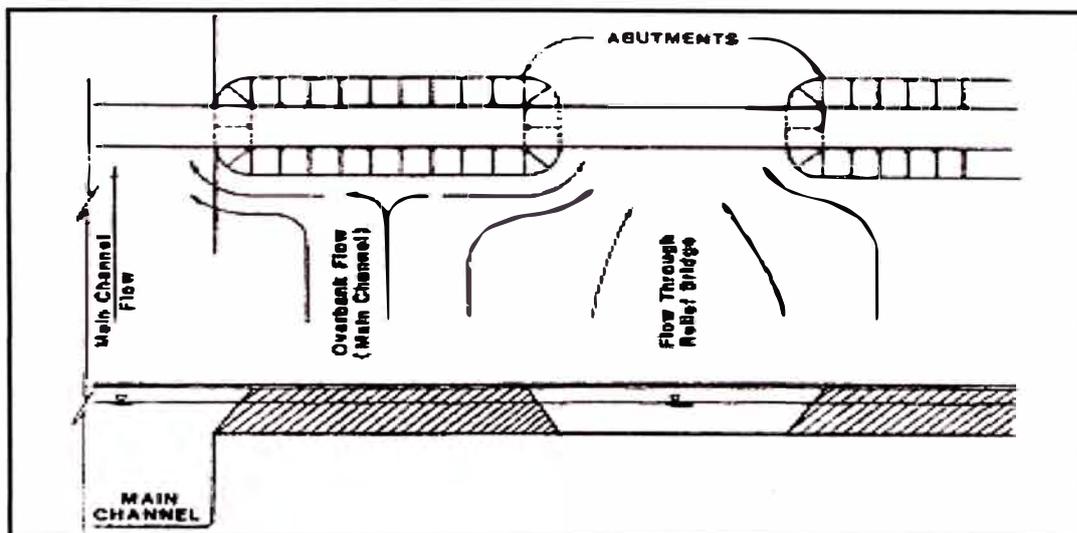


Figura 4-6 Caso 3: Puente de alivio sobre llanura de inundación

Fuente: FHWA Mayo 2001 – HEC 18

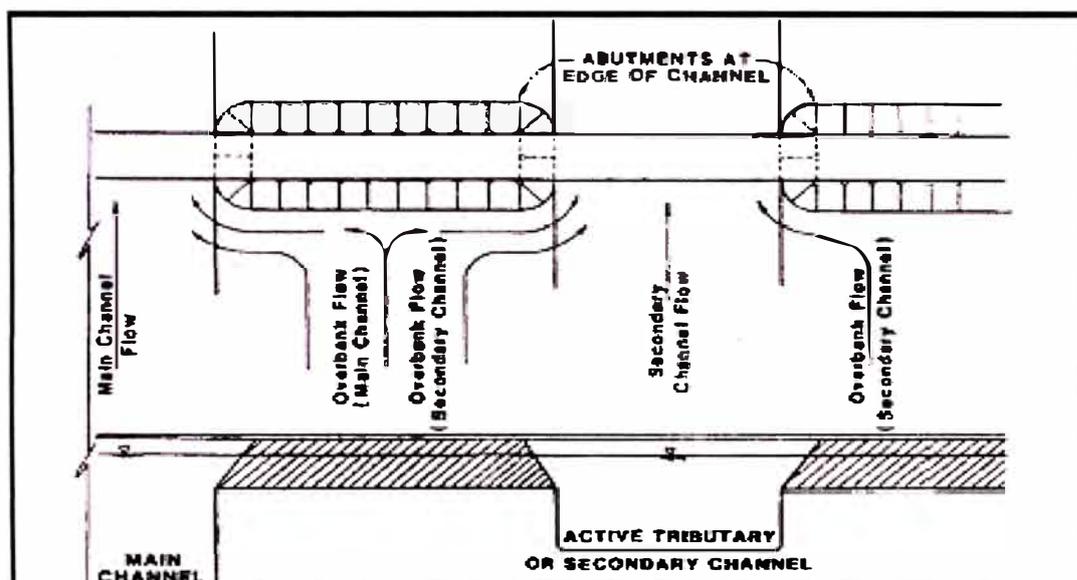


Figura 4-7 Caso 4: Puente de alivio sobre cauce secundario

Fuente: FHWA Mayo 2001 – HEC 18

De acuerdo a las condiciones de los estribos del Puente Billinghamurst nos encontramos en el caso 1c: Estribos retirados del cauce.

### SOCAVACIÓN DE LECHO VIVO

El HEC-18 recomienda la ecuación modificada de Laursen de 1960 para una larga contracción. La modificación es la eliminación de la relación de Manning. La ecuación asume que el material del lecho está siendo transportado para la sección aguas arriba.

Donde:

$$\frac{y_2}{y_1} = \left( \frac{Q_2}{Q_1} \right)^{5/7} \left( \frac{W_1}{W_2} \right)^{K_1} \quad y_s = y_2 - y_0$$

- $y_1$  Tirante medio Hidráulico aguas arriba en el canal principal, m.
- $y_2$  Tirante medio Hidráulico en la sección contraída, m.
- $y_0$  Profundidad existente en la sección contraída antes de la socavación, m.
- $y_0$  Promedio de profundidad de socavación por contracción.
- $W_1$  Perímetro Mojado aguas arriba del canal principal que está transportando material del lecho, m.
- $W_2$  Perímetro Mojado del canal principal en la sección contraída menos el ancho del pilar, m.
- $Q_1$  Flujo en el canal aguas arriba transportando sedimentos, m<sup>3</sup>/s.
- $Q_2$  Flujo en el canal contraído, m<sup>3</sup>/s.
- $K_1$  Exponente, que se determina en la siguiente tabla:

$V_x / \omega$	$K_1$	Modo de material en Lecho Transportado
< 0.50	0.59	Mayormente en contacto con material del lecho desprendido
0.50 a 2.0	0.64	Algunos suspendidos con material del lecho desprendido
> 2.00	0.69	Mayormente Suspendido con material del lecho desprendido

Tabla 4-1: Cálculo del Exponente de Lecho Vivo en socavación Por Contracción  
Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC - 18

Donde:

- $V_x$  Velocidad de corte en la sección aguas arriba, m/s (ft/s)  $(\tau_0/\rho)^{1/2} = (gy_1 S_1)^{1/2}$
  - $\omega$  Velocidad de caída del material del lecho basado en el  $D_{50}$ , m/s.
- Para velocidades de caída en el sistema ingles (ft/s) multiplicar  $\omega$  in m/s por 3.28.
- $g$  Aceleración de la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)
  - $S_1$  Pendiente de energía del canal principal, m/m
  - $\zeta_0$  Esfuerzo cortante en el lecho, Pa (N/m<sup>2</sup>)
  - $\rho$  Densidad del agua (1000kg/m<sup>3</sup>)

## Notas:

1.  $Q_2$  puede ser el flujo total que pasa a través de la abertura del puente para los casos 1a y 1b. No es el flujo total en el caso 1c. Para el caso 1c la socavación por contracción debe ser calculada separadamente para el canal principal y el área de inundación izquierda y/o derecha.
2.  $Q_1$  es el caudal en el canal principal aguas arriba del puente, no incluye el caudal de llanura de inundación.

3. De la ecuación Inicial de Laursen: 
$$\frac{y_2}{y_1} = \left( \frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left( \frac{W_1}{W_2} \right)^{k_1} \left( \frac{n_2}{n_1} \right)^{k_2}$$

La relación de Manning es eliminada de la Ecuación inicial de Laursen de Lecho Vivo, Este hecho fue siguiendo las siguientes razones:

La relación puede ser significativa para una condición de transporte de dunas en el cauce aguas arriba y un correspondiente lecho plano, dunas y antidunas "lavadas" en el cauce contraído. Sin embargo, la ecuación de Laursen no tiene en cuenta correctamente el incremento de transporte que ocurrirá como resultado del aplanamiento del lecho. (Que disminuye la resistencia al flujo, incrementa la velocidad y el transporte de material de lecho en el puente). Esto es, la ecuación de Laursen indica una disminución la socavación para este caso, mientras que en la realidad, debería haber una disminución en la profundidad de socavación. Además, en avenidas, una forma de lecho plano será usual aguas arriba y a través del puente, y los valores de  $n$  de Manning serán iguales. Es por esta razón que la relación de rugosidades no es recomendada por el HEC-18.

4.  $W_1$  y  $W_2$  no son siempre fáciles de definir, en algunos casos, de acuerdo al HEC-18, es aceptable usar el ancho superficial "T" del canal principal para definir estos anchos. Sea que se use el ancho superficial o perímetro mojado es importante ser consistentes, de modo que  $W_1$  y  $W_2$  se refieran bien al perímetro mojado o ancho superficial.
5. El ancho promedio de la abertura del puente ( $W_2$ ) es tomado normalmente como el ancho de superficial restado del ancho de los pilares.
6. La ecuación de Laursen sobreestima la profundidad de socavación en el puente si el puente está localizado aguas arriba de una contracción natural o

si la contracción es el resultado de los pilares o estribos del puente. Sin embargo en este momento es la mejor ecuación disponible (HEC-18).

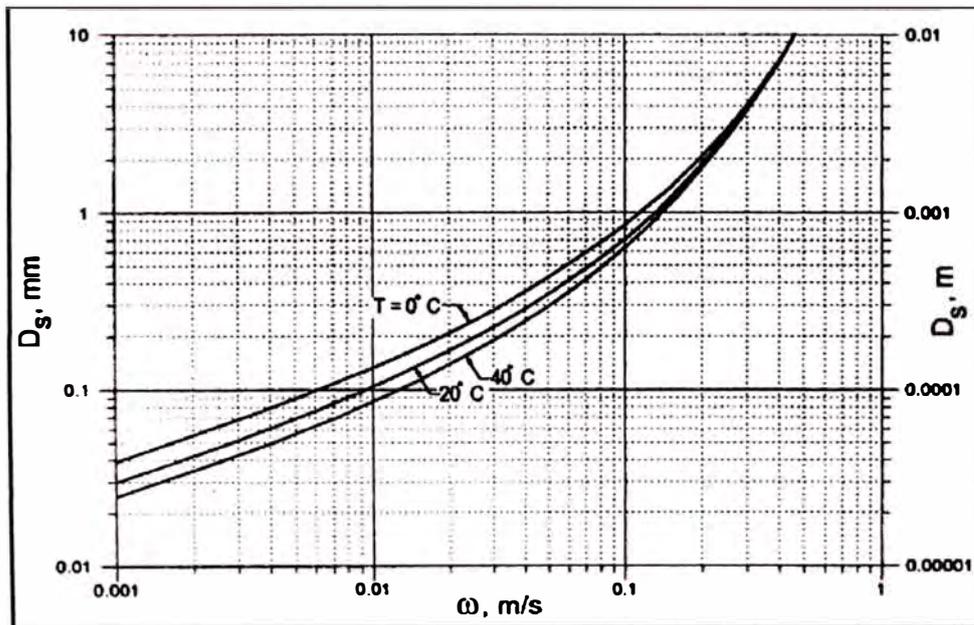


Figura 4-8: Velocidad de Caída de las partículas vs gravedad específica de 2.65

Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC - 18 – Pág. 5.11

## SOCAVACIÓN EN AGUA CLARA

La ecuación recomendada para el cálculo de socavación en Agua Clara está basada en el desarrollo sugerido por Laureen

$$y_2 = \left[ \frac{K_u Q^2}{D_m^{2/3} W^2} \right]^{3/7} \quad y_s = y_2 - y_0$$

- $y_2$  tirante medio en la sección contraída
- $y_0$  Profundidad existente en la sección contraída
- $Q$  flujo en la sección
- $D_m$  Diámetro de la más pequeña partícula no transportable el lecho. (1.25  $D_{50}$ ) en la sección contraída
- $D_{50}$  Diámetro medio del material del lecho
- $W$  Perímetro Mojado de la sección contraída menos ancho de pilares.

$K_u$  0.025 SI unidades; 0.0077 Unidades Inglesas.

### 4.1.3 DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL

#### MECANISMOS DE SOCAVACIÓN

Los mecanismos básicos causantes de la socavación local en pilares en general, se deben a la separación del flujo y la formación de estructuras de remolinos o de un sistema de vórtices, los cuales se desarrollan alrededor del pilar.

Dependiendo del tipo del pilar y las condiciones del flujo de la corriente, la estructura de los remolinos puede ser compuesto de uno o de los dos sistemas básicos: El sistema de vórtices herradura y el sistema de vórtices en la estela.

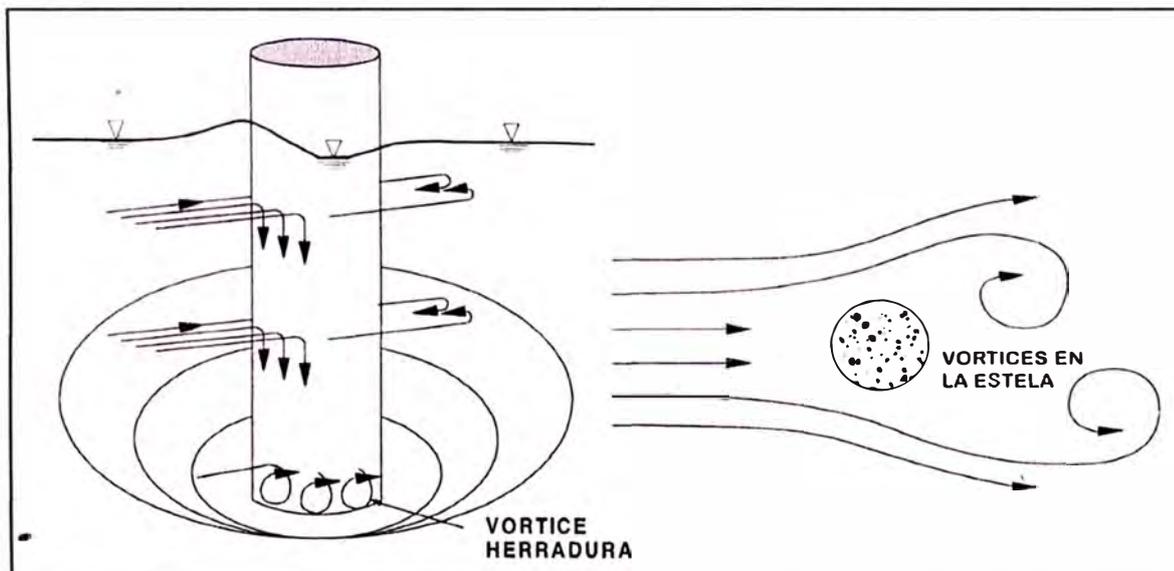


Figura 4-9: Representación de la Socavación en Pilares

Fuente: Arturo León Cuba – Socavación alrededor de pilares Cilíndricos en Lechos No cohesivos; Pág. 22

El sistema de vórtices herradura se produce por el fuerte gradiente de presiones inducido por el pilar en la porción aguas arriba del pilar, si dicho gradiente es lo suficientemente grande, causa una separación tridimensional de la capa límite, arriba del pilar. Normalmente ese efecto se extiende sustancialmente solo en la mitad superior del pilar, pero en ciertas circunstancias puede abarcar un poco más abajo, llegando incluso a superponer efectos con los del vórtice tipo estela. El eje de giro vórtice herradura tiende a ser horizontal. Este vórtice es casi siempre el responsable de la máxima socavación local. Su efecto se observa como pepitas de sedimentos pulsados alrededor del pilar.

Los sistemas de vórtices en la estela tienen ejes verticales y se desarrollan en la parte posterior del pilar. Estos vórtices se generan por la separación de la capa límite del contorno del pilar. La intensidad de los vórtices en la estela disminuye rápidamente aguas abajo a medida que se alejan del pilar. Esto explica la frecuente deposición de material detrás del pilar.

#### 4.1.4.1 SOCAVACIÓN LOCAL EN PILARES:

La socavación local en pilares es una función de las características del material del lecho, configuración del fondo, características del flujo, propiedades del fluido, y de la geometría del pilar. Las características del material del lecho son: granulares o no granulares, cohesivo o no cohesivo, erosionable o roca no erosionable. El material granular del lecho varía en tamaño de sedimentos a grandes bloques de rocas y es caracterizado por el  $D_{50}$  y un tamaño grueso, como el  $D_{90}$ . EL material cohesivo del lecho se compone de limo y arcilla, posiblemente con algunas de arena. Las rocas pueden ser sólidas, masivas o fracturadas.

Las características del flujo son la velocidad y la profundidad aguas arriba del pilar, el ángulo que el vector velocidad hace en el pilar (ángulo de Aviajamiento), y la superficie libre o Presión de flujo. Las propiedades del flujo son viscosidad y la tensión superficial, que para el caso de campo puede ser ignorado.

Las características geométricas del pilar son su tipo, dimensiones, y forma. Tipos de pilares incluyen columna única, múltiples columnas, o rectangular.

Una comparación gráfica por Jones de las más comunes ecuaciones se da en la figura 4-10. Algunas de las ecuaciones tienen a la velocidad como una variable, normalmente en forma de Número de Froude. Sin embargo, algunas ecuaciones, Como la de Laursen no incluyen la velocidad. Se utilizó un número de Froude de 0,3 para los efectos de la comparación común. Jones también comparó las ecuaciones con los datos disponibles sobre el terreno. **Su estudio mostró que la ecuación HEC-18 envuelve todos los datos,** pero dio valores más bajos de socavación que de Jain y Fischer, Laursen, Melville y Sutherland, y las ecuaciones de Neill. La ecuación del HEC-18 incluye la velocidad del flujo aguas arriba del pilar incluido el Número de Froude en la ecuación.

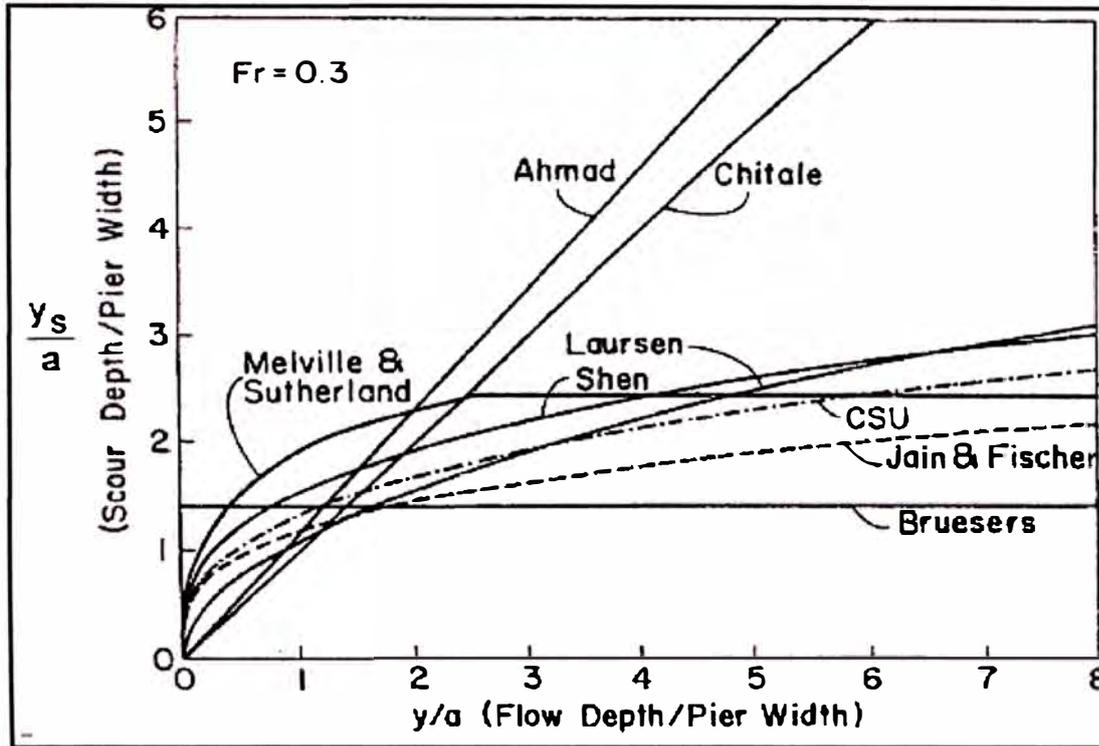


Figura 4-10: Comparación de Ecuaciones de Socavación para relaciones de profundidades variables ( $y/a$ ) (Después de Jones); Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC 18; pág. 6.2

### DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILARES:

Para determinar la socavación local, la ecuación recomendada por el HEC-18 es para flujo en Agua Clara y de Lecho Vivo es del CSU (Colorado State University):

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left( \frac{a}{y_1} \right)^{0.65} Fr_1^{0.43}$$

Donde:

- $y_s$ : Profundidad de Socavación, m.
- $y_1$ : Tirante de Agua aguas arriba del Pilar, m.
- $K_1$ : Factor de Corrección – Forma del Pilar
- $K_2$ : Factor de Corrección – Ángulo de aviajamiento
- $K_3$ : Factor de Corrección – Condiciones del Lecho
- $K_4$ : Factor de Corrección – Tamaño del material del lecho
- $a$ : Ancho del Pilar
- $L$ : Longitud del Pilar

$Fr_1$ : Número de Froude aguas arriba del Pilar  
g: Aceleración de la gravedad

$$V_1 / (gy_1)^{1/2}$$

**Factor  $K_2$ :** De acuerdo al HEC - 18 Se calcula usando la siguiente ecuación:

$$K_2 = (\cos \theta + L / a \sin \theta)^{0.65}$$

- Si la relación  $L/a$  es mayor que 12, se usa  $L/a = 12$  como valor máximo.

**Forma de Los Pilares:**

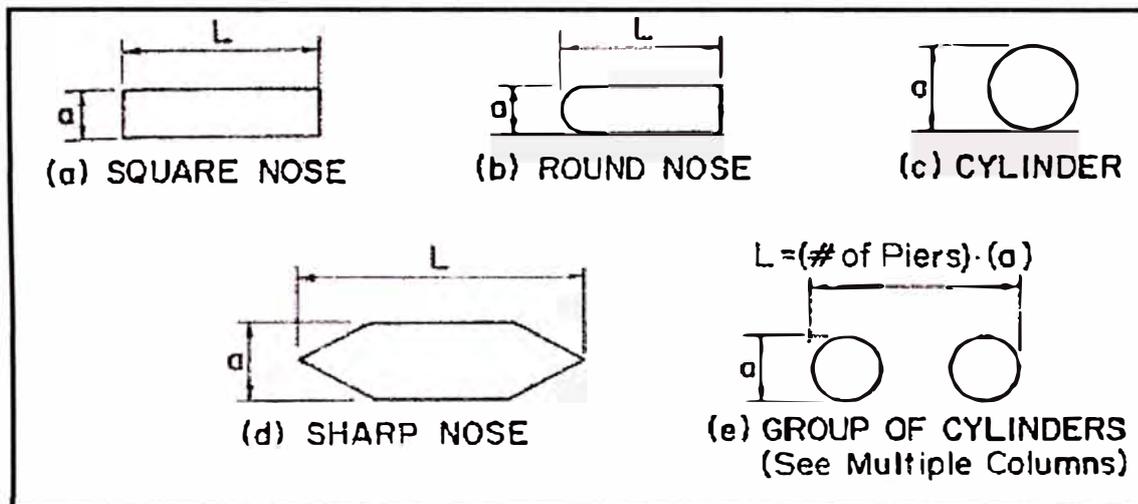


Figura 4-11: Forma de los Pilares de un Puente  
Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC 18; pág. 6.4

**Determinación de los factores:**

Factor de Corrección $K_1$	
Forma del Pilar	$K_1$
Rectangular	1.1
Nariz redondeada	1.0
Circular	1.0
Grupo de Cilindros	1.0
Nariz inclinada	0.9

Factor de Corrección $K_2$			
Ángulo	$L/a=4$	$L/a=8$	$L/a=12$
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.8	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

Tabla 4-2: Coeficientes de Corrección  $K_1$  y  $K_2$  para Socavación Local en Pilares  
Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC 18; pág. 6.5

Factor de Corrección $K_3$ : Incremento en Equilibrio de la profundidad de socavación en Pilares		
Condiciones del Lecho	Altura de Duna, m	$K_3$
Socavación en Agua Clara	N/A	1.1
Lecho plano y Flujo sin dunas	N/A	1.1
Dunas Pequeñas	$3 > H > .6$	1.1
Dunas Medianas	$9 > H \geq 3$	1.2 a 1.1
Dunas Grandes	$H \geq 9$	1.3

Tabla 4-3 Coeficientes de Corrección  $K_3$  para Socavación Local en Pilares

Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC 18; pág. 6.5

### FACTOR DE CORRECCIÓN PARA PILARES MUY AMPLIOS

Estudios en la profundidad de socavación en pilares indican que existen ecuaciones, incluyendo la HEC-18 que sobreestiman la profundidad de socavación. Johnson y Torrico sugieren la siguiente ecuación para el cálculo del factor de corrección para pilares amplios.

El factor de corrección debe ser aplicado cuando la relación: Tirante ( $y$ ) a ancho del pilar ( $a$ ) es menor que 0.80 ( $y/a < 0.80$ ); el radio: ancho del pilar ( $a$ ) a diámetro medio del material del lecho ( $D_{50}$ ) es mayor que 50 ( $a/D_{50} > 50$ ); y el Número de Froude es subcrítico.

$$K_w = 2.58 \left( \frac{y}{a} \right)^{0.34} Fr_1^{0.65} \quad \text{for } V / V_c < 1$$

$$K_w = 1.0 \left( \frac{y}{a} \right)^{0.13} Fr_1^{0.25} \quad \text{for } V / V_c \geq 1$$

Donde:

$K_w$ : Factor de Corrección, Las otras variables fueron definidas anteriormente.

## SOCAVACIÓN EN FUNDACIONES DE PILARES COMPLEJOS:

Se denominan Pilares Complejos al tipo de cimentación especial que está constituido por 3 componentes. Los Componentes de un pilar complejo se ilustran en la figura:

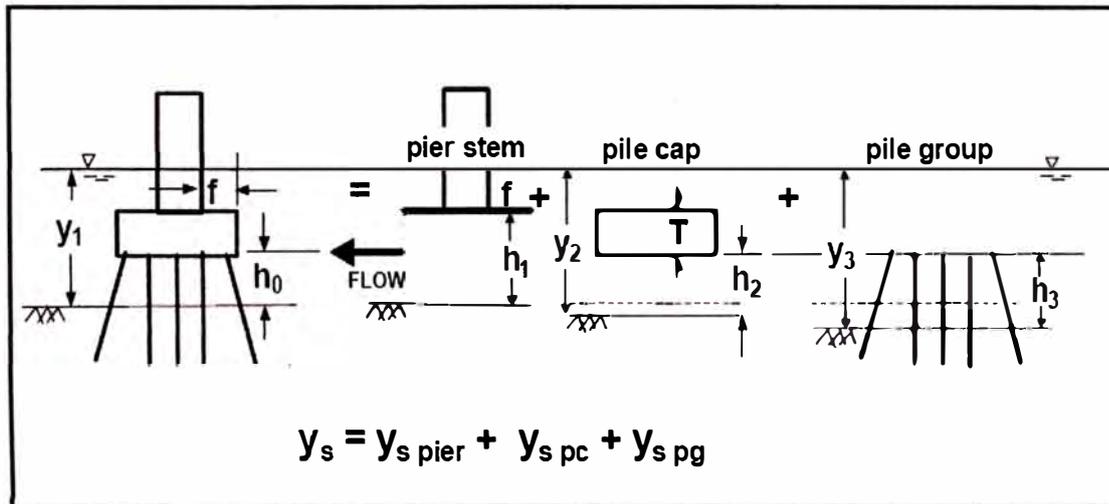


Figura 4-12: Definición de Componentes de socavación para Pilares Complejos

Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC 18; pág. 6.9

Las variables ilustradas en la figura son las siguientes:

f: Distancia entre bordes de la zapata y el pilar, m.

$h_0$ : Altura desde el lecho al borde inferior de la zapata en el inicio del modelamiento, m.

$h_1$ :  $h_0 + T$  = Altura desde el lecho al borde inferior del pilar antes de la socavación, m.

$h_2$ :  $h_0 + y_{s \text{ pier}}/2$  = Altura desde el lecho al borde inferior de la zapata después que los componentes de socavación en el pilar han sido evaluados, m.

$h_3$ :  $h_0 + y_{s \text{ pier}}/2 + y_{s \text{ pc}}/2$  = Altura del grupo de pilares desde el lecho después que los componentes de socavación en el pilar y la zapata han sido evaluados, m.

S: Espaciamiento entre columnas de pilares, de centro a centro de pilar, m.

T: Espesor de la zapata, m

$y_1$ : Tirante de agua al inicio del modelamiento, m.

$y_2$ :  $y_1 + y_{s \text{ pier}}/2$  = Tirante de agua ajustado para cálculos de socavación en la zapata, m.

$y_3$ :  $y_1 + y_{s \text{ pier}}/2 + y_{s \text{ pc}}/2 =$  Tirante de agua ajustado para cálculos de socavación en el grupo de pilotes, m.

$V_1$ : Velocidad de acercamiento usada al inicio del modelamiento, m/s.

$V_2$ :  $V_1(y_1/y_2) =$  Velocidad ajustada para cálculos de socavación en la zapata, m/s.

$V_3$ :  $V_1(y_1/y_3) =$  Velocidad ajustada para cálculos de socavación en el grupo de pilares, m/s.

$$y_s = y_{s \text{ pier}} + y_{s \text{ pc}} + y_{s \text{ pg}}$$

Donde:

$y_s$ : Socavación Total, m.

$y_{s \text{ Pier}}$ : Componente de Socavación para el pilar en el flujo, m.

$y_{s \text{ pc}}$ : Componente de Socavación para la zapata en el flujo, m.

$y_{s \text{ pg}}$ : Componente de Socavación para en grupo de pilares expuestos al flujo, m.

### **Descripción de las Cimentaciones tipo Complejas del Proyecto Puente Billinghamst.**

Los Pilares de los ejes 7 y 8, reciben el nombre de pilares tipo Complejo debido a que están compuestas por 3 componentes: Pilar Superior, Zapata y un grupo de Pilotes.

- El pilar está compuesto por dos columnas cilíndricas son de 3.00m de diámetro las cuales estarán empotradas en una zapata.
- Una Zapata octogonal alargada de 24.00m de largo, por 15.00m de ancho y 3.00m de alto,
- Un Grupo de pilares constituido por 24 pilotes de 1.85m de diámetro.

El fondo de la zapata está en la cota 167.366 msnm, con lo cual su fondo está por encima del nivel del Lecho.

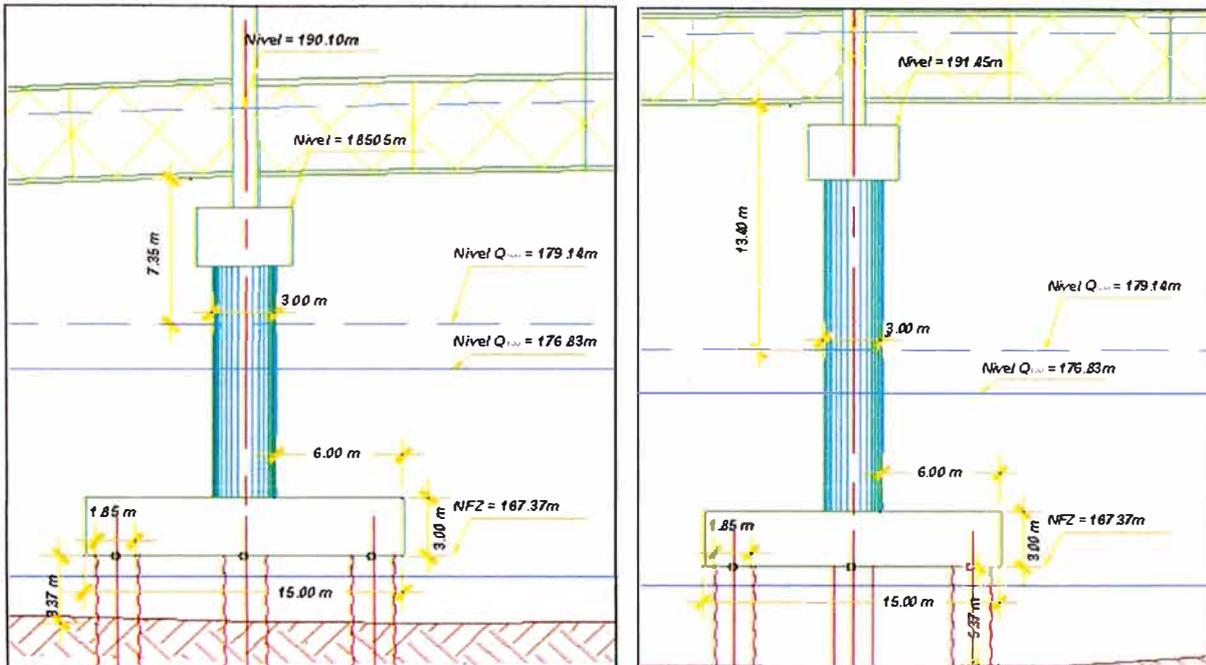


Figura 4-13 Esquema del Pilar Tipo Complejo: Eje 7 y 8

### 1. Determinación del Componente de Socavación en el Pilar:

El presente procedimiento se da cuando la zapata está sumergida en el flujo, el pilar está sometido a un tirante y a una velocidad del flujo que puedan causar socavación.

Ecuación:

$$\frac{y_{s\text{ pier}}}{y_1} = K_{h\text{ pier}} \left[ 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left( \frac{a_{\text{ pier}}}{y_1} \right)^{0.65} \left( \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}} \right)^{0.43} \right]$$

Donde:

$K_{h\text{ Pier}}$ : Coeficiente a tener en cuenta para la altura del pilar sobre el lecho y el efecto de blindaje por la zapata sobre una distancia "f" delante del pilar. (Figura 4-14).

Los demás parámetros han sido definidos anteriormente.

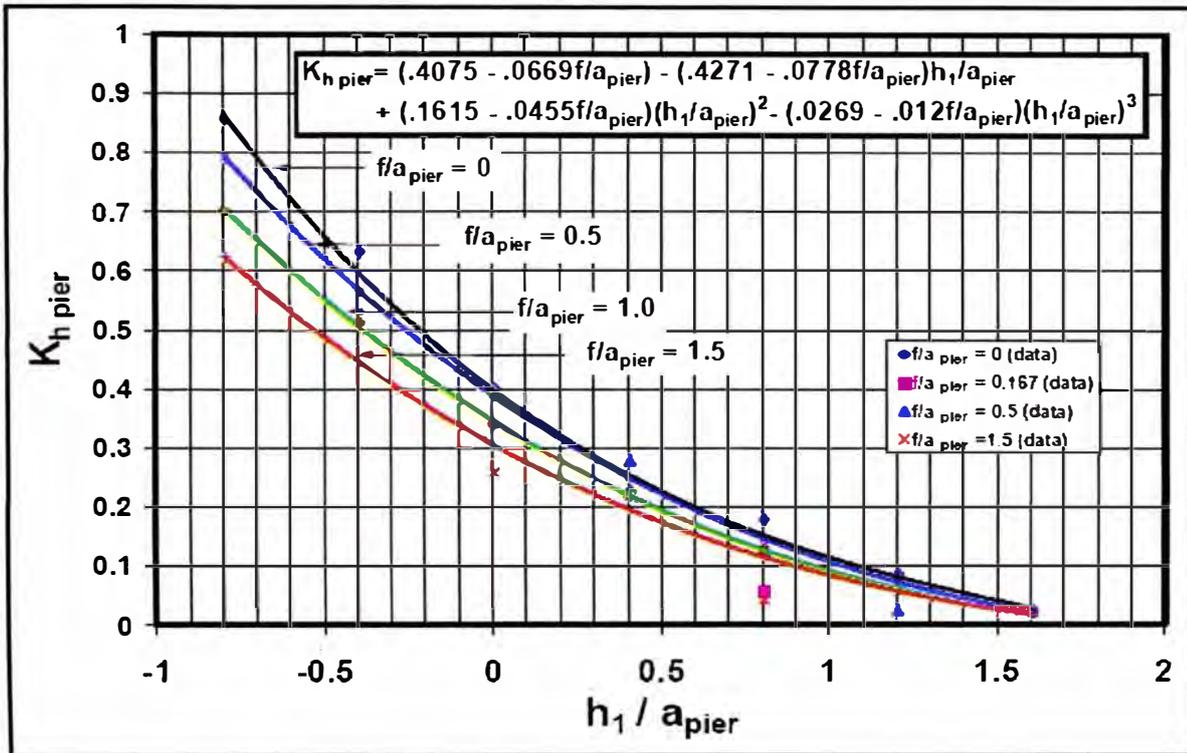


Figura 4-14: Relación de Socavación en Pilar Suspendido

Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC 18; pág. 6.10

## 2. Determinación del Componente de Socavación en la Zapata:

El presente procedimiento se da cuando la zapata está sumergida en el flujo por diseño o como el resultado de Agradación o Degradación, Socavación por contracción y/o socavación local atribuida al pilar sobre el. Hay 2 casos a considerar para estimar la socavación por la zapata, las cuales se calculan con la misma ecuación dada para socavación local en pilares, pero con conceptos adicionales para la determinación de variable a usarse.

1. **Caso a:** El fondo de la zapata está sobre el lecho y el flujo por diseño o después de que el lecho se ha reducido por socavación causada por los componentes del pilar sobre la zapata.

La metodología es reducir el ancho de la zapata a una profundidad de sólidos equivalente del ancho del pilar. Usando la figura 4-13. El ancho equivalente del pilar, un tirante ajustado  $y_2$ , y una velocidad ajustada  $V_2$ , son los usados en la ecuación de socavación en Pilares.

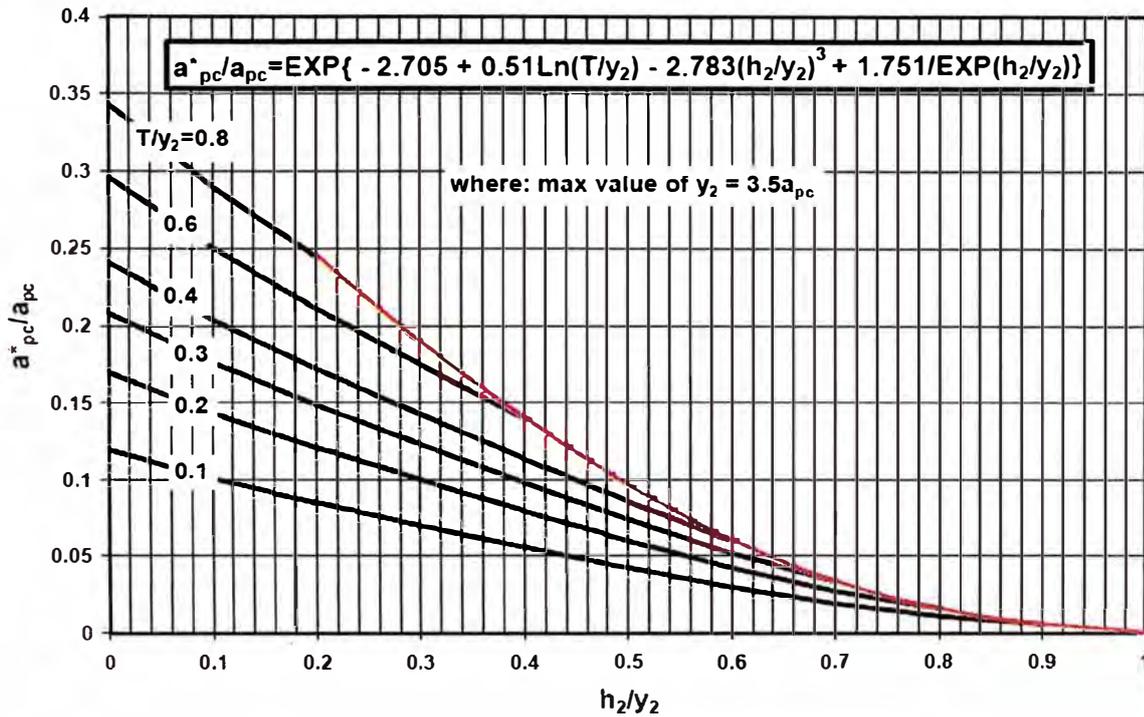


Figura 4-15: Ancho Equivalente de la Zapata  
Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC 18; pág. 6.11

2. **Caso b:** El fondo de la zapata esta sobre o bajo el lecho. La metodología es tratar a la zapata como un pilar corto en un flujo superficial de profundidad igual a la altura para la cima de la zapata sobre el lecho. La porción del flujo que va sobre la cima de la zapata es ignorada. Después el ancho de la zapata completa es usada en los cálculos, pero la altura expuesta  $y_f$  y la velocidad media  $V_f$  en la porción del perfil aproximándose a la cimentación son usados en la ecuación de socavación local en pilares.

En el presente informe se determinarán las socavaciones de los pilares de los ejes 7 y 8 mediante los criterios del caso a.

**Caso a: Fondo de la zapata en el flujo sobre el lecho.**

- T: Espesor de la zapata expuesta al flujo, m
- $h_2$ :  $h_0 + y_{s \text{ pier}}/2$ , m.
- $y_2$ :  $y_1 + y_{s \text{ pier}}/2 =$  Tirante de agua ajustados, m.
- $V_2$ :  $V_1(y_1/y_2) =$  Velocidad ajustada, m/s.
- $a_{pc}$ : Ancho de la zapata, m
- $a_{pc}^*$ : Ancho Equivalente de la zapata, m

Donde:

$h_0$ : Altura desde el lecho al borde inferior de la zapata en el inicio del modelamiento, m.

$y_1$ : Tirante de agua al inicio del modelamiento, m.

$y_{s \text{ Pier}}$ : Componente de Socavación para el pilar en el flujo, m.

$V_1$ : Velocidad de acercamiento usada al inicio del modelamiento, m/s.

Determinar  $a_{pc}^*/a_{pc}$  de la figura 4-15 como una función de  $h_2/y_2$  y  $T/y_2$ . El máximo valor de  $y_2$  es  $3.5 a_{pc}$ . Calcular  $a_{pc}^* = (a_{pc}^*/a_{pc}) a_{pc}$ , calcular el componente de socavación en la zapata,  $y_{s \text{ pc}}$  con la ecuación:

$$\frac{y_{s \text{ pc}}}{y_2} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 K_w \left( \frac{a_{pc}^*}{y_2} \right)^{0.65} \left( \frac{V_2}{\sqrt{g y_2}} \right)^{0.43}$$

Para fundaciones con aviajamiento usar  $L/a$  para la zapata original como para la equivalente para determinar  $K_2$ . Se aplicará  $K_w$  si:

- La profundidad total  $y_2 < 0.8 a_{pc}^*$
- El número de Froude  $< 1$  y
- $a_{pc}^* > 50 D_{50}$ .

### 3. Determinación Del Componente De Socavación En Un Grupo De Pilotes:

Investigaciones por Salim, Jones y Smith han provisto una base para la determinación de la profundidad de socavación en un grupo de pilares tomando en consideración el espaciamiento entre pilares, el número de filas de pilares y un factor de altura para el diseño de la longitud expuesta del pilote al flujo. Se expondrá el análisis de los siguientes casos típicos:

1. Caso especial de pilotes alineados entres sí y con el flujo. No existe ángulo de ataque o aviajamiento.
2. Caso general del grupo de pilotes aviajados al flujo, con un ángulo de ataque, o un grupo de pilotes con filas de pilotes escalonadas.

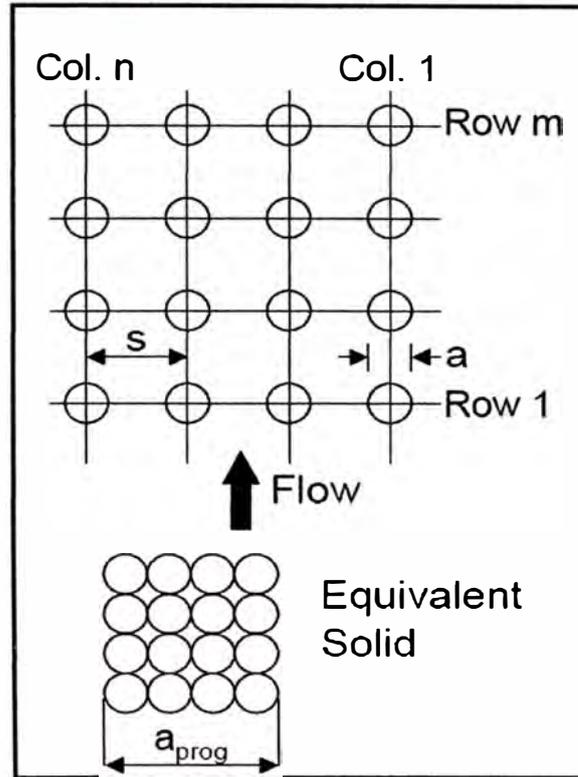


Figura 4-16: Ancho de pilotes Proyectado para el caso especial de flujo alineado  
Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC 18; pág. 6.15

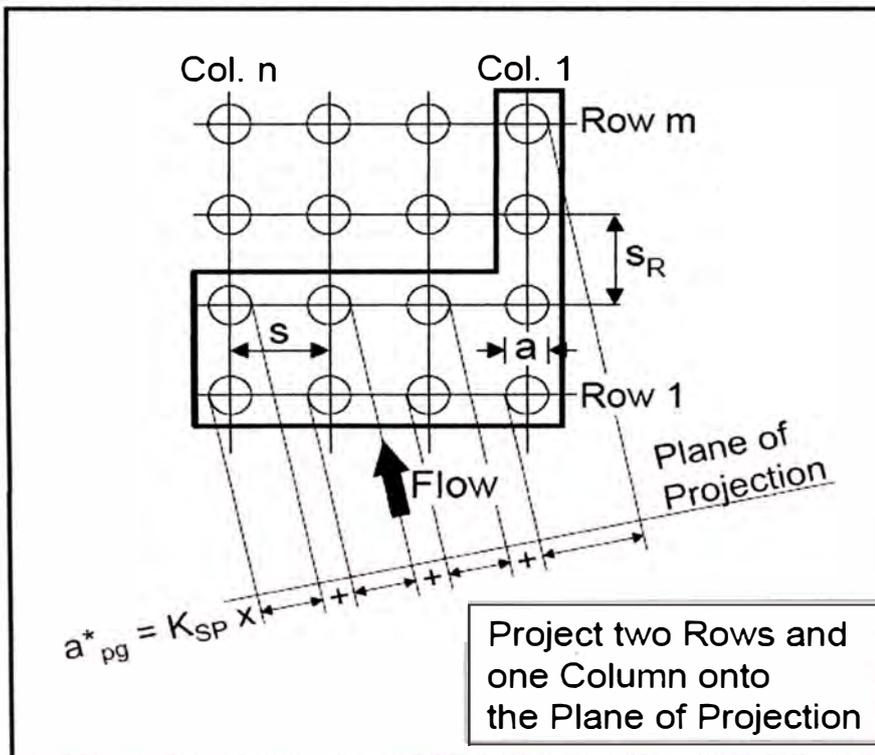


Figura 4-17: Ancho de pilotes Proyectado para el caso de flujo aviajado  
Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC 18; pág. 6.16

El procedimiento para la estimación del componente de socavación del grupo de pilotes es similar para ambos casos pero la técnica de determinación del ancho proyectado de los pilotes es más simple para el caso especial de pilotes alineados. La secuencia es la siguiente:

- Proyectar el ancho de los pilotes sobre un plano perpendicular al flujo.
- Determinar el ancho efectivo para el pilote equivalente que produciría la misma socavación si el grupo de pilares penetraron la superficie del agua.
- Ajustar el tirante, velocidad y altura expuesta del grupo de pilotes contados para los componentes de socavación de pilar y zapatas calculados.
- Determinar el factor de altura basado en la altura expuesta del grupo de pilares sobre el lecho.
- Calcular el componente de socavación de pilares usando la ecuación modificada.

Para el caso especial de pilotes alineados, el ancho proyectado,  $a_{proj}$  en un plano perpendicular al flujo es simplemente el ancho del grupo de pilares como se observa en la figura 4-16. Para el caso general, determinar que el grupo de pilotes podría ser representado por un equivalente pilar sólido que tiene un ancho efectivo,  $a_{pg}^*$  igual al factor espaciamiento por la suma de los espaciamientos entre proyecciones, la figura que ilustra lo descrito es la 4-17.

El ancho efectivo es el producto del ancho proyectado de pilares multiplicado por un factor de espaciamiento y el factor de alineamiento de filas.

$$a_{pg}^* = a_{proj} K_{sp} K_m$$

Donde:

- $a_{proj}$ : Suma de anchos proyectados de pilotes (ver figuras 4-16, 4-17), m
- $K_{sp}$ : Coeficiente de espaciamiento del pilote. (Figura 4-18)
- $K_m$ : Coeficiente para el número de filas alineadas (Figura 4-19)
- $K_m$ : 1 para aviajamiento o grupo de pilotes escalonados.

El tirante ajustado y la velocidad a ser usados en la socavación del grupo de pilotes son:

$$y_3 = y_1 + y_{s \text{ pier}}/2 + y_{s \text{ pc}}/2, \text{ m.}$$

$$V_3 = V_1(y_1/y_3), \text{ m/s.}$$

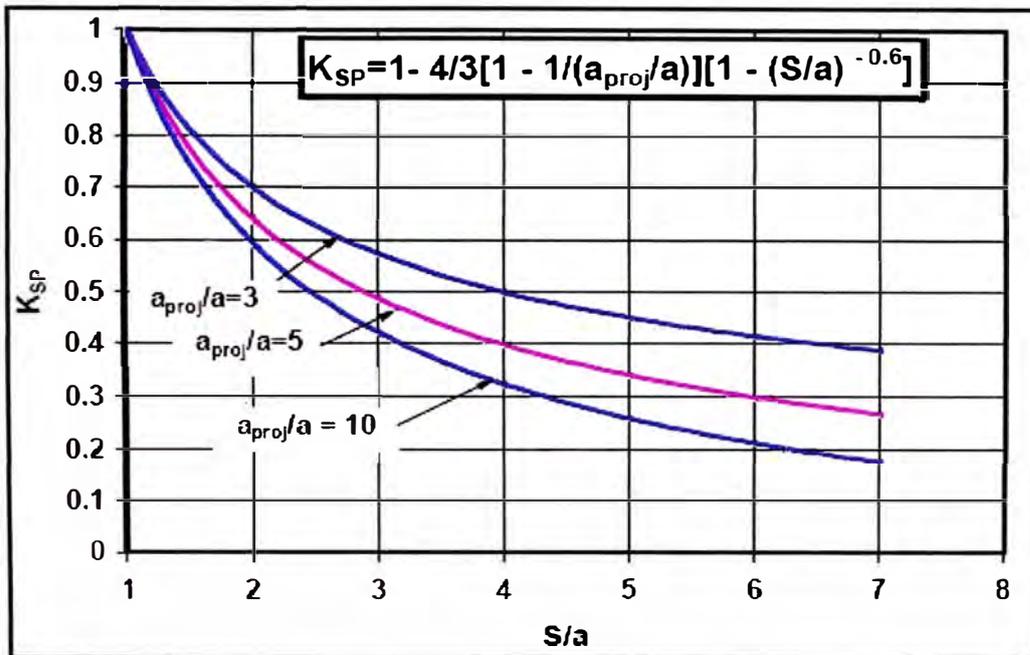


Figura 4-18: Factor de espaciamento del pilote

Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC 18; pág. 6.17

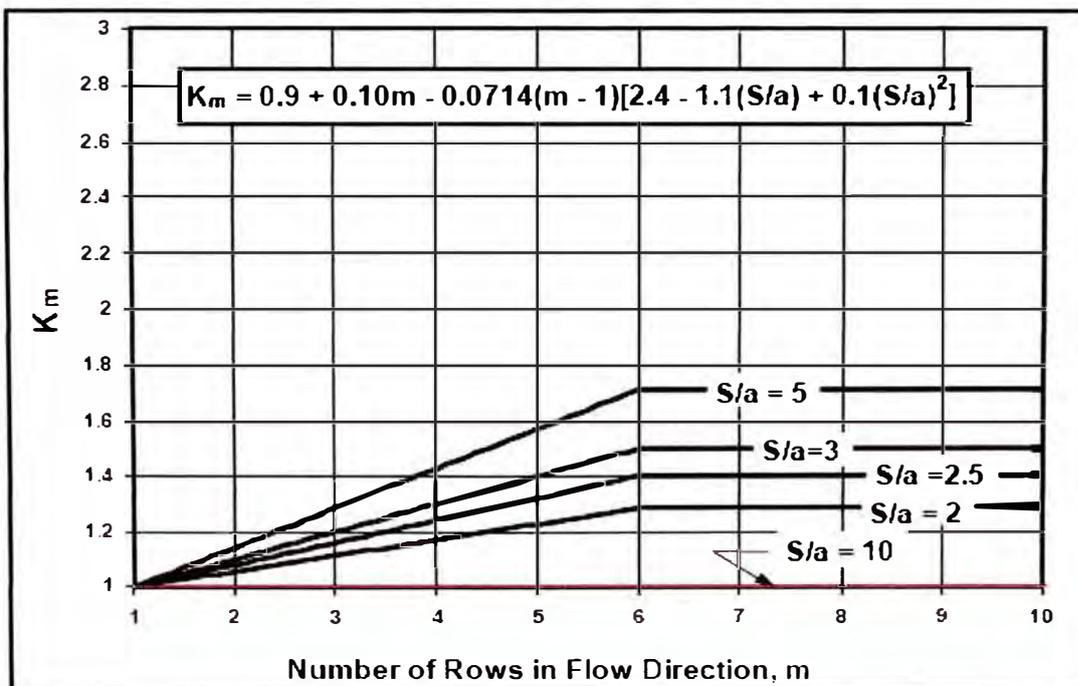


Figura 4-19: Factor de ajuste para el número de filas alineadas de pilotes

Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC 18; pág. 6.18

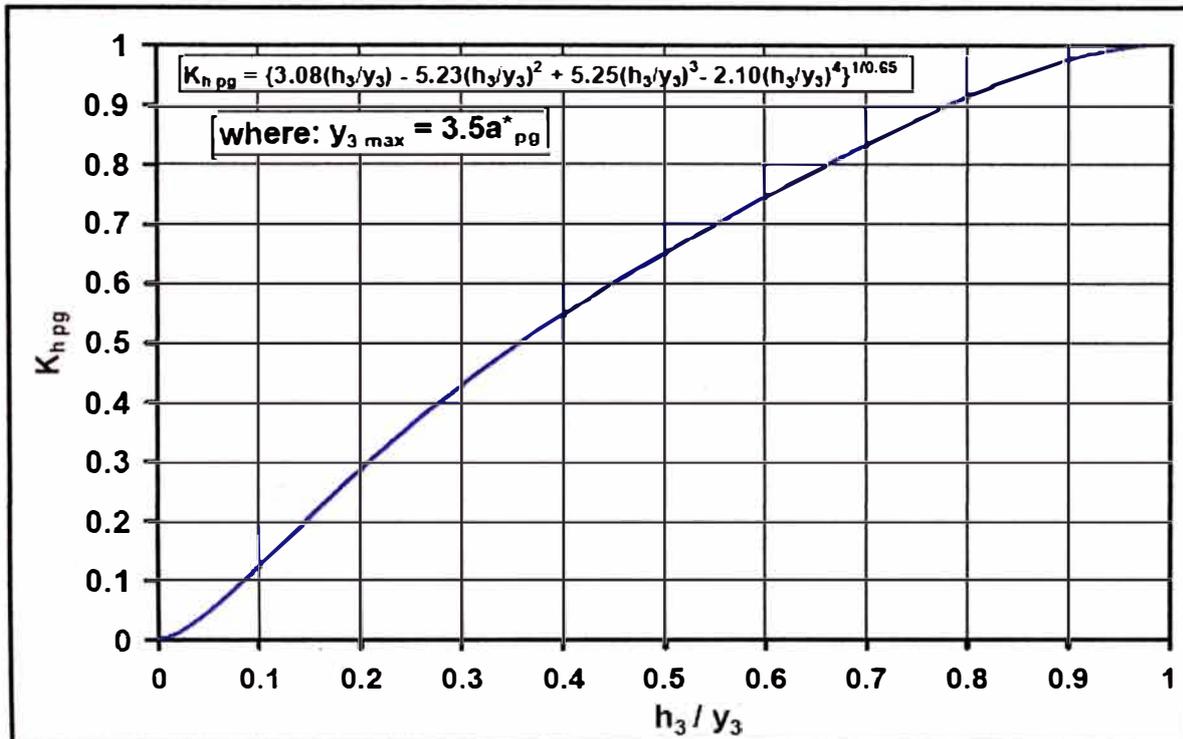


Figura 4-20: Factor de ajuste de altura del grupo de pilotes

Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC 18; pág. 6.19

La ecuación de socavación para el grupo de pilotes:

$$\frac{Y_{spg}}{y_3} = K_{hpg} \left[ 2.0K_1K_3K_4 \left( \frac{a^*_{pg}}{y_3} \right)^{0.65} \left( \frac{V_3}{\sqrt{gy_3}} \right)^{0.43} \right]$$

Donde:

$K_{hpg}$ : Coeficiente de altura del grupo de pilotes dada en la figura 4-20 en función de  $h_3/y_3$  (El máximo valor de  $y_3$  es  $3.5a^*_{pg}$ )

$h_3$ :  $h_0 + y_{s\text{ pier}}/2 + y_{s\text{ pc}}/2 =$  Altura del grupo de pilares desde el lecho después que los componentes de socavación en el pilar y la zapata han sido evaluados, m.

El factor  $K_2$  ha sido omitido en la ecuación debido a que el ancho de los pilotes han sido proyectados en la normal a la dirección del flujo.

Finalmente:

$$Y_s = Y_{s\text{ pilar}} + Y_{s\text{ Zapata}} + Y_{s\text{ grupo de Pilares}}$$

#### 4.1.4.2 DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS

La socavación en estribos ocurre cuando el estribo y el terraplén obstruyen el flujo. El daño en el estribo es comúnmente causado por la combinación de los siguientes factores:

1. Migración del canal lateral o proceso de ensanchamiento del cauce.
2. Socavación por contracción.
3. Socavación local en uno o ambos estribos.

El flujo obstruido forma un vórtice horizontal empezando aguas arriba y desarrollándose a lo largo de la base y un vórtice en la estela aguas abajo.

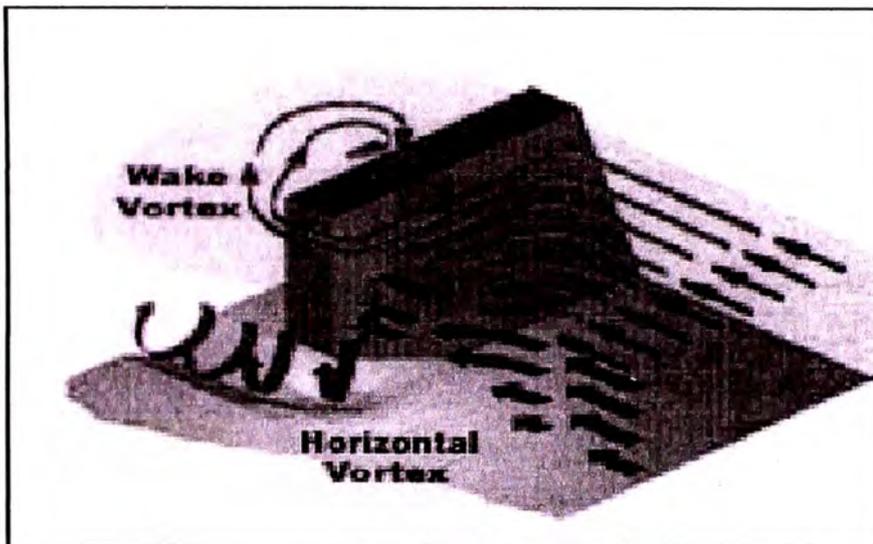


Figura 4-21: Esquema del Flujo en Estribos  
Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC 18; pág. 139

La longitud del terraplén obstruyendo el flujo efectivo puede ser determinado del gráfico de intrusión versus distancia a través de una sección representativa aguas arriba del puente (Figura 4-22). Si una larga porción relativa de una sección transversal es requerida para transportar una cantidad conocida de descarga en la llanura aluvial, entonces la longitud del terraplén bloqueando este flujo debería probablemente no ser incluido cuando se determine la longitud de terraplén para el uso de la predicción de la socavación en el estribo. Alternativamente, si el flujo en una porción significativa de la sección transversal ha reducido su velocidad, entonces la longitud del terraplén obstruyendo tampoco debe ser considerada

La Figura 4-22 muestra la vista en planta de un terraplén obstruyendo 3 tramos iguales en el margen derecho en el puente, desde que el transporte del tramo derecho ocupa la mayoría de la inundación del puente pero transporta solo la tercera parte del flujo, no debería ser incluido en el área de flujo efectivo para la determinación de  $L'$ . En este caso la longitud del terraplén,  $L$ , obstruyendo el flujo efectivo es aproximadamente la longitud de los dos tramos

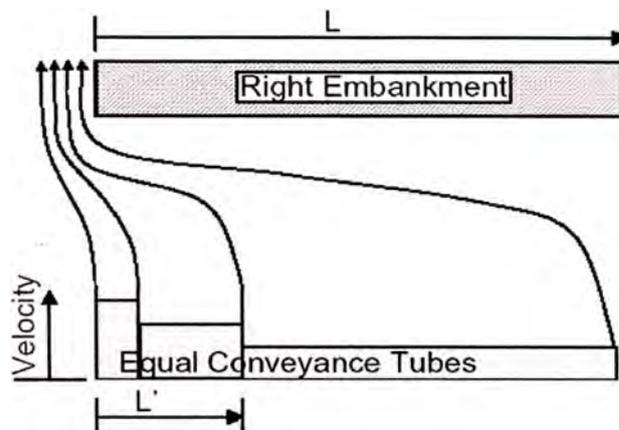


Figura 4-22: Determinación de la longitud de obstrucción efectiva del terraplén para la estimación de socavación en estribos.

Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC 18; pág. 6.2

**Condiciones de Ubicación Del Estribo:** Los estribos pueden estar retirados del cauce natural, ubicados en la llanura o en algunos casos, posicionados en el mismo cauce. Comúnmente el diseño incluye estribos tipo vertedero y con pared vertical con o sin aleros. La socavación en estribos puede ser por Lecho Vivo o en Agua Clara. El puente y la losa de aproximación pueden cruzar el cauce en el ángulo de aviajamiento y estos tendrán un efecto en las condiciones del flujo en el estribo. Finalmente Puede haber cantidades de flujo de llanura de inundación interceptada por la aproximación del puente y regresando al cauce en el estribo. La socavación más grave ocurrirá cuando la mayoría del flujo de llanura de inundación regrese directamente a la abertura aguas arriba del puente. La socavación menos severa ocurrirá cuando el flujo de llanura de inundación retorne gradualmente al cauce principal aguas arriba del cruce del puente.

**Aviajamiento del Estribo:** El ángulo de aviajamiento del estribo (terraplén) se describe en la figura. Para un estribo mirando aguas abajo, la profundidad de socavación es decreciente, caso contrario para uno mirando aguas arriba.

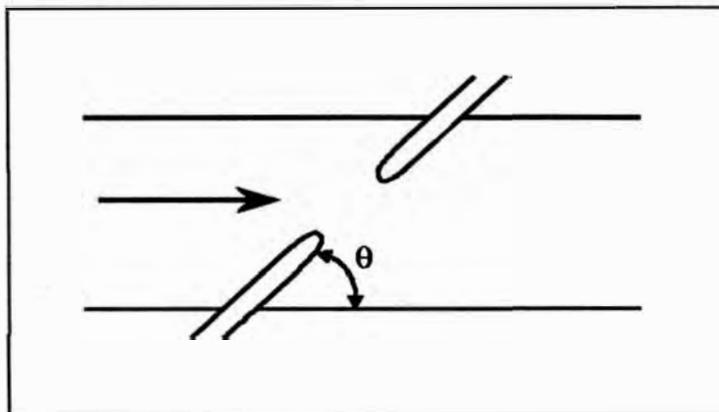


Figura 4-22: Orientación del Ángulo del Terraplén,  $\theta$ , hacia el flujo  
Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC 18; pág. 7.5

**Forma Del Estribo:** Existen 3 formas de estribos:

1. Vertedero a través del estribo.
2. Estribo de Pared Vertical.
3. Estribo de Pared Vertical con aleros.

Estas formas hacen que los ángulos del flujo varíen. Como es mostrado en la tabla, L profundidad de socavación es aproximadamente el doble para estribos con paredes verticales que en estribos tipo vertederos. Similarmente, la socavación en estribos de pared vertical con aleros se reduce a 82 % de la socavación de paredes verticales sin aleros.

Coeficientes de Forma de Estribos	
Descripción	$K_1$
Estribo de Pared Vertical	1.00
Estribo de Pared Vertical con aleros	0.82
Estribo tipo vertedero	0.55

Tabla 4-4: Coeficientes de Forma de Estribos  
Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC 18; pág. 7.6

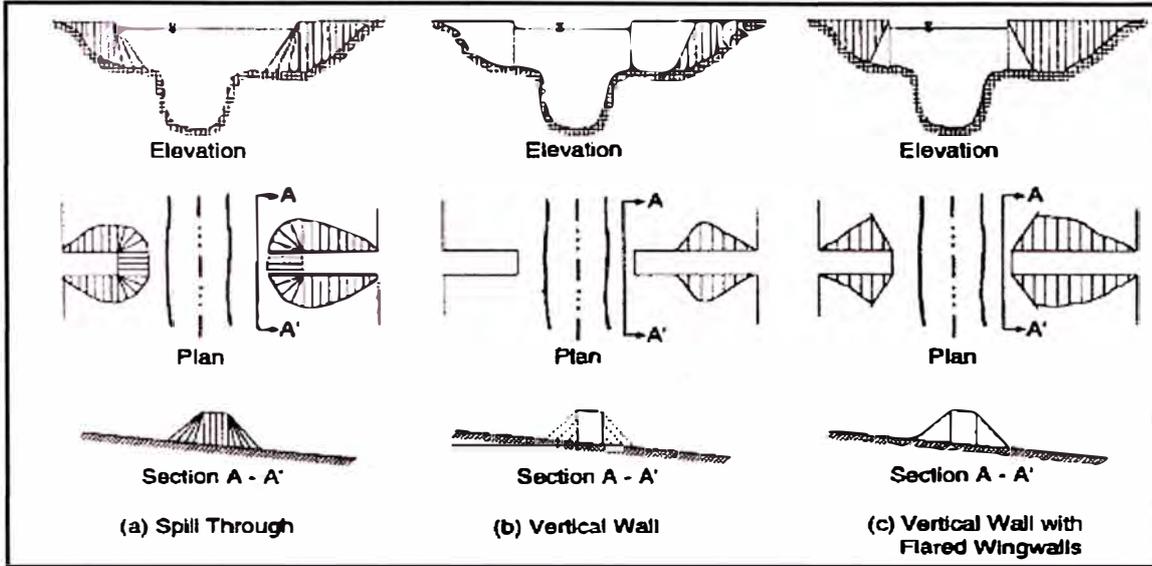


Figura 4-23: Forma del Estribo  
Fuente: FHWA Mayo 2001 - HEC 18; pág. 7.5

## SOCAVACIÓN DE LECHO VIVO:

### Ecuación de Froehlich:

Froehlich analizó 170 casos de socavación de Lecho Vivo en laboratorio mediante un análisis de regresión y obtuvo la siguiente ecuación:

$$\frac{y_s}{y_a} = 2.27 K_1 K_2 \left( \frac{L'}{y_a} \right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1$$

Fuente: FHWA-HEC 18; pág. 146

Donde:

- $K_1$ : Factor de Corrección – Forma del Estribo
- $K_2$ : Factor de Corrección – Ángulo de aviajamiento.
- $K_2$ :  $(\theta/90)^{0.13}$
- $L'$ : Longitud de flujo activo obstruido por el terraplén, m.
- $A_e$ : Área del flujo de la sección transversal obstruida por el terraplén,  $m^2$  ( $ft^2$ )
- $Fr_1$ : Número de Froude aguas arriba del Estribo =  $V_e / (gy_a)^{1/2}$
- $V_e$ :  $Q_e / A_e$ , m/s ( $ft/s$ )
- $Q_e$ : Flujo Obstruido por el estribo y el terraplén,  $m^3/s$  ( $ft^3/s$ )
- $y_a$ : Tirante medio del flujo en la zona de inundación, ( $A_e/L$ ), m.

- L: Longitud del terraplén proyectado al flujo, m.  
 $y_s$  Profundidad de socavación, m.

Nótese que la ecuación no es consistente en el hecho de que si  $L'$  tiende a 0,  $y_s$  también se aproximará a 0, Por tal el valor 1 a sido agregado a la ecuación.

### Ecuación de HIRE:

Una ecuación basada en datos de campo en el río Mississippi puede también ser usado para estimar la socavación en estribos.

La ecuación es aplicable cuando la relación de Longitud del estribo proyectada (L) al tirante del flujo ( $y_1$ ) es mayor que 25. La ecuación puede usarse para estimar profundidades de socavación ( $y_s$ ) en el estribo donde las condiciones son similares a las condiciones de campo de las cuales son derivadas.

Donde:

$$\frac{y_s}{y_1} = 4 Fr^{0.33} \frac{K_1}{0.55} K_2$$

- $y_s$  Profundidad de socavación, m.  
 $y_1$  Tirante de agua en el estribo en la llanura de inundación o en el canal principal, m.  
Fr: Número de Froude aguas arriba del Estribo  
K1: Factor de Corrección – Forma del Estribo  
K2: Factor de Corrección – Ángulo de aviajamiento.

### SOCAVACIÓN EN AGUA CLARA:

Las Ecuaciones para socavación de Lecho Vivo y por HIRE son recomendadas para ambas condiciones de socavación.

# Capítulo

# 5

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 5.1 RESULTADOS DE MODELAMIENTOS:

En la tabla 5-1 y 5-2 se muestran los resultados para los 3 Modelamientos Hidráulicos realizados. Los máximos tirantes de agua se observan en el Modelamiento Hidráulico N° 1, el espejo de aguas tiene un ancho de 511.49m para un Tr de 100 años (Aguas extraordinarias) y 650.00m para un Tr de 500 años (Aguas máximas extraordinarias)

#### 5.1.1 Modelamiento $Q_{100}$ :

Modelamiento $Q_{100}$	N° 1	N° 2	N° 3
W.S. US. (m)	176.85	171.81	172.94
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	15324	15324	15324
Q Bridge (m <sup>3</sup> /s)	15324	15324	15324
E.G. Elev (m)	177.14	172.61	173.56
W.S. Elev (m)	176.83	171.78	172.92
Crit W.S. (m)	168.05	168.05	168.05
Max Chl Dpth (m)	17.33	12.28	13.42
Vel Total (m/s)	2.46	4.05	3.55
Flow Area (m <sup>2</sup> )	6220.91	3788.04	4310.57
Froude # Chl	0.23	0.45	0.37
Specif Force (m <sup>3</sup> )	46569.24	23850.27	27722.69
Hydr Depth (m)	12.16	8.36	9.34
W.P. Total (m)	569.97	485.45	499.32
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	1020312	496755.5	604667.9
Top Width (m)	511.49	452.86	461.68
Frctn Loss (m)	0	0.01	0.01
C & E Loss (m)	0	0	0
Shear Total (N/m <sup>2</sup> )	24.14	72.82	54.37
Power Total (N/m s)	59.47	294.58	193.29

Tabla 5-1 Tabla Comparativa de Modelamientos hidráulicos  $Q_{100}$

### 5.1.2 Modelamiento $Q_{500}$ :

Modelamiento $Q_{500}$	N° 1	N° 2	N° 3
W.S. US. (m)	179.16	173.26	174.72
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	20680	20680	20680
Q Bridge (m <sup>3</sup> /s)	20680	20680	20680
E.G. Elev (m)	179.52	174.31	175.5
W.S. Elev (m)	179.14	173.21	174.69
Crit W.S. (m)	169.26	169.26	169.26
Max Chl Dpth (m)	19.64	13.71	15.19
Vel Total (m/s)	2.74	4.65	4.01
Flow Area (m <sup>2</sup> )	7548.16	4446.61	5161.69
Froude # Chl	0.24	0.48	0.39
Specif Force (m <sup>3</sup> )	64358.92	33248.99	38971.1
Hydr Depth (m)	12.97	9.44	10.54
W.P. Total (m)	657.04	509.72	535.56
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	1281004	628115.7	779216.9
Top Width (m)	650.00	470.81	489.5
Frctn Loss (m)	0	0.01	0.01
C & E Loss (m)	0	0	0
Shear Total (N/m <sup>2</sup> )	29.36	92.73	66.57
Power Total (N/m s)	80.44	431.28	266.71

Tabla 5-2: Tabla Comparativa de Modelamientos hidráulicos  $Q_{500}$

## 5.2 RESULTADOS DE SOCAVACIONES:

### 5.2.1 Evaluación mediante el HEC-RAS

En la tabla 5-3 y 5-4 se muestran los resultados de los valores de socavación para los 3 Modelamientos Hidráulicos realizados con el HEC-RAS. Los máximos valores de socavación para un Tr de 100 años se observan en el Modelamiento Hidráulico N° 1 para la cámara izquierda, para el Pilar tipo complejo del Eje 7 y 8 es el Modelamiento 2, esto es debido a que la pendiente del río es mayor, lo que produce un incremento en la velocidad y por consiguiente una profundización del cauce. Sin embargo para un Tr de 500 los máximos valores de socavación se presentan en el Modelamiento N° 1.

5.2.1.1 Socavación  $Q_{100}$ :

Hydraulic Design Data				
Contraction Scour		Modelamiento $Q_{100}$		
Socavación Por Contracción		1	2	3
Input Data				
Average Depth (m):		11.91	8.56	9.4
Approach Velocity (m/s):		2.43	3.97	3.5
Br Average Depth (m):		12.16	8.36	9.34
BR Opening Flow (m3/s):		15324	15324	15324
BR Top WD (m):		511.49	452.86	461.68
Grain Size D50 (mm):		0.25	0.25	0.25
Approach Flow (m3/s):		15324	15324	15324
Approach Top WD (m):		530.52	450.85	465.53
K1 Coefficient:		0.69	0.69	0.69
Results				
Scour Depth $Y_s$ (m):		0.05	0.17	0.11
Critical Velocity (m/s):		0.59	0.56	0.57
Equation:		Live	Live	Live
<b>Pier Scour</b>				
<b>Pier: #1 (CL = 99.667)</b>		<b>"Cámara de Anclaje izquierda"</b>		
Input Data				
Pier Shape:		Square nose	Square nose	Square nose
Pier Width (m):		10.4	10.4	10.4
Grain Size D50 (mm):		0.25	0.25	0.25
Depth Upstream (m):		2.16	-2.88	-1.74
Velocity Upstream (m/s):		0.62	2.1	1.78
K1 Nose Shape:		1	1	1
Pier Angle:		16	16	16
Pier Length (m):		27	27	27
K2 Angle Coef:		1.53	1.53	1.53
K3 Bed Cond Coef:		1.1	1.1	1.1
Grain Size D90 (mm):		4.76	4.76	4.76
K4 Armouring Coef:		1	1	1
Set K1 value to 1.0 because angle > 5 degrees				
Results				
Scour Depth $Y_s$ (m):		8.54		
Froude #:		0.14		
Equation:		CSU equation	CSU equation	CSU equation

<b>Pier: #2 (CL = 211.171) Pilar Central N° 3</b>			
<b>Input Data</b>			
Pier Shape:	Round nose	Round nose	Round nose
Pier Width (m):	3	3	3
Grain Size D50 (mm):	0.25	0.25	0.25
Depth Upstream (m):	9.8	4.76	5.9
Velocity Upstream (m/s):	2.13	3.47	2.78
K1 Nose Shape:	1	1	1
Pier Angle:	0	0	0
Pier Length (m):	3	3	3
K2 Angle Coef:	1	1	1
K3 Bed Cond Coef:	1.1	1.1	1.1
Grain Size D90 (mm):	4.76	4.76	4.76
K4 Armouring Coef:	1	1	1
<b>Results</b>			
Scour Depth Ys (m):	5.18	5.8	5.43
Froude #:	0.22	0.51	0.37
Equation:	CSU equation	CSU equation	CSU equation
<b>Pier: #3 (CL = 521.431) Pilar Central N° 4</b>			
<b>Input Data</b>			
Pier Shape:	Round nose	Round nose	Round nose
Pier Width (m):	3	3	3
Grain Size D50 (mm):	0.25	0.25	0.25
Depth Upstream (m):	15.37	10.33	11.46
Velocity Upstream (m/s):	2.63	4.3	3.77
K1 Nose Shape:	1	1	1
Pier Angle:	0	0	0
Pier Length (m):	3	3	3
K2 Angle Coef:	1	1	1
K3 Bed Cond Coef:	1.1	1.1	1.1
Grain Size D90 (mm):	4.76	4.76	4.76
K4 Armouring Coef:	1	1	1
<b>Results</b>			
Scour Depth Ys (m):	6.03	7.05	6.76
Froude #:	0.21	0.43	0.36
Equation:	CSU equation	CSU equation	CSU equation
<b>Combined Scour Depths</b>			

Pier : #1 (CL = 99.667) (Contr + Pier)			
(m):	8.59	-	-
Pier : #2 (CL = 211.171) (Contr + Pier)			
(m):	5.23	5.97	5.54
Pier : #3 (CL = 521.431) (Contr + Pier)			
(m):	6.08	7.23	6.88

Tabla 5-3: Tabla Comparativa de Valores de Socavación: Modelamientos hidráulicos Q<sub>100</sub>

### 5.2.1.2 Socavación Q<sub>500</sub>:

Hydraulic Design Data			
Contraction Scour Socavación Por Contracción	Modelamiento Q <sub>500</sub>		
	1	2	3
Input Data			
Average Depth (m):	12.78	9.54	10.48
Approach Velocity (m/s):	2.69	4.57	3.95
Br Average Depth (m):	12.97	9.44	10.54
BR Opening Flow (m <sup>3</sup> /s):	20680	20680	20680
BR Top WD (m):	581.85	470.81	489.5
Grain Size D50 (mm):	0.25	0.25	0.25
Approach Flow (m <sup>3</sup> /s):	20680	20680	20680
Approach Top WD (m):	602.31	474.33	499.44
K1 Coefficient:	0.65	0.65	0.65
Results			
Scour Depth Ys (m):	0.1	0.15	0.08
Critical Velocity (m/s):	0.6	0.57	0.58
Equation:	Live	Live	Live
<b>Pier Scour</b>			
<b>Pier: #1 (CL = 99.667) "Cámara de Anclaje izquierda"</b>			
Input Data			
Pier Shape:	Round nose	Round nose	Round nose
Pier Width (m):	10.4	10.4	10.4
Grain Size D50 (mm):	0.25	0.25	0.25
Depth Upstream (m):	4.47	-1.43	0.03
Velocity Upstream (m/s):	1.1	0.31	0.63
K1 Nose Shape:	1	1	1
Pier Angle:	16	16	16
Pier Length (m):	27	27	27

	K2 Angle Coef:	1.53	1.53	1.53
	K3 Bed Cond Coef:	1.1	1.1	1.1
	Grain Size D90 (mm):	4.76	4.76	4.76
	K4 Armouring Coef:	1	1	1
	Set K1 value to 1.0 because angle > 5 degrees			
<b>Results</b>	Scour Depth Ys (m):	12.03		4.83
	Froude #:	0.17		1.16
	Equation:	CSU equation	CSU equation	CSU equation
<b>Pier: #2 (CL = 211.171)</b>	<b>Pilar Central N° 3</b>			
<b>Input Data</b>	Pier Shape:	Round nose	Round nose	Round nose
	Pier Width (m):	3	3	3
	Grain Size D50 (mm):	0.25	0.25	0.25
	Depth Upstream (m):	12.11	6.21	7.67
	Velocity Upstream (m/s):	2.47	4.12	3.32
	K1 Nose Shape:	1	1	1
	Pier Angle:	0	0	0
	Pier Length (m):	3	10.4	3
	K2 Angle Coef:	1	1	1
	K3 Bed Cond Coef:	1.1	1.1	1.1
	Grain Size D90 (mm):	4.76	4.76	4.76
	K4 Armouring Coef:	1	1	1
<b>Results</b>	Scour Depth Ys (m):	5.68	6.47	6.06
	Froude #:	0.23	0.53	0.38
	Equation:	CSU equation	CSU equation	CSU equation
<b>Pier: #3 (CL = 521.431)</b>	<b>Pilar Central N° 4</b>			
<b>Input Data</b>	Pier Shape:	Round nose	Round nose	Round nose
	Pier Width (m):	3	3	3
	Grain Size D50 (mm):	0.25	0.25	0.25
	Depth Upstream (m):	17.68	11.78	13.24
	Velocity Upstream (m/s):	2.96	4.94	4.27
	K1 Nose Shape:	1	1	1
	Pier Angle:	0	0	0
	Pier Length (m):	3	10.4	3
	K2 Angle Coef:	1	1	1
	K3 Bed Cond Coef:	1.1	1.1	1.1
	Grain Size D90 (mm):	4.76	4.76	4.76

Results	K4 Armouring Coef:	1	1	1
	Scour Depth Ys (m):	6.46	7.63	7.28
	Froude #:	0.22	0.46	0.37
	Equation:	CSU equation	CSU equation	CSU equation
<b>Combined Scour Depths</b>				
Pier : #1 (CL = 99.667) (Contr + Pier)				
(m):	12.13	-		4.9
Pier : #2 (CL = 211.171) (Contr + Pier)				
(m):	5.78	6.61		6.14
Pier : #3 (CL = 521.431) (Contr + Pier)				
(m):	6.56	7.77		7.35

Tabla 5-4: Tabla Comparativa de Valores de Socavación: Modelamientos hidráulicos  $Q_{500}$

## 5.2.2 Evaluación mediante criterios del HEC-18

5.2.2.1 Resumen de Cálculos: Se resume los valores obtenidos de los cálculos de socavación para los modelamientos 3 y 2. Las Hojas de Cálculo se adjuntan en Anexos.

### CUADRO RESUMEN DE SOCAVACION EN PILARES Y ESTRIBOS

#### Resumen Para Caudal De Diseño Para Tr 100 Años

Descripción	y <sub>General</sub>	y <sub>Local</sub>	Total
Estribo Eje 1	-	-	0.00m
Pilar Eje 2	-	-	0.00m
Pilar Eje 3	-	-	0.00m
Cámara de Anclaje	-	-	0.00m
Pilar Complejo Eje 7	0.11m	7.61m	7.72m
Pilar Complejo Eje 8	0.11m	6.20m	6.31m

#### Resumen Para Caudal De Diseño Para Tr 500 Años

Descripción	y <sub>General</sub>	y <sub>Local</sub>	Total
Estribo Eje 1	0.08m	2.99m	3.07m
Pilar Eje 2	0.08m	1.61m	1.69m
Pilar Eje 3	0.08m	1.62m	1.70m
Cámara de Anclaje	0.08m	8.85m	8.93m
Pilar Complejo Eje 7	0.08m	8.36m	8.44m
Pilar Complejo Eje 8	0.08m	6.93m	7.01m

Tabla 5-5: Resumen de Valores de Socavación

## Conclusiones

1. La determinación de las condiciones de borde son muy importantes, se observa que con un gradiente bajo resultan tirantes altos con velocidades bajas, caso de los Modelamientos 1 y 3, véase tablas 5-1, 5-2, 5-3 y 5-4; en nuestro caso, los modelamientos mencionados han producido tirantes mayores pero con menores valores de socavación en los pilares centrales.
2. Se concluye que los mayores valores de socavación en los pilares centrales se producen cuando el gradiente del río es mayor, debido a que se produce un incremento en la velocidad del flujo y por consiguiente una profundización del cauce.
3. Para el caudal de diseño de Tr 100 años se obtuvo el nivel de agua de 172.92m produciendo socavación sólo en los pilares centrales: pilar complejo eje 7: 7.72m, pilar complejo eje 8: 6.31m.
4. Para el caudal de diseño de Tr 500 años se obtuvo el nivel de agua de 174.69m, produciendo los siguientes valores de socavación: Estribo eje 1: 3.07m, pilar eje 2: 1.69m, pilar eje 3: 1.70m, cámara de anclaje izquierda: 8.93m, pilar complejo eje 7: 8.44m, pilar complejo eje 8: 7.01m.
5. Si bien el modelo representativo es el que involucra el caudal del río Tambopata, modelamiento 3, los valores de socavación dados corresponden al modelamiento 2, los cuales son posibles, debido a que existe la posibilidad de que el caudal de aporte del río Tambopata sea bajo y no se produzca el efecto de remanso mencionado.
6. Los valores de socavación calculados en el presente informe son del orden de magnitud de los presentados en el expediente técnico realizado por el estudio Láinez Lozada, aunque con algunas diferencias en criterios de diseño, a lo cual puedo afirmar que se garantiza los valores dados de profundidad de socavación, a excepción de la cámara de anclaje izquierda, para la cual obtenemos un valor de 8.93m versus los 6.00m considerados en el diseño para un periodo de retorno de 500 años.
7. Se observó diferencias entre los cálculos presentados y el indicado en el proyecto, a saber el diseño fue realizado con diferentes criterios a los presentados en el informe: en primer lugar, el proyecto considera al pilar como si no presentara una composición de estructuras (pilar, zapata y grupo

de pilotes), lo cual evidentemente no describe el tipo de pilar proyectado; en segundo lugar, el proyecto ha considerado un ángulo de ataque del flujo al pilar de  $90^\circ$  cuando en pilares circulares es  $0^\circ$  y de  $15^\circ$  para la cámara de anclaje y el estribo, lo cual proporciona valores de 2 a 2.5 veces mayores al valor verdadero; en tercer lugar, el proyecto ha modelado el flujo con un gradiente de 0.0002, valor bastante bajo.

8. Para modelamientos de cauces que puedan presentar remanso debido a la contribución de un tributario, es necesario contar con el levantamiento topográfico y batimétrico de la zona de confluencia con el objetivo de verificar y comparar los valores calculados mediante los otros modelamientos.

## Recomendaciones

1. Dado que el HEC-18 proporciona metodologías para el cálculo de la socavación, se recomienda diseñar, evaluar y aplicar los criterios presentados en los futuros proyectos hidráulicos.
2. En pilares que presenten los componentes pilar, zapata y grupo de pilotes, los cuales reciben el nombre de pilares tipo complejo, se recomienda evaluarlos de acuerdo a los criterios presentados en el estudio.

## ANEXOS:

### Socavación General para $Q_{100}$

#### Anexos 1:

#### 1.- Componente de Socavación General para el Modelamiento N° 3 Cálculo de la Velocidad Crítica:

$$V_c = K_u y^{1/6} D^{1/3}$$

Ku:	6.19 SI de unidades
y:	Tirante medio Hidráulico aguas arriba del Puente, m. De la Tabla 5-2 se tiene:
Tirante Hidráulico	9.34 m
D	Diámetro efectivo por el cual el 50% de las partículas es menor
D <sub>50</sub>	0.25 mm

====>  $V_c =$  = 0.57m/s  
Del Modelamiento se tiene que la velocidad media es: = 3.50m/s  
Ver Tabla 5-2

#### Se produce Socavación de Lecho Vivo

De acuerdo a la configuración; se presenta el caso 1c. Estribos apartados del cauce.  
Ver Fig. 4-3

De acuerdo a la Ecuación modificada de Laursen

$$\frac{y_2}{y_1} = \left( \frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6.7} \left( \frac{w_1}{w_2} \right)^{k_1}$$

$$y_s = y_2 - y_0$$

Q <sub>1</sub>	Caudal agua arriba de la sección del Puente	15324m <sup>3</sup> /s
Q <sub>2</sub>	Caudal en la sección del Puente	15324m <sup>3</sup> /s
y <sub>1</sub>	Tirante medio Hidráulico aguas arriba.	9.40 m
y <sub>0</sub>	Tirante medio Hidráulico en la sección contraída.	9.34 m
w <sub>1</sub>	Ancho Superficial Aguas arriba de la sección	465.53
w <sub>2</sub>	Ancho Superficial en la sección contraída.	461.68
K <sub>1</sub>	Coeficiente.	0.69
Reemplazando:	y <sub>2</sub>	9.45m
	y <sub>s</sub>	0.11m Socavación General.

Cálculo de K<sub>1</sub>: Se calcula la velocidad de caída w con la Figura: 4-8  
Se calcula la velocidad de corte con la ecuación:  $(\tau_o/\rho)^{1/2} = (gy_1 S_1)^{1/2}$ .

De la Tabla 4-1, con lo valores obtenidos se tiene K<sub>1</sub> = 0.69

## Socavación General para $Q_{500}$

### 1.- Componente de Socavación General para el Modelamiento N° 3 Cálculo de la Velocidad Crítica:

$$V_c = K_u y^{1/6} D^{1/3}$$

Ku:	6.19 SI de unidades
y:	Tirante medio Hidráulico aguas arriba del Puente, m. De la Tabla 5-2 se tiene:
Tirante Hidráulico	10.54 m
D	Diámetro efectivo por el cual el 50% de las partículas es menor
D <sub>50</sub>	0.25 mm

====>  $V_c = 0.58\text{m/s}$   
Del Modelamiento se tiene que la velocidad media es:  $= 4.01\text{m/s}$   
Ver Tabla 5-2

### Se produce Socavación de Lecho Vivo

De acuerdo a la configuración; se presenta el caso 1c. Estribos apartados del cauce.  
Ver Fig. 4-3

De acuerdo a la Ecuación modificada de Laursen

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{5/7} \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{K_1}$$

$$y_s = y_2 - y_0$$

$Q_1$	Caudal agua arriba de la sección del Puente	20680m <sup>3</sup> /s
$Q_2$	Caudal en la sección del Puente	20680m <sup>3</sup> /s
$y_1$	Tirante medio Hidráulico aguas arriba.	10.48 m
$y_0$	Tirante medio Hidráulico en la sección contraída.	10.54 m
$w_1$	Ancho Superficial Aguas arriba de la sección	499.44
$w_2$	Ancho Superficial en la sección contraída.	489.5
$K_1$	Coficiente.	0.65
Reemplazando:	$y_2$	10.62m
	$y_s$	0.08m Socavación General.

Cálculo de  $K_1$ : Se calcula la velocidad de caída w con la Figura: 4-8

Se calcula la velocidad de corte con la ecuación:  $(\tau_o/\rho)^{1/2} = (gy_1 S_1)^{1/2}$ .

De la Tabla 4-1, con lo valores obtenidos se tiene  $K_1 = 0.65$

**Anexos 2:**

## Socavación Local en el Estribo Eje 1 Q<sub>500</sub>

**1.- Componente de Socavación Local en el Estribo  
De acuerdo a la ecuación de Froelich Q<sub>500</sub>**

$$\frac{y_e}{y_a} = 2.27 K_1 K_2 \left( \frac{L'}{y_a} \right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1 \quad Fr_1 = V_1 / (gy_1)^{1/2}$$

	Descripción	Estribo
<b>Pilar:</b>	Ancho	10.40 m
	Largo	13.50 m
	Forma	Pared Vertical
	L Intrusión	4.78 m

Determinación de la Longitud de Intrusión L' y el Tirante de Agua en Estribo  
De la Figura A-4 observamos La altura del Nivel de Agua y la longitud de Intrusión.

Tirante de Agua en el Estribo  $y_1 = 1.00\text{m}$

**Area Efectiva** 4.78 m<sup>2</sup>

Entonces  $L' = 4.78\text{ m}$

Cálculo de  $K_1$  De la Tabla 4-4, se tiene que

$K_1 = 1$

Cálculo de  $K_2$  El Ángulo de ataque del flujo es de 15° aproximadamente.

De la Tabla 4-2 o ecuación:

$K_2 = (\cos \theta + L/a \sin \theta)^{0.65}$

Se tiene:

$K_2 = 1.19$

La velocidad es la obtenida para la cámara de anclaje Izquierda con el objetivo de calcular la máxima socavación Local.

Velocidad del Modelamiento  $V_1 = 0.63\text{m/s}$

Se está calculando para periodo de Retorno de 500 años del Modelamiento 3  
Véase Tabla 5-2 y 5-4

Reemplazando Valores en la ecuación de Froelich se tiene

$$\implies y_{\text{Estribo}} = 2.99\text{m}$$

**Anexos 3:**

**Socavación Local en Pilares  
Ejes 2 y 3 y Cámara de Anclaje Q<sub>500</sub>**

**1.- Componente de Socavación Local en el Pilar**

De acuerdo a la ecuación del CSU

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{a}{y_1}\right)^{0.65} Fr_1^{0.43} \quad Fr_1 = V_1/(gy_1)^{1/2}$$

Descripción		Pilar Eje 2	Pilar Eje 3	Cámara Anclaje
<b>Pilar:</b>	Ancho	0.85 m	0.85 m	10.40 m
	Largo	2.55 m	2.55 m	27.00 m
	Forma	Nariz redondeada		Rectangular

Cálculo de K<sub>1</sub> De la Figura: 4-11 y de la Tabla 4-2, se tiene que

	<b>Pilar Eje 2</b>	<b>Pilar Eje 3</b>	<b>Cámara Anclaje</b>
K <sub>1</sub>	1	1	1.1

Cálculo de K<sub>2</sub> El Ángulo de ataque del flujo es de 15° aproximadamente.

De la Tabla 4-2 o ecuación:  $K_2 = (\cos \theta + L/a \sin \theta)^{0.65}$

Se tiene:

	<b>Pilar Eje 2</b>	<b>Pilar Eje 3</b>	<b>Cámara Anclaje</b>
K <sub>2</sub>	1.43	1.43	1.38

Cálculo de K<sub>3</sub> Suponiendo dunas pequeñas, Tabla 4-3

	<b>Pilar Eje 2</b>	<b>Pilar Eje 3</b>	<b>Cámara Anclaje</b>
K <sub>3</sub>	1.1	1.1	1.10

Cálculo de K<sub>4</sub> Se tiene:

- If D<sub>50</sub> < 2 mm or D<sub>95</sub> < 20 mm, then K<sub>4</sub> = 1
- If D<sub>50</sub> ≥ 2 mm and D<sub>95</sub> ≥ 20 mm

Dado que el D<sub>50</sub> = 0.25mm

	<b>Pilar Eje 2</b>	<b>Pilar Eje 3</b>	<b>Cámara Anclaje</b>
K <sub>4</sub>	1	1	1

La velocidad son los obtenidos para la cámara de anclaje Izquierda con el objetivo de calcular la máxima socavación Local.

Tirante del Modelamiento:

Del Plano Topográfico se obtiene las cotas de Fondo del Lecho:

	<b>Pilar Eje 2</b>	<b>Pilar Eje 3</b>	<b>Cámara Anclaje</b>
Nivel de Fondo del Lecho	<b>172.23</b>	<b>172.14</b>	<b>171.8</b>
También el nivel de agua para Q <sub>500</sub>	174.69	Figura A-4	
Tirante del Modelamiento	y <sub>1</sub> 2.46m	2.55m	2.89m
Velocidad del Modelamiento	V <sub>1</sub> 0.63m/s	0.63m/s	0.63m/s

Se está calculando para periodo de Retorno de 500 años del Modelamiento 3

Véase Tabla 5-1 y 5-3 y Figura A-4

Reemplazando Valores en la ecuación del CSU se tiene

	<b>Pilar Eje 2</b>	<b>Pilar Eje 3</b>	<b>Cámara Anclaje</b>
====> y <sub>Pilar</sub>	1.61m	1.62m	8.85m



## Socavación Local en Pilares Complejos Eje 7 y 8 Modelamiento 2 Q<sub>100</sub>

### 2.- Componente de Socavación Local por la Zapata

Caso 1a 
$$\frac{y_{s\text{pc}}}{y_2} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 K_w \left( \frac{a^*_{\text{pc}}}{y_2} \right)^{0.65} \left( \frac{V_2}{\sqrt{g y_2}} \right)^{0.43}$$

Descripción		Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
<b>Zapata:</b>	Ancho $a_{\text{pc}}$	15.00 m	15.00 m
	Largo	20.00 m	20.00 m
	Forma	Rectangular	Rectangular
	$h_0$	3.37 m	5.37 m
	Espesor T	3.00 m	3.00 m

Cálculo de  $K_1$

De la Figura: 4-11 y de la Tabla 4-2, se tiene que

**Pilar Eje 7    Pilar Eje 8**

$K_1$                       1.1                      1.1

Cálculo de  $K_2$

El Ángulo de ataque del flujo a la Zapata es 15

De la ecuación

$$K_2 = (\cos \theta + L / a \sin \theta)^{0.65}$$

**Pilar Eje 7    Pilar Eje 8**

$K_2$                       1.10                      1.10

Cálculo de  $K_3$

Suponiendo ondulaciones pequeñas, Tabla 4-3

**Pilar Eje 7    Pilar Eje 8**

$K_3$                       1.1                      1.1

Cálculo de  $K_4$

Se tiene:   
 • If  $D_{50} < 2 \text{ mm}$  or  $D_{95} < 20 \text{ mm}$ , then  $K_4 = 1$    
 • If  $D_{50} \geq 2 \text{ mm}$  and  $D_{95} \geq 20 \text{ mm}$

Dado que el  $D_{50} = 0.25 \text{ mm}$

**Pilar Eje 7    Pilar Eje 8**

$K_4$                       1                      1

Se está calculando para el periodo de Retorno de 100 años del Modelamiento 2

$$y_2 = y_1 + y_{s \text{ pilar}}/2 \qquad 7.93 \qquad 9.96$$

$$V_2 = V_1(y_1/y_2) \qquad 3.40 \qquad 4.22$$

$$h_2 = h_0 + y_{s \text{ pilar}}/2 \qquad 3.52 \qquad 5.55$$

$$h_2 / y_2 \qquad 0.44 \qquad 0.56$$

$$T / y_2 \qquad 0.38 \qquad 0.30$$

Factor de Corrección                       $K_w$                       1.00                      1.00

De la Figura 4-15 se Tiene  $\implies a^*_{\text{pc}}/a_{\text{pc}}$                       0.10                      0.06

$\implies a^*_{\text{pc}} =$                       1.50                      0.90

**Pilar Eje 7    Pilar Eje 8**

$\implies y_{s \text{ pc}}$                       4.75m                      3.86m

## Socavación Local en Pilares Complejos Eje 7 y 8 Modelamiento 2 Q<sub>100</sub>

### 3.- Componente de Socavación Local debido al Grupo de Pilotes

Caso 1a

$$\frac{Y_{s\text{pg}}}{y_3} = K_{h\text{pg}} \left[ 2.0 K_1 K_3 K_4 \left( \frac{a^*_{\text{pg}}}{y_3} \right)^{0.65} \left( \frac{V_3}{\sqrt{g y_3}} \right)^{0.43} \right]$$

Descripción		Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
<b>Zapata:</b>	Ancho a	1.85 m	1.85 m
	a <sub>proj</sub>	5.55 m	5.55 m
	Forma	Grupo Pilote	Grupo Pilote
	S	6.00 m	6.00 m
	N Filas	8 Und	8 Und

Cálculo de K<sub>1</sub>

De la Figura: 4-11 y de la Tabla 4-2, se tiene que

	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
K <sub>1</sub>	1	1

Cálculo de K<sub>3</sub>

Suponiendo ondulaciones pequeñas, Tabla 4-3

	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
K <sub>3</sub>	1.1	1.1

Cálculo de K<sub>4</sub>

Se tiene:   
 • If D<sub>50</sub> < 2 mm or D<sub>95</sub> < 20 mm, then K<sub>4</sub> = 1   
 • If D<sub>50</sub> ≥ 2 mm and D<sub>95</sub> ≥ 20 mm

Dado que el D<sub>50</sub> = 0.25mm

	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
K <sub>4</sub>	1	1

Se está calculando para el periodo de Retorno de 100 años del Modelamiento 2

$y_3 = y_1 + y_{s\text{ pilar}}/2 + y_{s\text{ Zapata}}/2$	10.31	11.89
$V_3 = V_1(y_1/y_3)$	2.62	3.54

$h_3 = h_0 + y_{s\text{ pilar}}/2 + y_{s\text{ Zapata}}/2$	5.53	5.11
$h_3 / y_3$	0.54	0.43

S / a	4.32	4.32
-------	------	------

De la Figura 4-19	K <sub>hpg</sub>	0.69	0.58
-------------------	------------------	------	------

De la Figura 4-17	K <sub>sp</sub>	0.48	0.48
-------------------	-----------------	------	------

De la Figura 4-18	K <sub>m</sub>	1.50	1.50
-------------------	----------------	------	------

====> a* <sub>pg</sub>	4.00	4.00
------------------------	------	------

====> y <sub>s pc</sub>	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
	2.54m	1.99m

**Anexos 5:**

**Socavación Local en Pilares Complejos Eje 7 y 8  
Modelamiento 3 Q<sub>100</sub>**

**1.- Componente de Socavación Local en el Pilar**

$$\frac{y_{\text{epier}}}{y_1} = K_{h\text{pier}} \left[ 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left( \frac{a_{\text{pier}}}{y_1} \right)^{0.65} \left( \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}} \right)^{0.43} \right]$$

Descripción		Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
<b>Pilar:</b>	Ancho	3.00 m	3.00 m
	Largo	3.00 m	3.00 m
	Forma	Circular	Circular
<b>Zapata:</b>	h <sub>0</sub>	3.37 m	5.37 m
	Espesor T	3.00 m	3.00 m

Cálculo de K<sub>1</sub>

De la Figura: 4-11 y de la Tabla 4-2, se tiene que

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
K <sub>1</sub>	1	1

Cálculo de K<sub>2</sub>

El Ángulo de ataque del flujo a pilares circulares es cero  
De la Tabla 4-2

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
K <sub>2</sub>	1.1	1.1

Cálculo de K<sub>3</sub>

Suponiendo dunas pequeñas, Tabla 4-3

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
K <sub>3</sub>	1.1	1.1

Cálculo de K<sub>4</sub>

Se tiene:
 

- If D<sub>50</sub> < 2 mm or D<sub>95</sub> < 20 mm, then K<sub>4</sub> = 1
- If D<sub>50</sub> ≥ 2 mm and D<sub>95</sub> ≥ 20 mm

Dado que el D<sub>50</sub> = 0.25mm

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
K <sub>4</sub>	1	1

Del Plano Topográfico se obtiene las cotas de Fondo del Lecho:

Pilar 7; Nivel Fondo de Lecho = 164m

Pilar 8; Nivel Fondo de Lecho = 162m

También el nivel de agua para Q<sub>100</sub> es:

172.92      Tabla 5-1

a<sub>Pier</sub>      3.00 m      3.00 m

Tirante del Modelamiento

y<sub>1</sub>      = 8.92m      = 10.92m

Velocidad del Modelamiento

V<sub>1</sub>      2.78m/s      3.77m/s

Se está calculando para el periodo de Retorno de 100 años del Modelamiento 3

Véase Tabla 5-4

h<sub>1</sub>      6.37      8.37

h<sub>1</sub> / a<sub>Pier</sub>      2.12      2.79

De la Figura 4-14

K<sub>n</sub>      0.05      0.05

====> y<sub>Pier</sub>      = 0.32m      = 0.37m

## Socavación Local en Pilares Complejos Eje 7 y 8 Modelamiento 3 Q<sub>100</sub>

### 2.- Componente de Socavación Local por la Zapata

Caso 1a

$$\frac{y_{s\text{pc}}}{y_2} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 K_w \left( \frac{a^*_{\text{pc}}}{y_2} \right)^{0.65} \left( \frac{V_2}{\sqrt{g y_2}} \right)^{0.43}$$

Descripción		Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
Zapata:	Ancho a <sub>pc</sub>	15.00 m	15.00 m
	Largo	20.00 m	20.00 m
	Forma	Rectangular	Rectangular
	h <sub>0</sub>	3.37 m	5.37 m
	Espesor T	3.00 m	3.00 m

Cálculo de K<sub>1</sub>

De la Figura: 4-11 y de la Tabla 4-2, se tiene que

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
K <sub>1</sub>	1.1	1.1

Cálculo de K<sub>2</sub>

El Ángulo de ataque del flujo a pilares circulares es 7

De la ecuación

$$K_2 = (\cos \theta + L/a \sin \theta)^{0.65}$$

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
K <sub>2</sub>	1.10	1.10

Cálculo de K<sub>3</sub>

Suponiendo ondulaciones pequeñas, Tabla 4-3

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
K <sub>3</sub>	1.1	1.1

Cálculo de K<sub>4</sub>

Se tiene:

- If D<sub>50</sub> < 2 mm or D<sub>95</sub> < 20 mm, then K<sub>4</sub> = 1
- If D<sub>50</sub> ≥ 2 mm and D<sub>95</sub> ≥ 20 mm

Dado que el D<sub>50</sub> = 0.25mm

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
K <sub>4</sub>	1	1

Se está calculando para el periodo de Retorno de 100 años del Modelamiento 3

$$y_2 = y_1 + y_{s \text{ pilar}}/2 \quad \begin{matrix} 9.08 & 11.10 \end{matrix}$$

$$V_2 = V_1(y_1/y_2) \quad \begin{matrix} 2.73 & 3.71 \end{matrix}$$

$$h_2 = h_0 + y_{s \text{ pilar}}/2 \quad \begin{matrix} 3.53 & 5.55 \end{matrix}$$

$$h_2 / y_2 \quad \begin{matrix} 0.39 & 0.50 \end{matrix}$$

$$T / y_2 \quad \begin{matrix} 0.33 & 0.27 \end{matrix}$$

Factor de Corrección  $K_w$  1.00      1.00

De la Figura 4-15 se Tiene  $\implies a^*_{\text{pc}}/a_{\text{pc}}$  0.10      0.07

$\implies a^*_{\text{pc}} =$  1.50      1.05

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
$\implies y_{s \text{ pc}}$	4.41 m	4.09 m

## Socavación Local en Pilares Complejos Eje 7 y 8 Modelamiento 3 Q<sub>100</sub>

### 3.- Componente de Socavación Local debido al Grupo de Pilotes

Caso 1a

$$\frac{Y_{s\text{pg}}}{y_3} = K_{n\text{pg}} \left[ 2.0 K_1 K_3 K_4 \left( \frac{a^*_{\text{pg}}}{y_3} \right)^{0.65} \left( \frac{V_3}{\sqrt{g y_3}} \right)^{0.43} \right]$$

Descripción		Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
<b>Zapata:</b>	Ancho a	1.85 m	1.85 m
	a <sub>proj</sub>	5.55 m	5.55 m
	Forma	Grupo Pilote	Grupo Pilote
	S	6.00 m	6.00 m
	N Filas	8 Und	8 Und

Cálculo de K<sub>1</sub>

De la Figura: 4-11 y de la Tabla 4-2, se tiene que

	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
K <sub>1</sub>	1	1

Cálculo de K<sub>3</sub>

Suponiendo ondulaciones pequeñas, Tabla 4-3

	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
K <sub>3</sub>	1.1	1.1

Cálculo de K<sub>4</sub>

Se tiene:   
 • If D<sub>50</sub> < 2 mm or D<sub>95</sub> < 20 mm, then K<sub>4</sub> = 1  
 • If D<sub>50</sub> ≥ 2 mm and D<sub>95</sub> ≥ 20 mm

Dado que el D<sub>50</sub> = 0.25mm

	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
K <sub>4</sub>	1	1

Se está calculando para el periodo de Retorno de 100 años del Modelamiento 3

$y_3 = y_1 + y_{s\text{ pilar}}/2 + y_{s\text{ Zapata}}/2$	11.28	13.15
$V_3 = V_1(y_1/y_3)$	2.20	3.13

$h_3 = h_0 + y_{s\text{ pilar}}/2 + y_{s\text{ Zapata}}/2$	5.36	5.23
$h_3 / y_3$	0.48	0.40
S / a	4.32	4.32

De la Figura 4-19	K <sub>hpg</sub>	0.64	0.55
-------------------	------------------	------	------

De la Figura 4-17	K <sub>sp</sub>	0.48	0.48
-------------------	-----------------	------	------

De la Figura 4-18	K <sub>m</sub>	1.50	1.50
-------------------	----------------	------	------

====> a* <sub>pg</sub>	4.00	4.00
------------------------	------	------

====> y <sub>s pc</sub>	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
	= 1.96m	= 1.68m

**Anexos 6:**

**Socavación Local en Pilares Complejos Eje 7 y 8  
Modelamiento 2 Q<sub>500</sub>**

**1.- Componente de Socavación Local en el Pilar**

$$\frac{y_{epier}}{y_1} = K_{n\text{pier}} \left[ 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left( \frac{a_{pier}}{y_1} \right)^{0.65} \left( \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}} \right)^{0.42} \right]$$

Descripción		Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
<b>Pilar:</b>	Ancho	3.00 m	3.00 m
	Largo	3.00 m	3.00 m
	Forma	Circular	Circular
<b>Zapata:</b>	h <sub>0</sub>	3.37 m	5.37 m
	Espesor T	3.00 m	3.00 m

Cálculo de K<sub>1</sub>

De la Figura: 4-11 y de la Tabla 4-2, se tiene que

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
K <sub>1</sub>	1	1

Cálculo de K<sub>2</sub>

El Ángulo de ataque del flujo a pilares circulares es cero  
De la Tabla 4-2

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
K <sub>2</sub>	1.1	1.1

Cálculo de K<sub>3</sub>

Suponiendo dunas pequeñas, Tabla 4-3

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
K <sub>3</sub>	1.1	1.1

Cálculo de K<sub>4</sub>

Se tiene:
 

- If D<sub>50</sub> < 2 mm or D<sub>95</sub> < 20 mm, then K<sub>4</sub> = 1
- If D<sub>50</sub> ≥ 2 mm and D<sub>95</sub> ≥ 20 mm

Dado que el D50 = 0.25mm

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
K <sub>4</sub>	1	1

Del Plano Topográfico se obtiene las cotas de Fondo del Lecho:

Pilar 7; Nivel Fondo de Lecho = 164m

Pilar 8; Nivel Fondo de Lecho = 162m

También el nivel de agua para Q<sub>500</sub> es: 173.21 Tabla 5-1

	a <sub>Pier</sub>	3.00 m	3.00 m
Tirante del Modelamiento	y <sub>1</sub>	9.21m	11.21m
Velocidad del Modelamiento	V <sub>1</sub>	4.12m/s	4.94m/s

Se está calculando para el periodo de Retorno de 500 años del Modelamiento 2  
Véase Tabla 5-4

	h <sub>1</sub>	6.37	8.37
	h <sub>1</sub> / a <sub>Pier</sub>	2.12	2.79
De la Figura 4-14	K <sub>h</sub>	0.05	0.05

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
====> y <sub>Pier</sub>	= 0.38m	= 0.42m

## Socavación Local en Pilares Complejos Eje 7 y 8 Modelamiento 2 Q<sub>500</sub>

### 2.- Componente de Socavación Local por la Zapata

Caso 1a

$$\frac{y_{s\text{pc}}}{y_2} = 2.0K_1K_2K_3K_4K_w \left( \frac{a^*_{\text{pc}}}{y_2} \right)^{0.65} \left( \frac{V_2}{\sqrt{g y_2}} \right)^{0.43}$$

Descripción		Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
Zapata:	Ancho $a_{\text{pc}}$	15.00 m	15.00 m
	Largo	20.00 m	20.00 m
	Forma	Rectangular	Rectangular
	$h_0$	3.37 m	5.37 m
	Espesor T	3.00 m	3.00 m

Cálculo de  $K_1$

De la Figura: 4-11 y de la Tabla 4-2, se tiene que

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
$K_1$	1.1	1.1

Cálculo de  $K_2$

El Ángulo de ataque del flujo a pilares circulares es 7

De la ecuación

$$K_2 = (\cos \theta + L/a \sin \theta)^{0.65}$$

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
$K_2$	1.10	1.10

Cálculo de  $K_3$

Suponiendo ondulaciones pequeñas, Tabla 4-3

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
$K_3$	1.1	1.1

Cálculo de  $K_4$

Se tiene:   
 • If  $D_{50} < 2 \text{ mm}$  or  $D_{95} < 20 \text{ mm}$ , then  $K_4 = 1$    
 • If  $D_{50} \geq 2 \text{ mm}$  and  $D_{95} \geq 20 \text{ mm}$

Dado que el  $D_{50} = 0.25 \text{ mm}$

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
$K_4$	1	1

Se está calculando para el periodo de Retorno de 500 años del Modelamiento 2

$$y_2 = y_1 + y_{s \text{ pilar}}/2 \quad \begin{matrix} 9.40 & 11.42 \end{matrix}$$

$$V_2 = V_1(y_1/y_2) \quad \begin{matrix} 4.04 & 4.85 \end{matrix}$$

$$h_2 = h_0 + y_{s \text{ pilar}}/2 \quad \begin{matrix} 3.56 & 5.58 \end{matrix}$$

$$h_2 / y_2 \quad \begin{matrix} 0.38 & 0.49 \end{matrix}$$

$$T / y_2 \quad \begin{matrix} 0.32 & 0.26 \end{matrix}$$

Factor de Corrección  $K_w \quad \begin{matrix} 1.00 & 1.00 \end{matrix}$

De la Figura 4-15 se Tiene  $\implies a^*_{\text{pc}}/a_{\text{pc}} \quad \begin{matrix} 0.11 & 0.07 \end{matrix}$

$\implies a^*_{\text{pc}} = \quad \begin{matrix} 1.65 & 1.05 \end{matrix}$

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
$\implies y_{s \text{ pc}}$	= 5.57m	= 4.61m

## Socavación Local en Pilares Complejos Eje 7 y 8 Modelamiento 2 Q<sub>500</sub>

### 3.- Componente de Socavación Local debido al Grupo de Pilotes

Caso 1a

$$\frac{y_{sppg}}{y_3} = K_{npg} \left[ 2.0 K_1 K_3 K_4 \left( \frac{a^*_{pg}}{y_3} \right)^{0.65} \left( \frac{V_3}{\sqrt{g y_3}} \right)^{0.43} \right]$$

Descripción		Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
<b>Zapata:</b>	Ancho a	1.85 m	1.85 m
	a <sub>proj</sub>	5.55 m	5.55 m
	Forma	Grupo Pilote	Grupo Pilote
	S	6.00 m	6.00 m
	N Filas	8 Und	8 Und

Cálculo de K<sub>1</sub>

De la Figura: 4-11 y de la Tabla 4-2, se tiene que

	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
K <sub>1</sub>	1	1

Cálculo de K<sub>3</sub>

Suponiendo ondulaciones pequeñas, Tabla 4-3

	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
K <sub>3</sub>	1.1	1.1

Cálculo de K<sub>4</sub>

Se tiene:   
 • If D<sub>50</sub> < 2 mm or D<sub>95</sub> < 20 mm, then K<sub>4</sub> = 1   
 • If D<sub>50</sub> ≥ 2 mm and D<sub>95</sub> ≥ 20 mm

Dado que el D<sub>50</sub> = 0.25mm

	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
K <sub>4</sub>	1	1

Se está calculando para el periodo de Retorno de 500 años del Modelamiento 2

$y_3 = y_1 + y_{s \text{ pilar}}/2 + y_{s \text{ Zapata}}/2$	12.18	13.72
$V_3 = V_1(y_1/y_3)$	3.11	4.03

$h_3 = h_0 + y_{s \text{ pilar}}/2 + y_{s \text{ Zapata}}/2$	5.97	5.51
$h_3 / y_3$	0.49	0.40
S / a	4.32	4.32

De la Figura 4-19      K<sub>npg</sub>      0.65      0.55

De la Figura 4-17      K<sub>sp</sub>      0.48      0.48

De la Figura 4-18      K<sub>m</sub>      1.50      1.50

====> a* <sub>pg</sub>	4.00	4.00
------------------------	------	------

====> y <sub>s pc</sub>	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
	= 2.41m	= 1.90m

**Anexos 7:**

**Socavación Local en Pilares Complejos Eje 7 y 8  
Modelamiento 3 Q<sub>500</sub>**

**1.- Componente de Socavación Local en el Pilar**

$$\frac{y_{\text{spier}}}{y_1} = K_{h\text{pier}} \left[ 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left( \frac{a_{\text{pier}}}{y_1} \right)^{0.65} \left( \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}} \right)^{0.43} \right]$$

Descripción		Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
<b>Pilar:</b>	Ancho	3.00 m	3.00 m
	Largo	3.00 m	3.00 m
	Forma	Circular	Circular
<b>Zapata:</b>	h <sub>0</sub>	3.37 m	5.37 m
	Espesor T	3.00 m	3.00 m

Cálculo de K<sub>1</sub>

De la Figura: 4-11 y de la Tabla 4-2, se tiene que

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
K <sub>1</sub>	1	1

Cálculo de K<sub>2</sub>

El Ángulo de ataque del flujo a pilares circulares es cero  
De la Tabla 4-2

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
K <sub>2</sub>	1.1	1.1

Cálculo de K<sub>3</sub>

Suponiendo dunas pequeñas, Tabla 4-3

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
K <sub>3</sub>	1.1	1.1

Cálculo de K<sub>4</sub>

Se tiene:
 

- If D<sub>50</sub> < 2 mm or D<sub>95</sub> < 20 mm, then K<sub>4</sub> = 1
- If D<sub>50</sub> ≥ 2 mm and D<sub>95</sub> ≥ 20 mm

Dado que el D<sub>50</sub> = 0.25mm

	Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
K <sub>4</sub>	1	1

Del Plano Topográfico se obtiene las cotas de Fondo del Lecho:

Pilar 7; Nivel Fondo de Lecho = 164m

Pilar 8; Nivel Fondo de Lecho = 162m

También el nivel de agua para Q<sub>500</sub> es: 174.69      Tabla 5-1

a<sub>Pier</sub>      3.00 m      3.00 m

Tirante del Modelamiento

y<sub>1</sub>      10.69m      12.69m

Velocidad del Modelamiento

V<sub>1</sub>      3.32m/s      4.27m/s

Se está calculando para el periodo de Retorno de 500 años del Modelamiento 3

Véase Tabla 5-4

h<sub>1</sub>      6.37      8.37

h<sub>1</sub> / a<sub>Pier</sub>      2.12      2.79

De la Figura 4-14      K<sub>h</sub>      0.05      0.05

**Pilar Eje 7      Pilar Eje 8**

====> y<sub>Pier</sub>      = 0.35m      = 0.40m

## Socavación Local en Pilares Complejos Eje 7 y 8 Modelamiento 3 Q<sub>500</sub>

### 2.- Componente de Socavación Local por la Zapata

Caso 1a 
$$\frac{y_{s\text{pc}}}{y_2} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 K_w \left( \frac{a^*_{\text{pc}}}{y_2} \right)^{0.65} \left( \frac{V_2}{\sqrt{g y_2}} \right)^{0.43}$$

Descripción		Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
<b>Zapata:</b>	Ancho $a_{\text{pc}}$	15.00 m	15.00 m
	Largo	20.00 m	20.00 m
	Forma	Rectangular	Rectangular
	$h_0$	3.37 m	5.37 m
	Espesor T	3.00 m	3.00 m

Cálculo de  $K_1$

De la Figura: 4-11 y de la Tabla 4-2, se tiene que

	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
$K_1$	1.1	1.1

Cálculo de  $K_2$

El Ángulo de ataque del flujo a pilares circulares es 7

De la ecuación

$$K_2 = (\cos \theta + L / a \sin \theta)^{0.65}$$

	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
$K_2$	1.10	1.10

Cálculo de  $K_3$

Suponiendo ondulaciones pequeñas, Tabla 4-3

	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
$K_3$	1.1	1.1

Cálculo de  $K_4$

Se tiene:   
 • If  $D_{50} < 2 \text{ mm}$  or  $D_{95} < 20 \text{ mm}$ , then  $K_4 = 1$    
 • If  $D_{50} \geq 2 \text{ mm}$  and  $D_{95} \geq 20 \text{ mm}$

Dado que el  $D_{50} = 0.25 \text{ mm}$

	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
$K_4$	1	1

Se está calculando para el periodo de Retorno de 500 años del Modelamiento 3

$y_2 = y_1 + y_{s \text{ pilar}}/2$	10.86	12.89
$V_2 = V_1(y_1/y_2)$	3.27	4.20

$h_2 = h_0 + y_{s \text{ pilar}}/2$	3.54	5.57
$h_2 / y_2$	0.33	0.43
$T / y_2$	0.28	0.23

Factor de Corrección	$K_w$	1.00	1.00
----------------------	-------	------	------

De la Figura 4-15 se Tiene	====> $a^*_{\text{pc}}/a_{\text{pc}}$	0.11	0.08
	====> $a^*_{\text{pc}} =$	1.65	1.20

	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
====> $y_{s \text{ pc}}$	= 5.19m	= 4.81m

## Socavación Local en Pilares Complejos Eje 7 y 8 Modelamiento 3 Q<sub>500</sub>

### 3.- Componente de Socavación Local debido al Grupo de Pilotes

Caso 1a

$$\frac{Y_{spg}}{y_3} = K_{npg} \left[ 2.0 K_1 K_3 K_4 \left( \frac{a^*_{pg}}{y_3} \right)^{0.65} \left( \frac{V_3}{\sqrt{g y_3}} \right)^{0.43} \right]$$

Descripción		Pilar Eje 7	Pilar Eje 8
<b>Zapata:</b>	Ancho a	1.85 m	1.85 m
	a <sub>proj</sub>	5.55 m	5.55 m
	Forma	Grupo Pilote	Grupo Pilote
	S	6.00 m	6.00 m
	N Filas	8 Und	8 Und

Cálculo de K<sub>1</sub>

De la Figura: 4-11 y de la Tabla 4-2, se tiene que

	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
K <sub>1</sub>	1	1

Cálculo de K<sub>3</sub>

Suponiendo ondulaciones pequeñas, Tabla 4-3

	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
K <sub>3</sub>	1.1	1.1

Cálculo de K<sub>4</sub>

Se tiene:   
 • If D<sub>50</sub> < 2 mm or D<sub>95</sub> < 20 mm, then K<sub>4</sub> = 1  
 • If D<sub>50</sub> ≥ 2 mm and D<sub>95</sub> ≥ 20 mm

Dado que el D<sub>50</sub> = 0.25mm

	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
K <sub>4</sub>	1	1

Se está calculando para el periodo de Retorno de 500 años del Modelamiento 3

$y_3 = y_1 + y_{s \text{ pilar}}/2 + y_{s \text{ Zapata}}/2$	13.46	15.29
$V_3 = V_1(y_1/y_3)$	2.64	3.54

$h_3 = h_0 + y_{s \text{ pilar}}/2 + y_{s \text{ Zapata}}/2$	5.77	5.60
$h_3 / y_3$	0.43	0.37
S / a	4.32	4.32

De la Figura 4-19	K <sub>hpg</sub>	0.58	0.51
-------------------	------------------	------	------

De la Figura 4-17	K <sub>sp</sub>	0.48	0.48
-------------------	-----------------	------	------

De la Figura 4-18	K <sub>m</sub>	1.50	1.50
-------------------	----------------	------	------

====> a* <sub>pg</sub>	4.00	4.00
------------------------	------	------

====> y <sub>s pc</sub>	<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Pilar Eje 8</b>
	= 1.78m	= 1.54m

**Anexos 8:**

**Resumen: Valores de Socavación Local en Pilares Complejos Eje 7 y 8**

**RESUMEN CAUDAL DE DISEÑO PARA Tr 100 AÑOS**

<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Y Pilar</b>	<b>Y Zapata</b>	<b>Y Grupo de Pilotes</b>	<b>Total</b>
Para un Tr de 100años				
Modelamiento 2	0.31m	4.75m	2.54m	<b>7.61m</b>
Modelamiento 3	0.32m	4.41m	1.96m	<b>6.68m</b>

Socavación del Pilar Complejo Eje 7 Para Un Tr de 100 años **7.61m**

<b>Pilar Eje 8</b>	<b>Y Pilar</b>	<b>Y Zapata</b>	<b>Y Grupo de Pilotes</b>	<b>Total</b>
Para un Tr de 100años				
Modelamiento 2	0.35m	3.86m	1.99m	<b>6.20m</b>
Modelamiento 3	0.37m	4.09m	1.68m	<b>6.14m</b>

Socavación del Pilar Complejo Eje 8 Para Un Tr de 100 años **6.20m**

**RESUMEN CAUDAL DE DISEÑO PARA Tr 500 AÑOS**

<b>Pilar Eje 7</b>	<b>Y Pilar</b>	<b>Y Zapata</b>	<b>Y Grupo de Pilotes</b>	<b>Total</b>
Para un Tr de 500años				
Modelamiento 2	0.38m	5.57m	2.41m	<b>8.36m</b>
Modelamiento 3	0.35m	5.19m	1.78m	<b>7.31m</b>

Socavación del Pilar Complejo Eje 8 Para Un Tr de 500 años **8.36m**

<b>Pilar Eje 8</b>	<b>Y Pilar</b>	<b>Y Zapata</b>	<b>Y Grupo de Pilotes</b>	<b>Total</b>
Para un Tr de 500años				
Modelamiento 2	0.42m	4.61m	1.90m	<b>6.93m</b>
Modelamiento 3	0.40m	4.81m	1.54m	<b>6.75m</b>

Socavación del Pilar Complejo Eje 8 Para Un Tr de 500 años **6.93m**

**Anexos 9:**

**Resumen: Valores de Socavación  
Local en Estribo Eje 1**

**RESUMEN CAUDAL DE DISEÑO PARA Tr 500 AÑOS**

<b>Pilar Eje 7</b>	<b><math>y_{\text{Estribo}}</math></b>	<b>Total</b>
Para un Tr de 500años		
Modelamiento 3	2.99m	<b>2.99m</b>

Socavación del Estribo Eje 1 Para Un Tr de 500 años

**2.99m**

**Resumen: Valores de Socavación Local en Pilares  
Eje 2 y 3; y la Cámara de Anclaje**

**RESUMEN CAUDAL DE DISEÑO PARA Tr 500 AÑOS**

<b>Pilar Eje 7</b>	<b><math>y_s</math></b>	<b>Total</b>
Para un Tr de 500años		
Modelamiento 3	1.61m	<b>1.61m</b>

Socavación del Pilar Eje 1 Para Un Tr de 500 años

**1.61m**

<b>Pilar Eje 8</b>	<b><math>y_s</math></b>	<b>Total</b>
Para un Tr de 500años		
Modelamiento 3	1.62m	<b>1.62m</b>

Socavación del Pilar Eje 2 Para Un Tr de 500 años

**1.62m**

<b>Cámara de Anclaje</b>	<b><math>y_s</math></b>	<b>Total</b>
Para un Tr de 500años		
Modelamiento 3	8.85m	<b>8.85m</b>

Socavación en Cámara de Anclaje Para Un Tr de 500 años

**8.85m**

**Anexo F1: Figura A-1 Ubicación de Secciones en el HEC-RAS:**

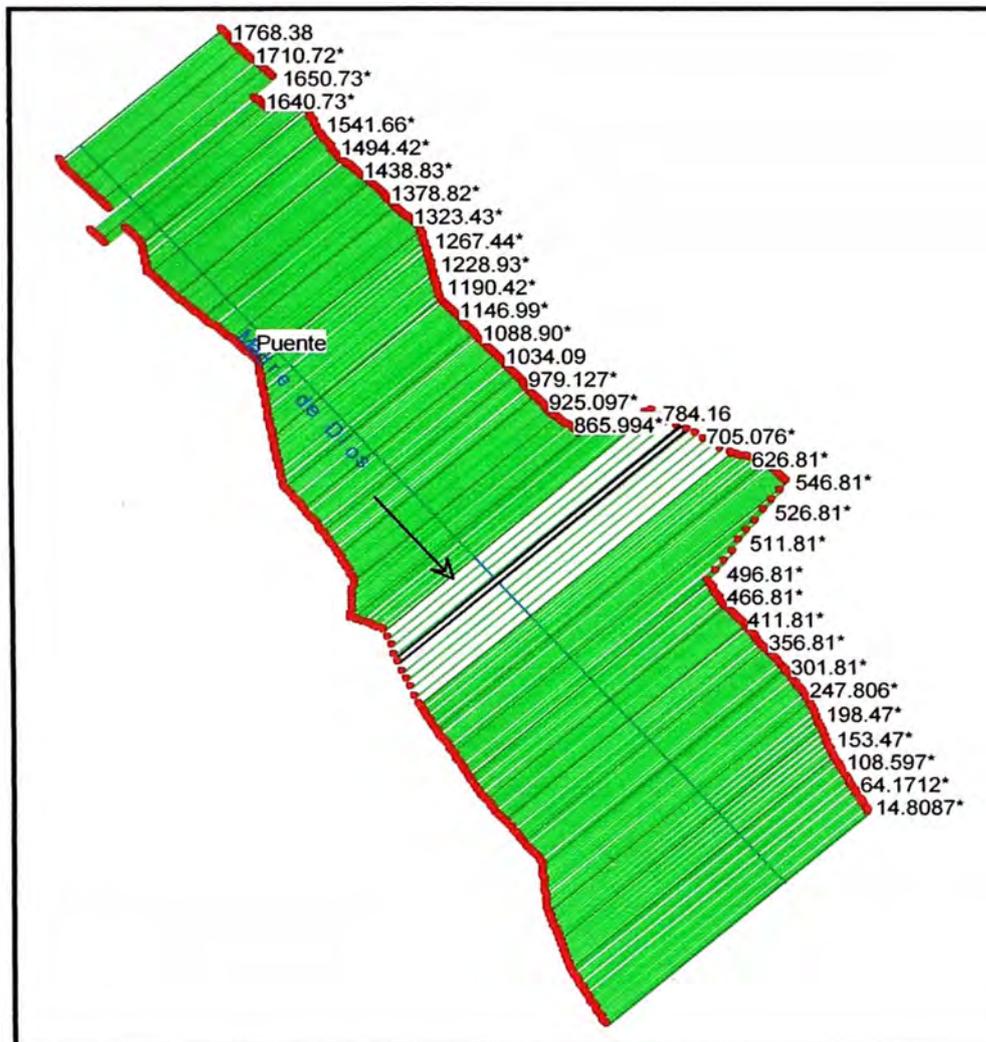


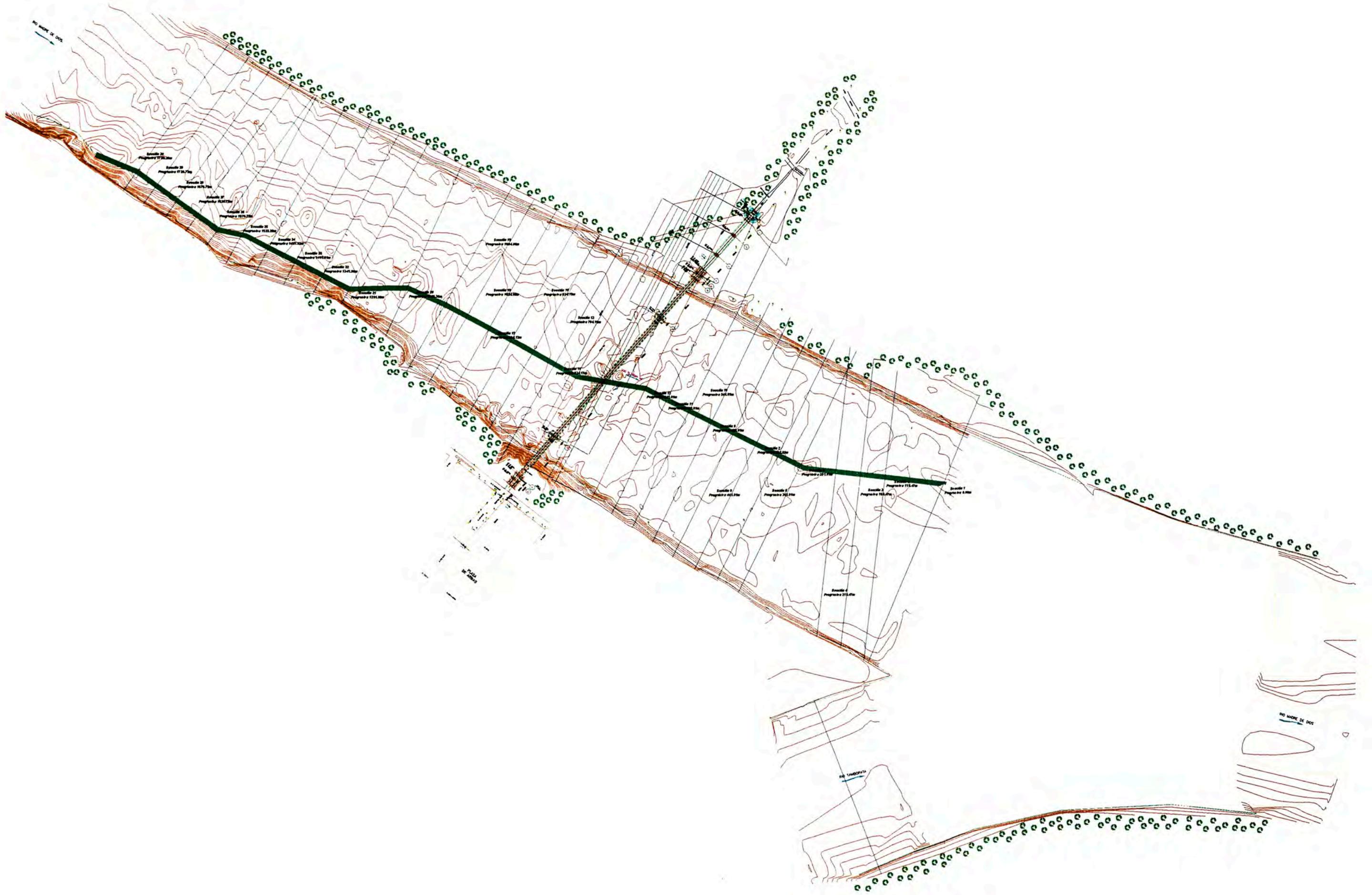
Figura A-1: Ubicación del Talweg, Secciones Transversales.

**Anexo F2: Figura A-2 Secciones Transversales - Talweg**

**Anexo F3: Figura A-3 Secciones Transversales en el Río Madre de Dios**

**Anexo F4: Figura A-4 Descripción de los tipos de cimentaciones.**

**Anexo F5: Figura A-5 Perfil Longitudinal del Puente Billinghamst.**



**Figura A-2: Secciones Transversales - Talweg**  
**Fuente: Expediente Técnico Puente Billinghamurst**



Sección 19  
Progresiva 1084.06m

Sección 20  
Progresiva 1166.36m

Sección 18  
Progresiva 1034.09m

Sección 16  
Progresiva 934.19m

Sección 13  
Progresiva 784.16m

Sección 17  
Progresiva 984.12m

Sección 14  
Progresiva 834.17m

Sección 12  
Progresiva 641.81m

Sección 10  
Progresiva 541.81m

Sección 11  
Progresiva 591.81m

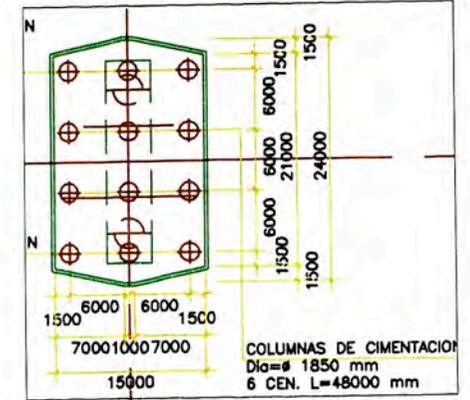
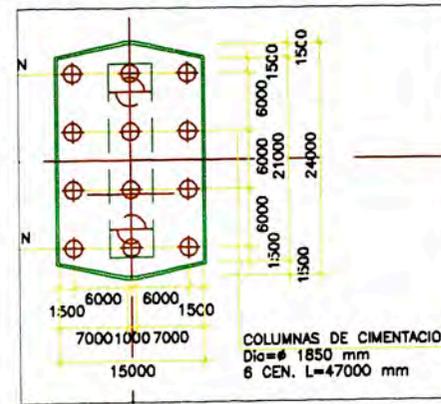
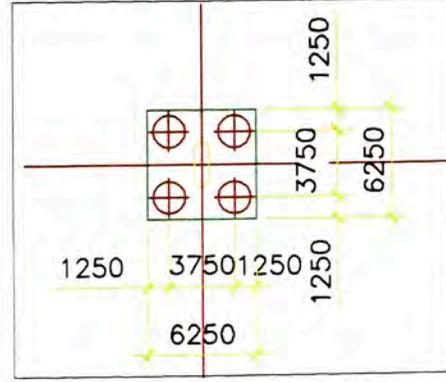
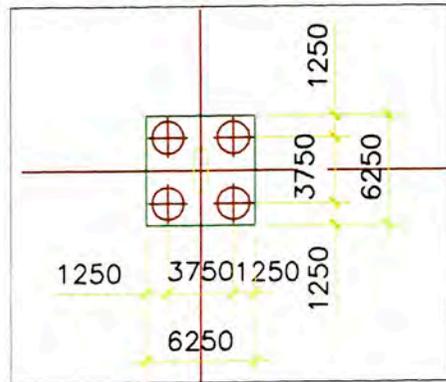
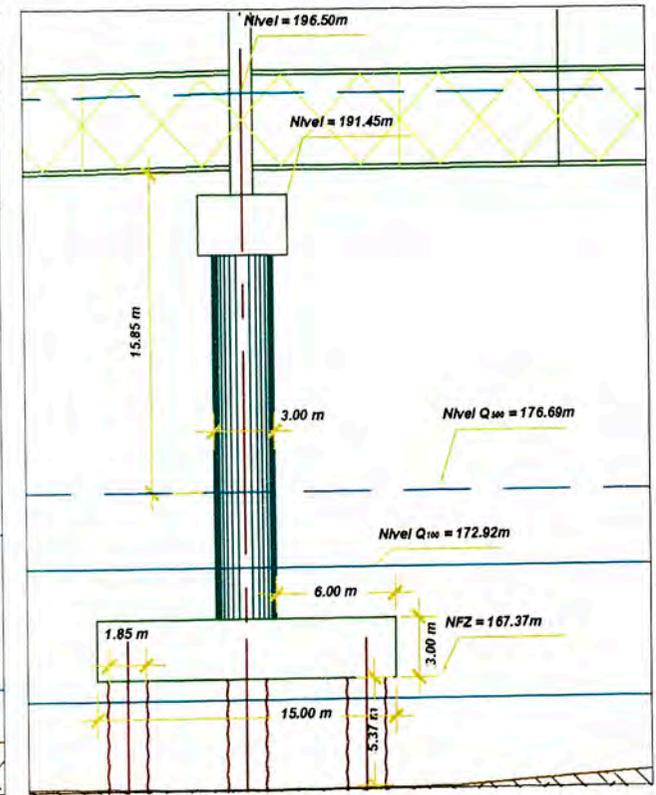
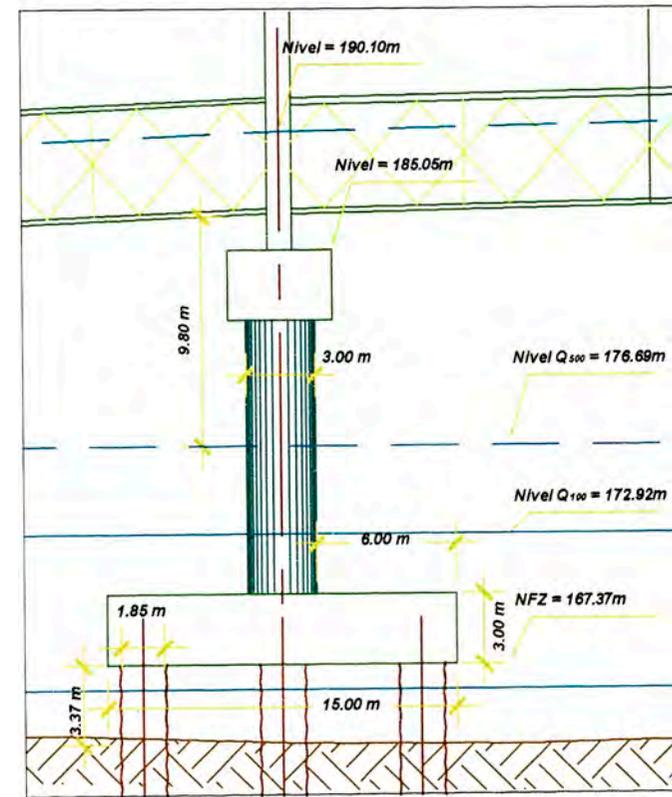
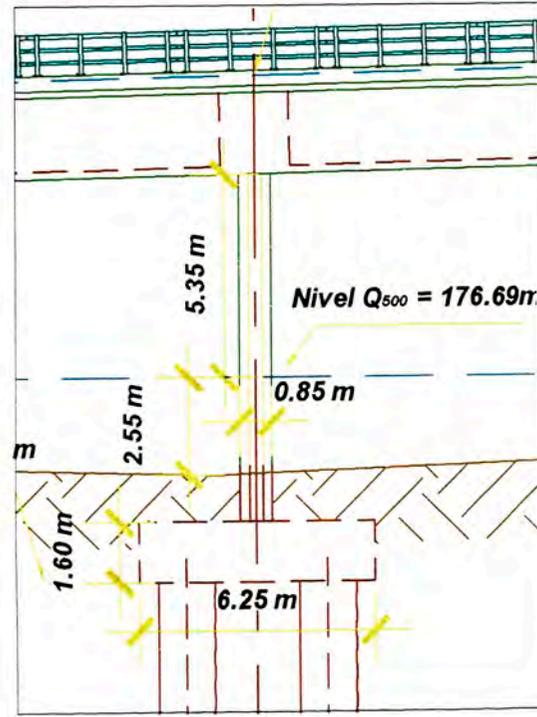
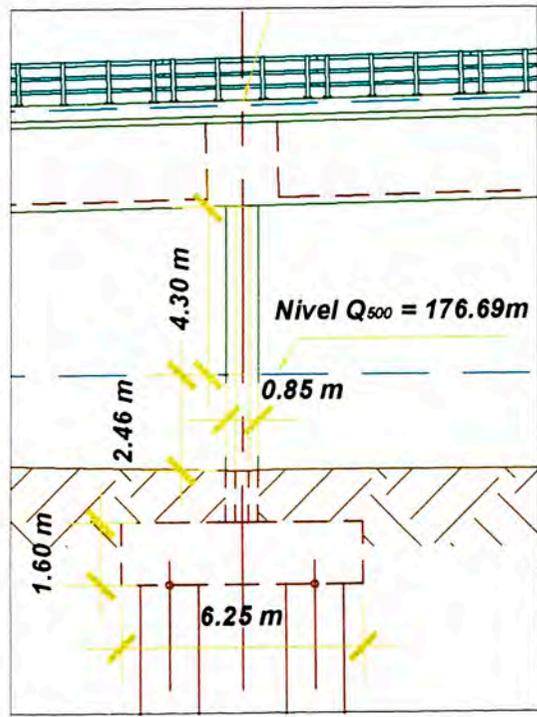
Sección 9  
Progresiva 491.81m

Sección 7  
Progresiva 391.81m

Sección 8  
Progresiva 441.81m

Sección 6  
Progresiva 341.81m

Figura A-3: Secciones Transversales - Río Madre de Dios  
Fuente: Expediente Técnico Puente Billingham

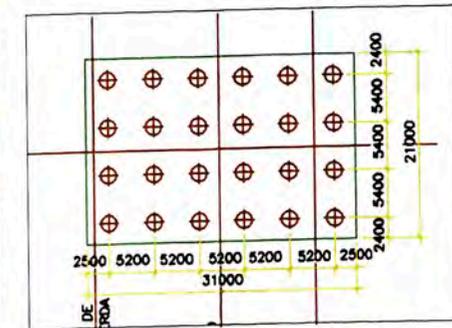
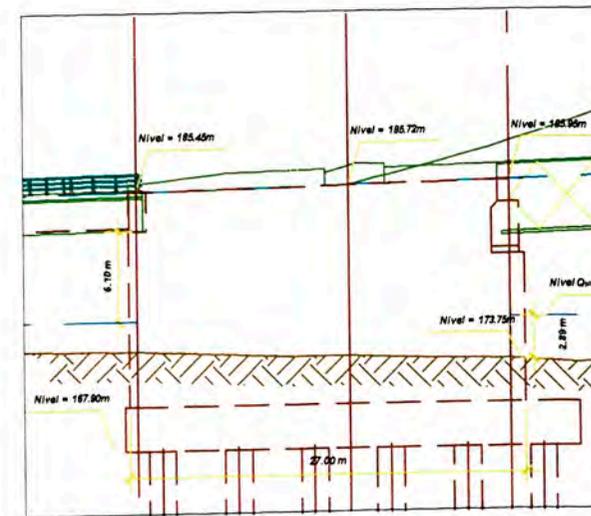
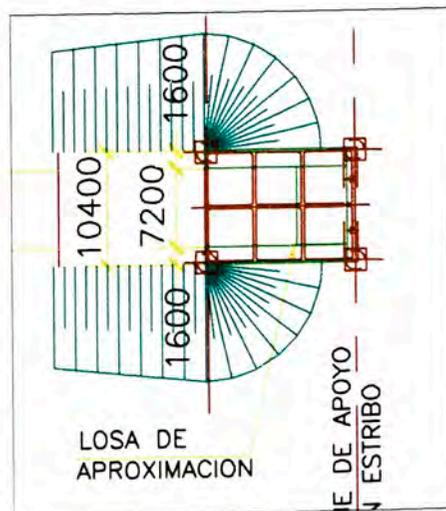
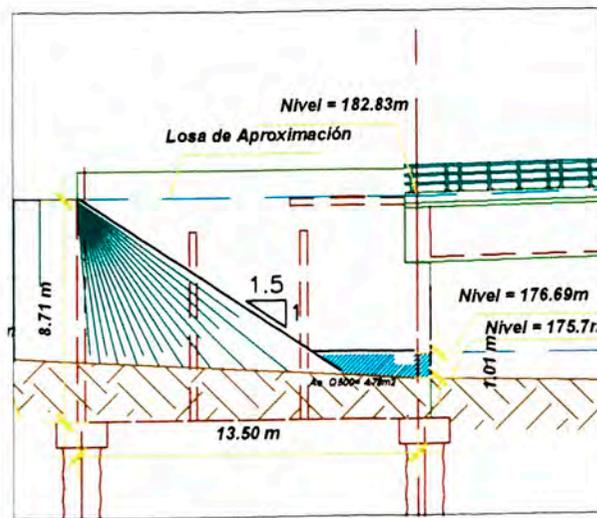


**Pilar Eje 2**

**Pilar Eje 3**

**Pilar Tipo Complejo Eje 7**

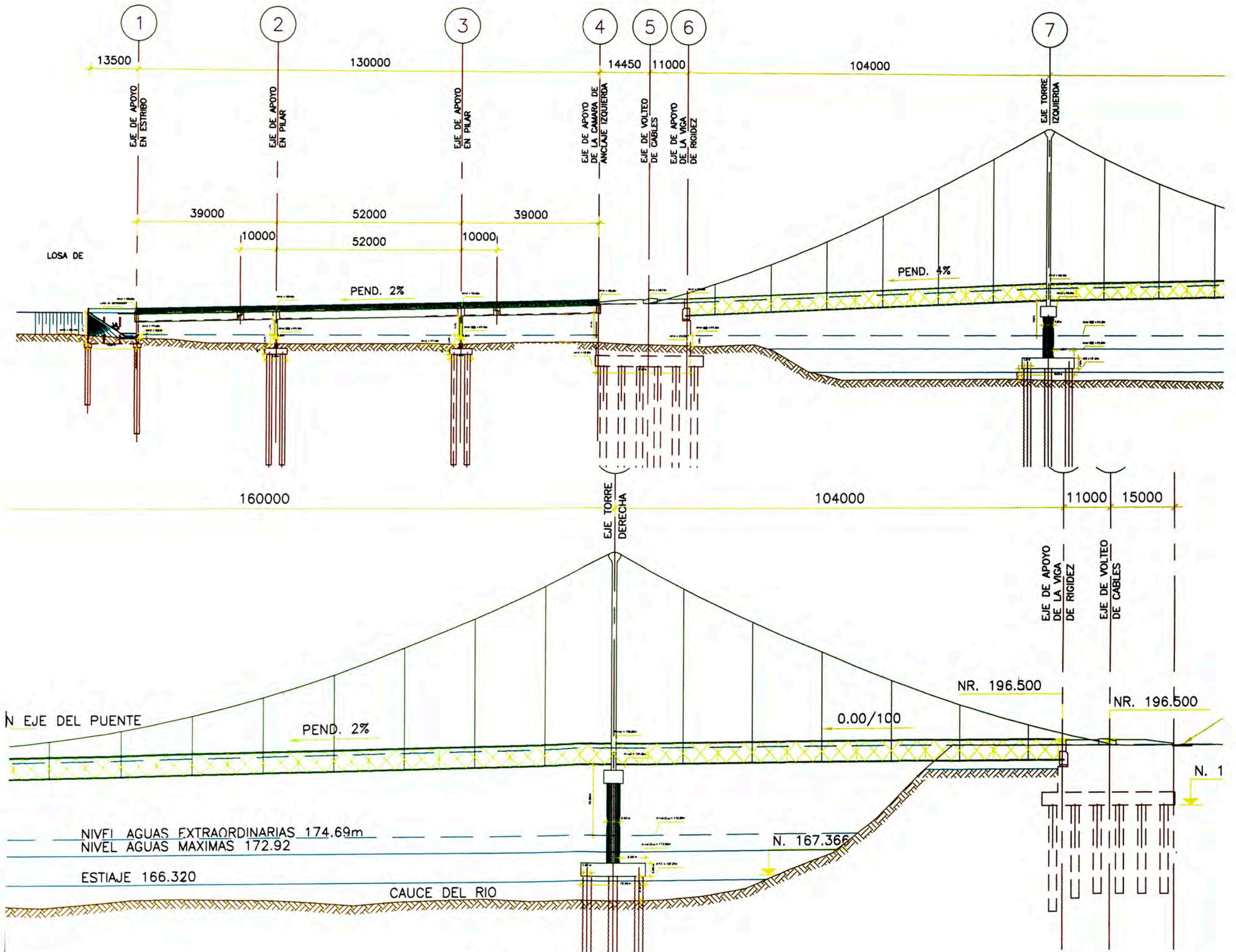
**Pilar Tipo Complejo Eje 8**



**Estribo Izquierdo Eje 1**

**Cámara Izquierda Eje 4 a 6**

**FIGURA N° A-4**  
**Descripción de los Tipos de Cimentaciones.**



**FIGURA N° A-5**  
**Perfil Longitudinal del Puente Billingshurst**