



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN**

**“VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES
ANTE EL TRÁNSITO DE AVENIDAS EXTRAORDINARIAS”**

**TESIS
PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:
CARLOS IVÁN RAMÓN DIEGO**

**ASESOR:
Dr. DARÍO RIVERA VARGAS**

MÉXICO MARZO, 2015

Santa Cruz Acatlán, Estado de México



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.





Agradecimientos

“Iniciar una obra es cosa relativamente fácil, basta avivar la lumbre del entusiasmo, perseverar en ello hasta el éxito es cosa diferente, para eso se requiere de continuidad y esfuerzo...”

C. I. R. D.

A Dios, por la oportunidad de vivir y tener días llenos de aprendizajes, con nuevas experiencias y sobre todo de felicidad, y por ser mi fortaleza en momentos de debilidad.

*A mis padres **Avelina Diego Ortela** y **Pascual Ramón Calderón**, quienes hicieron todo en la vida para que yo pudiera lograr esta meta tan importante, por motivarme día a día, por ser mi mayor inspiración para salir adelante, y por tantos esfuerzos y sacrificios a veces incomprensidos. Ésta meta siéntanla como suya, me siento orgulloso de ser su hijo. Gracias por todo, ustedes son lo mejor que tengo en la vida.*

*A mi hermana **Miriam Ramón Diego**, por ser la persona que junto a mis padres ha confiado en todo lo que hago, y por estar conmigo en momentos como éste, en los que una meta que desde niños anhelábamos se hace realidad. Para tí, mi más sincero agradecimiento. ¡Gracias por creer en mí!*

A mi Familia, que con su apoyo, comprensión y afecto se enorgullecen de todos mis logros y mis metas alcanzadas. Gracias por darme su voto de confianza y por todo en lo que me han apoyado.

A todos mis amigos por su apoyo y valiosos comentarios en la realización de este trabajo.

*Agradezco a los **Sres. Javier Naranjo** y **Gustavo Naranjo** así como a sus esposas, y al mismo tiempo al **Lic. Javier E. Guzmán Calafell** y su esposa la **Arq. María de los Ángeles Aguirre** por brindarme su voto de confianza y por todos sus consejos que innumerables veces me han brindado y que me han permitido tomar las mejores decisiones.*

*A mi asesor el **Dr. Darío Rivera Vargas**, por su disposición y por compartir sus conocimientos en este campo de la ingeniería civil. Gracias al **Dr. Hugo Hernández Barrios**, al **Mtro. Martín Sánchez Muñoz**, al **Ing. Carlos Arce León** y al **Mtro. Leonardo Álvarez León** por el apoyo que me brindaron y por sus acertadas observaciones que permitieron culminar este trabajo de la mejor manera, al mismo tiempo mi más sincero agradecimiento al **Mtro. Luis Núñez Quiroz** por su valiosa contribución bibliográfica para la realización de éste trabajo.*

Carlos Iván Ramón Diego

Marzo 2015





ÍNDICE

| | |
|---|-----------|
| FIGURAS..... | i |
| TABLAS..... | iii |
| | |
| 1. INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| 1.1 ANTECEDENTES..... | 2 |
| 1.2 OBJETIVO Y ALCANCE..... | 5 |
| 1.3 CONTENIDO DE LA INVESTIGACIÓN..... | 5 |
| | |
| 2. ASPECTOS FUNDAMENTALES DE HIDROLOGÍA..... | 7 |
| 2.1 CONCEPTOS BÁSICOS..... | 8 |
| 2.2 CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA Y LOS CAUCES..... | 11 |
| 2.3 FUNCIÓN HIDROLÓGICA DE LA CUENCA..... | 15 |
| 2.4 ESCURRIMIENTO..... | 15 |
| 2.5 PATRONES DE DRENAJE..... | 16 |
| | |
| 3. ASPECTOS FUNDAMENTALES DE INGENIERÍA DE RÍOS..... | 19 |
| 3.1 CONCEPTOS BÁSICOS..... | 20 |
| 3.2 EROSIÓN EN RÍOS..... | 26 |
| 3.3 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS..... | 28 |
| | |
| 4. COMPORTAMIENTO DE PUENTES ANTE EL TRÁNSITO DE AVENIDAS..... | 30 |
| 4.1 DEFINICIÓN Y PARTES DE UN PUENTE..... | 31 |
| 4.2 CLASIFICACIÓN DE PUENTES..... | 32 |
| 4.3. DAÑOS OBSERVADOS EN PUENTES POR EFECTOS HIDROLÓGICOS..... | 34 |
| 4.3.1 FALLAS DE PUENTES POR SOCAVACIÓN EN MÉXICO..... | 35 |
| 4.4 VARIABLES QUE INFLUYEN EN LA FALLA DE PUENTES..... | 43 |



| | |
|---|------------|
| 5. METODOLOGÍA PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES POR EL TRÁNSITO DE AVENIDAS | 46 |
| 5.1 CONCEPTO DE VULNERABILIDAD | 47 |
| 5.2 PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN LA VULNERABILIDAD..... | 47 |
| 5.3 PARÁMETROS HIDROLÓGICOS..... | 48 |
| 5.4 PARÁMETROS HIDRÁULICOS | 50 |
| 5.5 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS. | 57 |
| 5.6 SOCAVACIÓN..... | 60 |
| 5.6.1 SOCAVACIÓN GENERAL..... | 61 |
| 5.6.2 SOCAVACIÓN LOCAL | 68 |
| 5.7 PARÁMETROS ESTRUCTURALES | 81 |
| 5.8 METODOLOGÍA PROPUESTA..... | 87 |
| | |
| 6. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA AL PUENTE MAJAHUA I..... | 90 |
| 6.1. LOCALIZACIÓN DEL PUENTE MAJAHUA I. | 91 |
| 6.1.2. ENTORNO FÍSICO..... | 92 |
| 6.2 CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE MAJAHUA I..... | 93 |
| 6.2 METODOLOGÍA PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD..... | 96 |
| 6.2.1 ASPECTOS HIDROLÓGICOS..... | 96 |
| 6.2.2 ASPECTOS GEOTÉCNICOS..... | 97 |
| 6.2.3 ASPECTOS HIDRÁULICOS DEL RÍO PICHUCALCO | 98 |
| 6.2.4 ESTIMACIÓN DE LA SOCAVACIÓN..... | 98 |
| 6.2.5 FACTOR DE EMPOTRAMIENTO | 103 |
| 6.2.6 RIGIDEZ DEL TERRENO | 105 |
| 6.2.7 RIGIDECES AFECTADAS POR EL FACTOR DE EMPOTRAMIENTO | 106 |
| 6.2.8 MODELO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL..... | 108 |
| 6.3 VULNERABILIDAD DEL PUENTE MAJAHUA I..... | 110 |
| | |
| CONCLUSIONES..... | 111 |
| BIBLIOGRAFÍA | 113 |
| ANEXOS | 116 |





FIGURAS

- Figura 2.1 Tipos de cuencas
- Figura 2.2 Zonas de funcionamiento hídrico
- Figura 2.3 Esquema del proceso del ciclo hidrológico
- Figura 2.4 Características de la cuenca.
- Figura 2.5 Esquema representativo del curso de un cauce (García y Maza, 1996)
- Figura 2.6 Orden de corrientes de una cuenca
- Figura 2.7 Patrones de drenaje típicos de las zonas montañosas.
- Figura 2.8 Patrones de drenaje para las zonas media y baja de la cuenca
- Figura 3.1 Clasificación según los grados de libertad
- Figura 3.2 Río con geometría recta
- Figura 3.3 Río con meandros
- Figura 3.4 Río con geometría trenzada
- Figura 3.5 Diferentes formas de transporte de sedimentos
- Figura 4.1 Partes de un puente
- Figura 4.2 Vista aérea del colapso el puente Tonalá
- Figura 4.3 Diferentes vistas del puente Tonalá colapsado
- Figura 4.4 Daño puente Coyuca de Benítez
- Figura 4.5 Colapso del puente Petaquillas
- Figura 4.6 Destrucción de la superestructura del puente Papagayo
- Figura 4.7 Estadística de falla de puentes (Smith, 1976)
- Figura 5.1 Distribución bidimensional de velocidades en un cauce natural de ancho infinito
- Figura 5.2 Distribución típica de velocidades en un cauce natural que más se ajusta a la realidad.
- Figura 5.3 Método de las dovelas
- Figura 5.4 Efecto del tirante del cauce
- Figura 5.5 Efectos generados por el paso del cauce alrededor de una pila
- Figura 5.6 Pila de sección rectangular (Maza, 1996)
- Figura 5.7 Pila de sección circular (Maza, 1996)
- Figura 5.8 Pila de sección estribo (Maza, 1996)
- Figura 5.9 Ejemplo de curva granulométrica
- Figura 5.10 Perfil antes y después de la socavación
- Figura 5.11 Proceso de cálculo de acuerdo al método de Laursen-Toch
- Figura 5.12 Relación entre la erosión y la profundidad relativa
- Figura 5.13 Coeficiente de corrección que depende de la forma de la pila, aplicado a pilas alineadas en dirección a la corriente
- Figura 5.14 Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente.
- Figura 5.15 Valores para emplear el método de Yaroslatsiev para pilas tipo I, II y III
- Figura 5.16 Valores para emplear el método de Yaroslatsiev para pilas tipo IV, V
- Figura 5.17 Valores para emplear el método de Yaroslatsiev para pilas tipo VI, VII
- Figura 5.18 Coeficiente K_v



- Figura 5.19 Coeficiente Kh
 - Figura 5.20 Método de Maza. Evaluación de socavación local en pilas rectangulares
 - Figura 5.21 Método de Maza. Evaluación de socavación local en pilas circulares
 - Figura 5.22 Método de Maza. Evaluación de socavación local en pilas con extremos redondeados
 - Figura 5.23 Trayectoria del flujo con respecto al ángulo formado con las pilas
 - Figura 5.24 Idealización de un modelo a base de resortes equivalentes
 - Figura 5.25 Modelo del elemento finito
 - Figura 6.1 Localización del puente Majahua I en el estado de Tabasco.
 - Figura 6.2 Croquis de Localización del puente Majahua I
 - Figura 6.3 Ubicación del puente Majahua I dentro del territorio de Tabasco
 - Figura 6.4 Sección de traveses en centímetros que conforman el puente Majahua I
 - Figura 6.5 Vista en planta de las pilas tipo
 - Figura 6.6 Puente Majahua I
 - Figura 6.7 Elevación de pila tipo
 - Figura 6.8 Ubicación de la zona de estudio.
 - Figura 6.9 Características Físico-Mecánicas del Puente Majahua I
 - Figura 6.10 Vista en planta del puente Majahua I con el río Pichucalco.
 - Figura 6.11 Variación de la socavación general
 - Figura 6.12 Variación de la socavación local
 - Figura 6.13 Variación de la socavación total
 - Figura 6.14 Modelo del Puente Majahua I
 - Figura 6.15 Modelo del Puente Majahua I bajo la acción de las cargas asignadas
 - Figura 6.16 Vulnerabilidad del Puente Majahua I
-
- Anexo 01 Levantamiento geométrico del Puente Majahua I
 - Anexo 02 Levantamiento geométrico del Puente Majahua I
 - Anexo 03 Levantamiento topobatimétrico del Puente Majahua I



TABLAS

- Tabla 3.1 Valores del Número de Froude
- Tabla 4.1 Inspección SCT (Frías, 2010)
- Tabla 4.2 Relación de daños en el 2013 debido a los fenómenos meteorológicos “Ingrid” y “Manuel” (Frías, 2013)
- Tabla 4.3 Clasificación de inundaciones (Delgado, 2010; adaptación de Reed, 2004)
- Tabla 5.1 Coeficientes de rugosidad de Manning
- Tabla 5.2 Tamaño de partícula (García y Maza, 1996)
- Tabla 5.3 Tamaño de los tipos de tamices
- Tabla 5.4 Clasificación de los cauces de los ríos para efecto de calcular a socavación general
- Tabla 5.5 Características de V_r y V_e
- Tabla 5.6 Valores de β (Juárez y Rico, 1976)
- Tabla 5.7 Valores de x (Juárez y Rico, 1976)
- Tabla 5.8. Valores del coeficiente de contracción, μ (Juárez y Rico, 1976)
- Tabla 5.9 Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares en cm
- Tabla 5.10 Definición de símbolos básicos y parámetros requeridos para las ecuaciones de Dobry Gazetas, 1986
- Tabla 5.11 Expresiones para el cálculo de rigidez estática de Dobry Gazetas, 1986
- Tabla 5.12 Valor del radio equivalente (r_o)
- Tabla 6.1 Localización de estaciones meteorológicas
- Tabla 6.2 Parámetros morfológicos de la cuenca
- Tabla 6.3 Parámetros hidráulicos
- Tabla 6.4 Parámetros necesarios para el cálculo
- Tabla 6.5 Resultados del cálculo de la socavación general
- Tabla 6.6 Parámetros para el cálculo de la socavación local
- Tabla 6.7 Resultados del cálculo de la socavación general
- Tabla 6.8 Niveles de socavación total considerando diferentes niveles de tirante
- Tabla 6.9 Valores del Factor de Empotramiento FE que se emplearan en la modelación
- Tabla 6.10 Rigideces afectadas por el Factor de Empotramiento FE
- Tabla 6.11 Resultados de la modelación del Puente Majahua I





1

INTRODUCCIÓN



1. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

En los últimos años se han presentado grandes desastres en obras civiles, debido a problemas de erosión y flujo de lodos así como de material grueso arrastrado por avenidas extraordinarias. En muchos casos el problema se atribuye a la mala planeación, diseño, operación, mantenimiento o construcción de obras, así como a los asentamientos cercanos al área de influencia del cauce de los ríos.

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

Cuando se producen fuertes lluvias crece el cauce de los ríos y la velocidad de la corriente, en estas condiciones, los puentes que tienen cimientos sobre los ríos pueden perder estabilidad por socavación al perderse parte del suelo por la corriente, además de que la corriente arrastra objetos, como árboles, rocas, y demás objetos que pueden impactar en la estructura. Ambos problemas, socavación y empuje hidrodinámico pueden producir daños considerables o colapsos.

Los problemas que se presentan en los diseños de estructuras hidráulicas, cuando se necesita evaluar de manera confiable los volúmenes de sedimentos que los ríos transportan hasta las obras y que a menudo ocasionan fallas, se deben a los siguientes factores:

- Deficiencia en la información cartográfica e hidrometeorológica de las cuencas vertientes y de caudales líquidos y sólidos en la mayoría de los ríos.
- Desarrollo aún incipiente de los métodos de medición de sedimentos y de aplicación de fórmulas empíricas a casos reales.
- Cambios en las prácticas tradicionales de manejo de la cuenca después de construir las obras.

En los primeros dos casos las cargas totales de transporte de sedimentos que se aplican en el diseño de las obras pueden resultar excesivas o deficientes; en el tercero, el pronóstico hecho con base en la información histórica resulta irreal.

Por las razones expuestas, para lograr un buen diseño de las obras que van a estar sometidas al efecto de los sedimentos es necesario evaluar, además de la información histórica existente entre la cuenca como productora de sedimentos y el río como conductor de los mismos.



Los puentes son obras singulares, costosas y vitales. A menudo es el punto estratégico de una vía de comunicación. Los puentes son estructuras que los seres humanos han ido construyendo a lo largo del tiempo, para superar las diferentes barreras naturales con las que se ha encontrado y poder transportar así sus mercancías y permitir la comunicación entre poblados favoreciendo el desarrollo económico de las comunidades.

La definición de puente puede ser tan simple o tan compleja como uno se imagine, un puente puede ser el medio para llegar de un punto a otro salvando un obstáculo, o puede ser considerada toda una obra de arte, no sólo por la función que realiza sino por la estética y la imagen que puede dar.

El arte de construir puentes tiene su origen en la misma prehistoria, en donde los árboles derribados, proporcionaban un puente ideal, que con el paso del tiempo se han desarrollado diferentes tipos de estructuración de estos, pasando por los puentes de piedra que construyeron los romanos, hasta los que conocemos en nuestros días con materiales cada vez más novedosos y que permiten cubrir grandes claros.

Para el caso de los puentes, pueden estar expuestos a distintos riesgos naturales en función de su ubicación geográfica. En el caso de esta investigación, el interés principal son los eventos hidrológicos y sus consecuencias y su relación con la vulnerabilidad estructural de los puentes.

Se han identificado algunas variables que influyen en la vulnerabilidad de los puentes: profundidad de flujo (Y), la velocidad de aproximación del flujo (v), al área hidráulica del cauce (m), el tipo de suelo, la geometría de las pilas, etc. Algunos eventos que se pueden presentar ante el tránsito de avenidas son: desbordamiento, inundación, arrastre de material, erosión y socavación.

El problema de socavación ha sido una de las causas principales de daños en diferentes puentes alrededor del mundo. En la República Mexicana el colapso de puentes por este fenómeno no ha sido la excepción, como ejemplos se pueden mencionar los casos que a continuación se describen.

En 1943 se presentó el daño del puente del ferrocarril sub-Pacífico, principalmente por el desbordamiento del río Fuerte. Entre 1973 y 1990 se reportaron daños por inundaciones de 173 mil millones de pesos anuales, incluidos los daños en puentes **(Gómez y Espinoza, 2009)**.

En 2003, en el puente Infiernillo entre Nueva Italia y Lázaro Cárdenas, se inclinó y se desplomó una de las pilas a causa de la socavación, por lo que se llevaron a cabo trabajos de rehabilitación de alto costo **(Espinoza, Gómez y Carrillo, 2010)**.

En 2009, se colapsó el puente Tonalá, sobre el río del mismo nombre de 100 m de longitud, que une los estados de Tabasco y Veracruz. El colapso se debió a la socavación de las pilas intermedias, los



primeros estudios que se realizaron indicaron que la cimentación de las pilas era superficial, por lo que la corriente produjo la pérdida del suelo de apoyo de la cimentación y por consecuente el colapso **(Delgado, 2010)**.

En 2013, la tormenta tropical “Manuel” azotó el Pacífico mexicano, provocando innumerables daños, tal es el caso del colapso del puente de “Coyuca de Benítez” en el estado de Guerrero debido a la socavación presentada ante dicho evento **(Frías, 2013)**.

El estudio de la socavación y su efecto en los puentes es amplio y complejo, por lo que para su análisis se requiere de diferentes áreas de la Ingeniería Civil tal es el caso de la Hidrología, Hidráulica, Geotécnica y Estructuras.



1.2 OBJETIVO Y ALCANCE

Dado que los puentes son obras de infraestructura que permiten comunicar poblaciones mediante el libramiento de obstáculos como ríos y barrancos, el análisis de la vulnerabilidad de estas estructuras es relevante, en virtud de que permite identificar posibles causas de falla ante la presencia de eventos hidrológicos extraordinarios.

Por lo anterior, el objetivo de esta investigación radica en revisar los parámetros que influyen en la vulnerabilidad estructural de puentes por el tránsito de avenidas extraordinarias, así como proponer una metodología para evaluar dicha vulnerabilidad estructural; la metodología deducida se aplicará al caso particular de una tipología de puente.

1.3 CONTENIDO DE LA INVESTIGACIÓN

Atendiendo la importancia del fenómeno de tránsito de avenidas, el presente trabajo de investigación presenta un análisis detallado sobre dicho fenómeno, su acción y los daños producidos en puentes.

El desarrollo de la investigación se desarrolla atendiendo la importancia del fenómeno, partiendo desde la ingeniería de ríos hasta analizar el efecto producidos en los puentes, analizando detalladamente los parámetros que inciden en la vulnerabilidad.

En el **Capítulo 2 ASPECTOS FUNDAMENTALES DE HIDROLOGÍA**, se describen los conceptos básicos de hidrología superficial, como es el caso de la cuenca y los tipos que existen, así como también su función hidrológica y los patrones de drenaje; todo con la finalidad de entender a dichos conceptos que se tratarán en capítulos posteriores.

En el **Capítulo 3 ASPECTOS FUNDAMENTALES DE INGENIERÍA DE RÍOS**, se detallan las características más importantes de los ríos, como lo son su morfología, su clasificación y su comportamiento en la naturaleza, además se toma en cuenta la erosión que presentan y el transporte de sedimentos a lo largo del cauce.

En el **Capítulo 4 COMPORTAMIENTO DE PUENTES ANTE EL TRÁNSITO DE AVENIDAS**, se detallan las características de un puente partiendo desde las tipologías existentes y las partes principales que forman parte de su estructuración, así como también su clasificación. Además se describen los daños presentados en los puentes por la acción del tránsito de avenidas y las variables que influyen en la falla de los puentes.



En el **Capítulo 5 METODOLOGÍA PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES POR EL TRÁNSITO DE AVENIDAS**, se detalla el concepto de vulnerabilidad y se describen los principales parámetros que influyen como son los hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos, de ubicación del puente, de socavación, estructurales; y al final se propone una metodología para el análisis de vulnerabilidad.

En el **Capítulo 6 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA AL PUENTE MAJAHUA I**, se realiza un análisis de vulnerabilidad para el puente Majahua I, atendiendo la metodología propuesta, estimando los niveles de socavación ante la variación de parámetros de vulnerabilidad y se realiza una aproximación de una curva de índice de daño para esta tipología de puente.



2

ASPECTOS FUNDAMENTALES DE HIDROLOGÍA



2. ASPECTOS FUNDAMENTALES DE HIDROLOGÍA

En este capítulo se describen los principales conceptos hidrológicos que inciden en el tránsito de avenidas y su efecto en los puentes dado que las cuencas hidrológicas son las que marcan la pauta en el comportamiento de los ríos y en consecuencia se puede prever un buen diseño que se enfrente ante la acción de dicho fenómeno, al mismo tiempo al identificar los aspectos fundamentales de hidrología entenderemos con más precisión el efecto del tránsito de avenidas en los puentes.

2.1 CONCEPTOS BÁSICOS.

En el estudio de los recursos hídricos, el movimiento del agua y de los sedimentos es trascendental. Cuando una partícula de agua de lluvia cae sobre el terreno, utiliza su energía para desprender las partículas del suelo y transformar lentamente la superficie de la tierra. Esa evolución se inicia con pequeños surcos sobre la superficie que dan origen a las pequeñas corrientes de agua, y en la medida en que la escorrentía se acumula los cauces de las corrientes de agua se hacen mayores, mientras que en planta y en perfil adquieren diferentes formas que dependen de muchos factores, entre éstos la geología, la topografía, la cobertura vegetal, el clima y la actividad humana que cada vez resulta más relevante en los procesos que modifican las formas de la tierra. Esos elementos con formas caprichosas son las quebradas, los riachuelos y los grandes ríos, que con diferentes configuraciones permiten el transporte de la escorrentía hacia otro río de mayor importancia o hacia el mar.

Consecuentemente, con la escorrentía y la formación de los cauces se genera el desprendimiento del suelo, dando origen a los sedimentos, que se transportan gracias a la capacidad que tiene el agua para hacerlo. Unas veces las corrientes dispondrán de energía suficiente para mover el material disponible en el cauce y la energía sobrante se utilizará para desprender más material. En otras ocasiones, la energía disponible no será suficiente para transportar todo el material y, por tanto, se depositará.

La lluvia, como productora de la escorrentía superficial, genera los procesos erosivos sobre la superficie del terreno que dan origen a redes de canales dinámicos que aseguran casi todo el transporte de esta escorrentía.

Los sistemas de drenaje recorren la superficie de la tierra como una compleja red de bandas mecánicas que recolectan y distribuyen los productos de las lluvias y la erosión: la escorrentía y los sedimentos. La geomorfología se encarga de presentar este conjunto.



En muchos ríos y en distintos tramos de un mismo río se tienen diversos alineamientos, secciones transversales, materiales en el fondo y en las orillas, pendientes y muchas otras particularidades. Los ríos son bastante susceptibles de presentar modificaciones en el tiempo. En lapsos cortos es posible que no se vean cambios en el uso del suelo, pero en el caso de los ríos muchas veces son evidentes, razón por la cual se considera que los procesos en el ambiente de los ríos son dinámicos.

Las evidencias muestran que los cauces naturales cambian frecuentemente de posición, al tiempo que modifican su pendiente, dimensiones y sus patrones. Los ríos pueden cambiar de posición y forma como resultado de las variaciones en la hidrología, que a su vez puede cambiar drásticamente como resultado de los cambios climáticos. Por ejemplo, lluvias extraordinarias han producido alteraciones bruscas en la escorrentía y el transporte de sedimentos y, por tanto, modificaciones importantes en las secciones del cauce.

Algunas de las variables que afectan el cauce en forma directa e indirecta se pueden mencionar como las más importantes: el caudal, la pendiente longitudinal del cauce, el volumen de sedimentos transportados, la resistencia del fondo del lecho y de las orillas al movimiento del agua, la vegetación y cobertura vegetal, la temperatura, la geología, así como también los trabajos y actividades humanas.

Las variables mencionadas no son independientes y algunas dependen, en mayor o menor grado de otras, mismas que se abordarán en los capítulos siguientes del presente trabajo, dichas variables producen efectos sobre los puentes ya que estos elementos se ven inmersos al paso del flujo del cauce, es así como su estudio es importante.

La superficie continental de la tierra se encuentra dividida en cuencas hidrográficas que disponen de redes fluviales que se encargan de recolectar, transportar y depositar la escorrentía superficial y los sedimentos generados.

Por consiguiente, una cuenca se puede definir como una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por un único sistema de drenaje natural o corrientes hacia un mismo punto de salida (**Aparicio, 1992**).

Desde el punto de vista de su salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuencas figura 2.1:

- Endorreicas: el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago; y
- Exorreicas: el punto de salida está en los límites de la cuenca y está en otra corriente o en el mar.

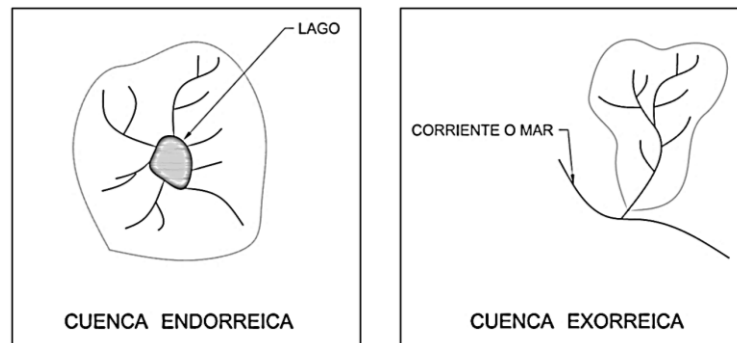


Figura 2.1 Tipos de cuencas

Las cuencas hidrográficas se pueden definir como zonas de drenaje o captación donde se junta el agua de las montañas que corre río abajo para alimentar los ríos y los lagos, antes de desembocar en el mar. De esta forma, las corrientes de agua de las cuencas son alimentadas por aguas de lluvias y/o manantiales de aguas subterráneas; y su caudal es regulado por la vegetación y el suelo (SAGARPA, 2010).

Las cuencas hidrológicas se pueden subdividir en tres zonas de funcionamiento hídrico principales: zona de cabecera, zona de captación-transporte, zona de emisión figura 2.2.

- Zona de cabecera.

Esta zona garantiza la captación inicial de las aguas y el suministro de las mismas a las zonas inferiores durante todo el año. Los procesos en las partes altas de la cuenca invariablemente tienen repercusiones en la parte baja dado el flujo unidireccional del agua y por lo tanto toda la cuenca se debe administrar como una sola unidad.

En este contexto, los bosques en las vertientes de las cuencas cubren una importante función reguladora ya que controlan la cantidad y temporalidad del flujo del agua, y protegen a los suelos de ser erosionados por el agua con la consecuente sedimentación y degradación de los ríos y la pérdida de fertilidad en las laderas.

- Zona de captación y transporte

Es la porción de la cuenca donde se capta la mayor parte del agua que entra al sistema y transporta el agua proveniente de la zona de cabecera. Esta zona puede considerarse como de mezcla, ya que en ella confluyen masas de agua con diferentes características físicas y químicas.

- Zona de Vertiente

Es la región en donde desemboca el flujo de toda la cuenca, es decir se refiere al punto de salida o desembocadura de la cuenca.

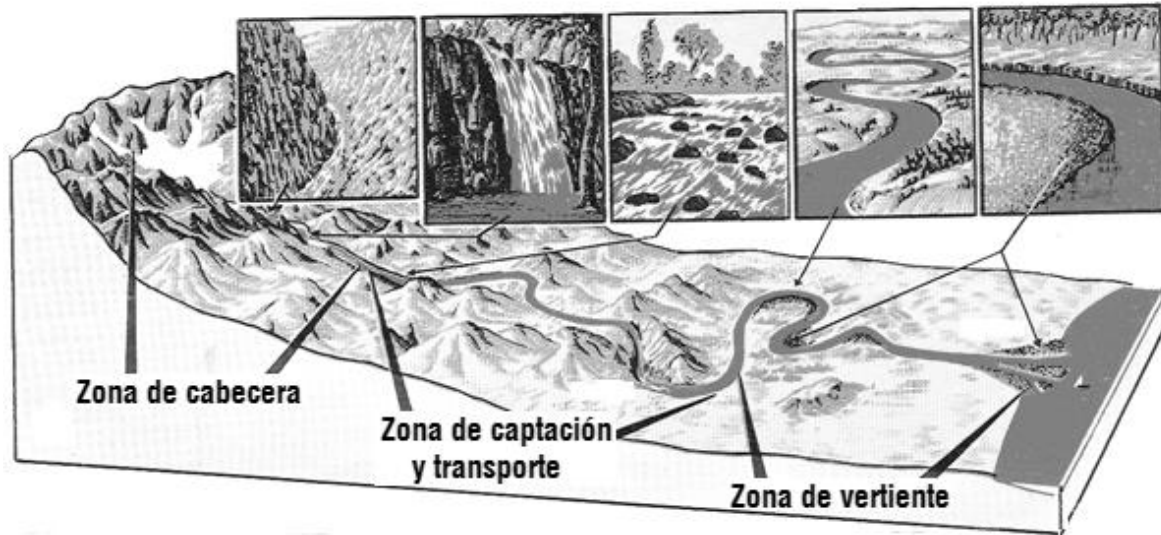


Figura 2.2 Zonas de funcionamiento hídrico

2.2 CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA Y LOS CAUCES

El ciclo hidrológico, visto a nivel de una cuenca, se puede esquematizar como un estímulo, constituido por la precipitación al que la cuenca responde mediante el escurrimiento en su salida figura 2.3. Entre el estímulo y la respuesta ocurren varios fenómenos que condicionan su relación. Dichos fenómenos están controlados por las características geomorfológicas y su urbanización. Estas características se clasifican en dos tipos (Escolero, Domínguez y Martínez, 2002), según en la manera en que controlan los fenómenos mencionados:

1. Las que condicionan el *volumen de escurrimiento*: área de la cuenca y el tipo de suelo
2. Las que condicionan la *velocidad de respuesta*: orden de corrientes, pendiente de la cuenca y los cauces.

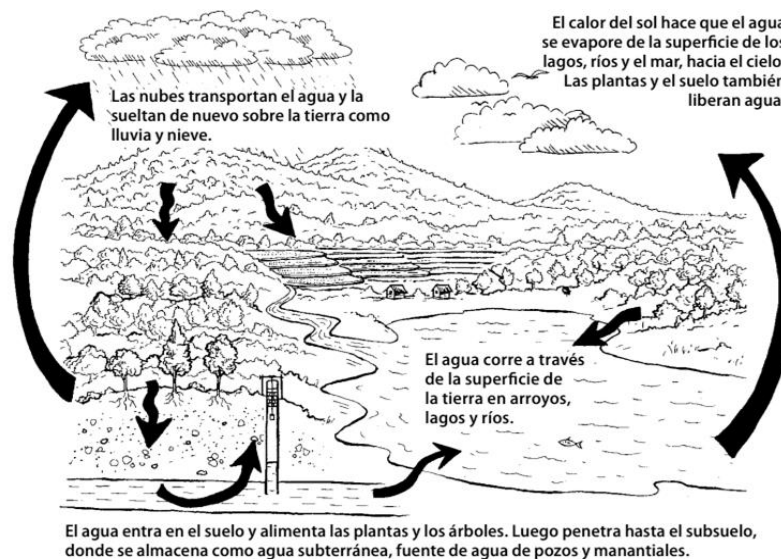


Figura 2.3 Esquema del proceso del ciclo hidrológico

Características de la cuenca y los cauces figura 2.4:



- **Parteaguas:** es la línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de las cuencas vecinas.
- **Área de la cuenca:** se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas.
- **Corriente principal:** es la corriente que pasa por la salida de la misma. Esta definición solo se aplica en cuencas exorreicas. Las demás corrientes de una cuenca de este tipo se denominan corrientes tributarias. Todo punto de cualquier corriente tiene una cuenca de aportación, toda cuenca tiene una y sólo una corriente principal.

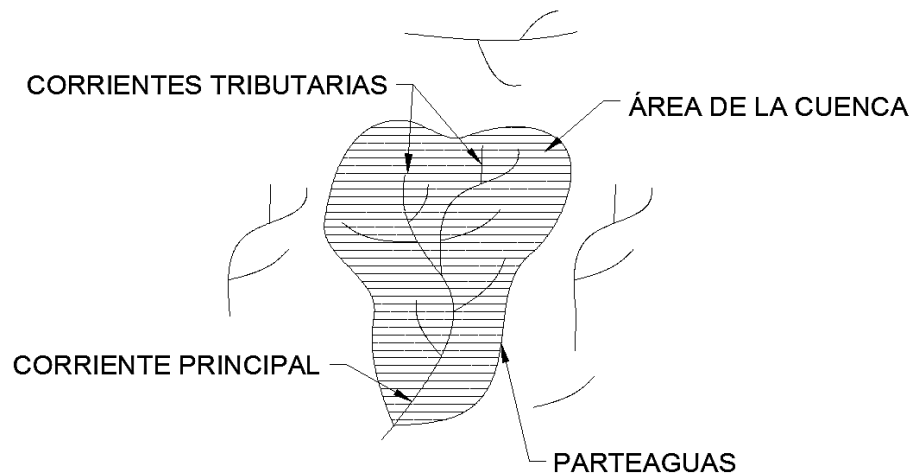


Figura 2.4 Características de la cuenca

El río principal tiene un curso, que es la distancia entre su nacimiento y su desembocadura, en el cauce del río se distinguen tres partes (**Figura 2.5**):

1. **El curso superior.** Ubicado en lo más elevado del relieve, en donde la erosión de las aguas del río es vertical. Su resultado: la profundización del cauce.
2. **El curso medio.** En donde el río empieza a zigzaguear, ensanchando el valle.
3. **El curso inferior.** Situado en las partes más bajas de la cuenca. Allí el caudal del río pierde fuerza y los materiales sólidos que lleva se sedimentan, formando las llanuras aluviales o valles.

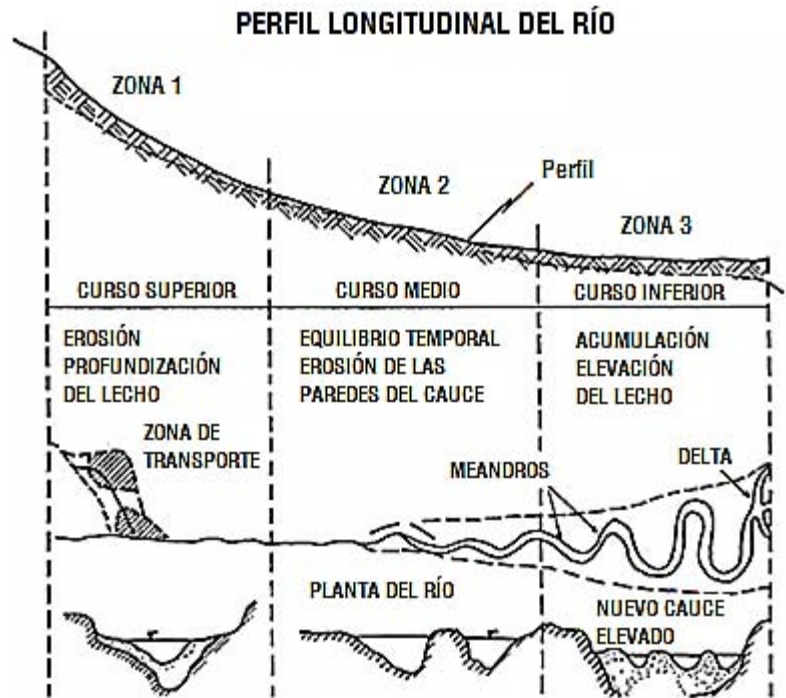


Figura 2.5 Esquema representativo del curso de un cauce (García y Maza, 1996).

En toda la red fluvial hay una jerarquía de los cauces figura 2.6. Se consideran cauces de primer orden a los más extremos de la red, que recogen la escorrentía difusa o laminar pero no concentrada. Los cauces de segundo orden son los resultantes de la unión de dos o más segmentos de primer orden, los de tercer orden resultan de la unión de dos o más cauces de segundo orden y así sucesivamente (Aparicio, 1992).

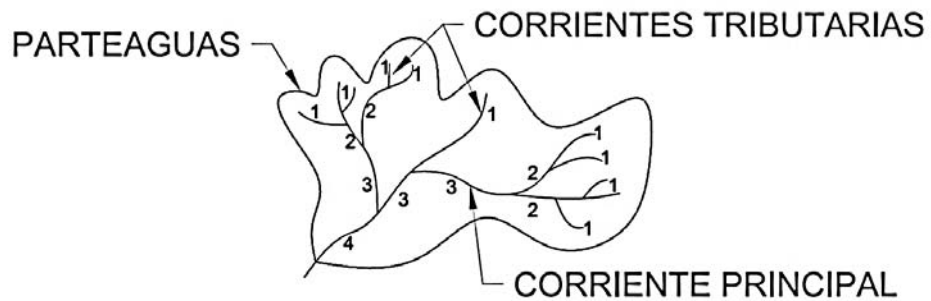


Figura 2.6 Orden de corrientes de una cuenca

El río colector principal es el que tiene el orden mayor. Las corrientes se clasifican de varias maneras las más importantes son las siguientes:



- **Por el tiempo en que transportan agua; según esta clasificación pueden ser perennes, intermitentes y efímeras.**

Una corriente perenne transporta agua durante todo el año y siempre están alimentadas totalmente o en parte, por el agua subterránea, es decir son afluentes.

La corriente intermitente transporta agua durante la época de lluvias de cada año.

En el caso de las corrientes efímeras o influentes que transportan agua inmediatamente después de una tormenta, y en este caso alimenta a los almacenamientos de agua subterránea.

- **Por su posición topográfica o edad geológica; de acuerdo a esta clasificación los ríos pueden ser de montaña o juveniles, de transición o maduros, o bien de planicie o viejos.**

Los ríos de montaña tienen grandes pendientes y pocas curvas y debido a las altas velocidades, sus cauces están generalmente formados por cantos rodados con un poco de grava y casi nada de finos.

Los ríos de planicie presentan numerosos meandros debido a las bajas velocidades del agua y su cauce se forma por arenas y finos, estos ríos se encuentran en cotas cercanas al nivel del mar.

Los ríos de transición están en una situación intermedia entre los anteriores, debido a que presentan algunas curvas, con velocidades de agua moderadas y sus cauces están formados básicamente por grava, con algo de cantos rodados y arena.

Entre más corrientes tributarias tenga una cuenca, más rápidamente se drenará a través de la corriente principal el escurrimiento generado por la precipitación.

Algunos indicadores de la respuesta de la cuenca son:

- Densidad de corrientes (D_s). Número de corrientes de un orden determinado por unidad de área.
- Densidad de drenaje (D_d). Longitud de todas las corrientes (m) por unidad de área de la cuenca (km^2).
- Pendiente del cauce principal. Se define una pendiente media la cual se determina por varios métodos.



- Forma. La forma y distribución de las corrientes en la cuenca afecta la respuesta en la corriente principal.
- Geología. El material del subsuelo fijará la tasa de infiltración del agua y por lo tanto afectará la cantidad y velocidad con que el agua llega a la salida de la cuenca.
- Cobertura vegetal. La cobertura vegetal favorece la infiltración.
- Topografía. Las depresiones en el terreno forman vasos de almacenamiento modificando la respuesta de la cuenca ante una tormenta.

2.3 FUNCIÓN HIDROLÓGICA DE LA CUENCA

El funcionamiento hidrológico de la cuenca se puede resumir en los siguientes tres aspectos:

1. Captación de agua de las diferentes fuentes de precipitación para formar el escurrimiento de manantiales, ríos y arroyos.
2. Almacenamiento del agua en sus diferentes formas y tiempos de duración.
3. Descarga del agua como escurrimiento.

2.4 ESCURRIMIENTO

El escurrimiento se define como el agua que proviene de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

Las fuentes de los diferentes tipos de escurrimiento se describen a continuación.

- i. Flujo en la superficie del terreno. Se presenta una vez que la precipitación se infiltra en el suelo hasta que las capas superiores del mismo se saturan, llenando las depresiones del terreno, y al mismo tiempo el agua comienza a escurrir sobre su superficie. Este escurrimiento se produce mientras no llegue a cauces bien definidos.
- ii. Escurrecimientos en corrientes. Se presenta cuando el agua que fluye sobre el terreno se sigue infiltrando y en su trayectoria hacia la corriente más próxima llega a un cauce bien definido.
- iii. Escurrecimiento subsuperficial. Se presenta cuando una parte del agua de precipitación que se infiltra y esta escurre cerca de la superficie del suelo y más o menos paralelamente a él. La otra parte que se infiltra hasta niveles inferiores al freático se denomina escurrimiento subterráneo.



De los tres tipos de escurrimiento, el superficial es el que llega más rápido hasta la salida de la cuenca. Por ello está relacionado directamente con una tormenta particular y entonces se dice que proviene de la precipitación en exceso o efectiva y que constituye el escurrimiento directo. Lo importante en realidad es la rapidez con que una cuenca responde a una tormenta, pues esto es lo que determina la magnitud de las correspondientes avenidas.

2.5 PATRONES DE DRENAJE

Al concentrarse el escurrimiento, se inician los procesos erosivos que se manifiestan sobre la superficie del terreno mediante la formación de canales. Al aumentar la escorrentía, se incrementan el tamaño de cada canal y de la red de canales que la recogen. Las formas de los canales, esto es los patrones de drenaje, son influenciados por el clima y el relieve, pero principalmente la estructura geológica subyacente resulta ser un factor clave. También el caudal, las características de las precipitaciones, la permeabilidad del terreno, la topografía de las laderas y el área de drenaje son factores que definen las particularidades de los patrones de drenaje.

Los patrones de drenaje son un primer indicio sobre la evolución reciente de las cuencas y los factores que han influido en su desarrollo. A continuación se describen diferentes tipos de drenaje y se incluyen los materiales asociados a cada patrón figura 2.7:

- Dendrítrico. Este drenaje, que tiene forma similar a pequeñas hebras o hilos, se desarrolla en materiales aproximadamente homogéneos en composición, en los que no existe un control estructural. Constituye uno de los patrones más comunes y se presenta en muchos ambientes.
- Paralelo. Este patrón es característico del terreno dominado por una pendiente regional, lo cual le impone al drenaje una dirección predominante con cauces paralelos. Las corrientes corren paralelas entre sí, adicional a la pendiente regional dominante, esta clase de drenaje se presenta en pendientes altas y con algún tipo de control topográfico estructural, materiales con baja permeabilidad y baja cobertura vegetal.
- Enrejado. Drenaje paralelo al rumbo de las rocas sedimentarias plegadas, las cuales presentan variaciones litológicas importantes, como rocas blandas o arcillosas y rocas duras o areniscas.
- Rectangular. Patrón de drenaje anguloso a consecuencia de la presencia de materiales duros controlados por un sistema de fracturas o fallas geológicas.
- Radial. Sistema de drenaje asociado a un domo o cono volcánico erosionado. Si el patrón es muy nítido, este sugiere un volcán activo. Las fuentes de agua salen de un punto central elevado. La red de



drenaje que se desarrolla desde el inicio es densa y, por tanto el material presente tiene baja permeabilidad, existe poca cobertura vegetal y hacia debajo de la fuente se tienen altas pendientes. Los caudales son bajos y no superan el centenar de litros por segundo.

- Anular. Patrón similar al anterior, que indica una etapa avanzada de erosión en domo o caldera volcánica. El drenaje no es tan denso como el anterior y adquiere una forma circular. Este patrón es típico de terrenos inestables, materiales con variada permeabilidad, rocas de diferente dureza y la cobertura vegetal puede ser alta o moderada.
- Multicubeta. Patrón irregular desarrollado como resultado de un mal drenaje y asociado con depósitos superficiales ondulados, con posible influencia de calizas.
- Contorsionado. Patrón aparentemente irregular, asociado con rocas metamórficas y a menudo con influencia de captura (una cuenca pierde parte de su drenaje a expensas de otra).

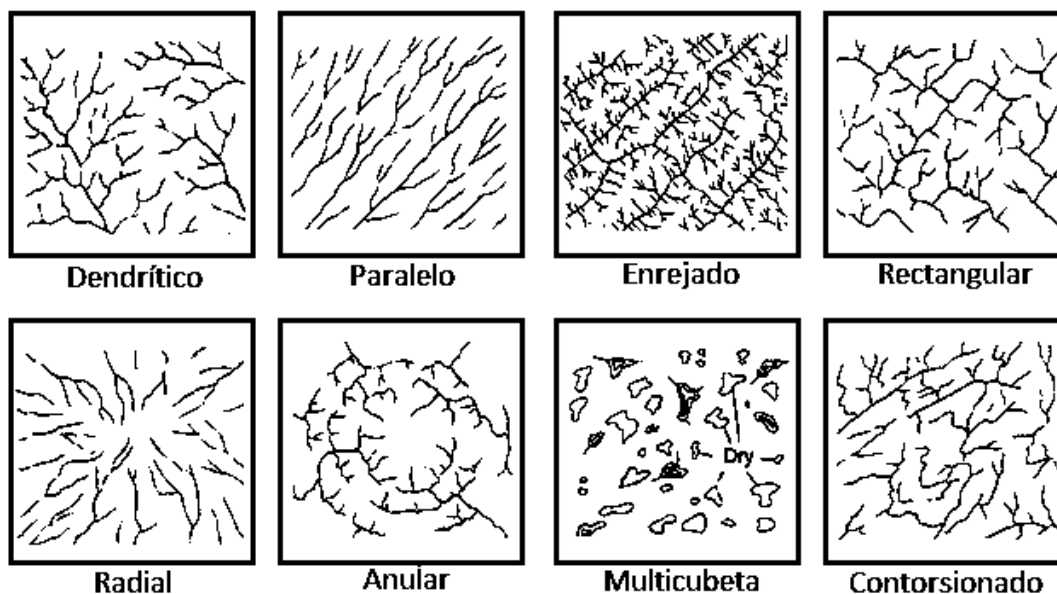


Figura 2.7 Patrones de drenaje típicos de las zonas montañosas.

Al dejar la zona de montaña, donde existe una mayor concentración de la escorrentía y por tanto cauces más grandes, se pueden encontrar los drenajes que se muestran en la figura 2.8, los cuales se describen a continuación.

- Subdendrítico. Tiene las mismas características del drenaje dendrítico, pero corresponde a un área mayor, con un caudal importante al que le llegan una serie de afluentes pequeños. Se desarrolla ante la presencia de un control estructural o topográfico.



- **Meándrico.** Corresponde a un río que transporta un caudal medio a alto y que discurre, en general, por una gran extensión en la que se tiene la correspondiente llanura de inundación. En estas zonas se generan curvas pronunciadas que se denominan meandros.
- **Trenzado.** Drenaje que en general se desarrolla en la zona media de un río donde se encuentra su llanura de inundación. El río transporta una cantidad importante de sedimentos, razón por la cual una parte se sedimenta y el flujo se subdivide en varios canales, dando la apariencia de una trenza.

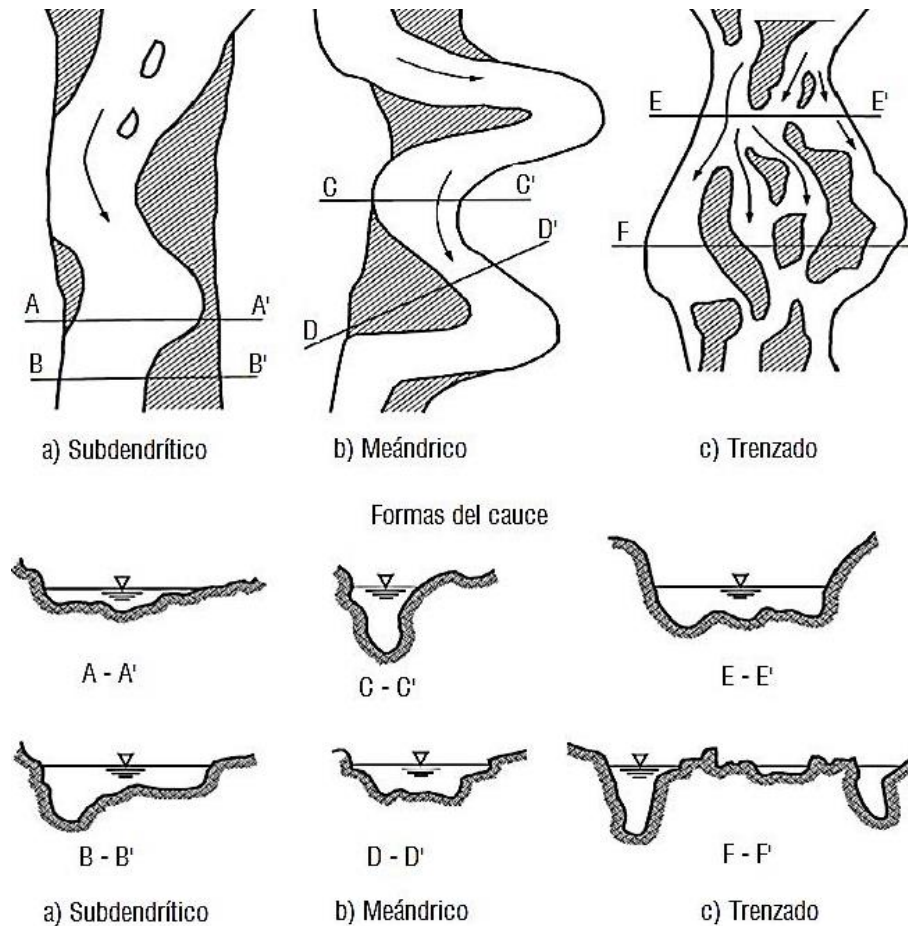


Figura 2.8 Patrones de drenaje para las zonas media y baja de la cuenca



3

ASPECTOS FUNDAMENTALES DE INGENIERÍA DE RÍOS



3. ASPECTOS FUNDAMENTALES DE INGENIERÍA DE RÍOS

En este capítulo se comentan los principales conceptos de la ingeniería de ríos a efecto de comprender sus principales características, y por consiguiente entender los regímenes de flujo que se presentan, lo cual incide en el comportamiento estructural de puentes.

3.1 CONCEPTOS BÁSICOS.

La ingeniería de ríos analiza las diversas características de los ríos, además trata las intervenciones humanas sobre los ríos durante el aprovechamiento de los recursos y también en la reducción de los riesgos que emanen propiamente de los ríos y que puedan ocasionar daños en poblaciones humanas (Martín, 2003).

Los ríos nacen en manantiales a partir de aguas subterráneas que salen a la superficie o en lugares en los que se funden los glaciares. A partir de su nacimiento siguen la pendiente del terreno hasta llegar al mar. Un río con sus afluentes drena la llamada "cuenca hidrográfica".

Desde su nacimiento en una zona montañosa y alta hasta su desembocadura en el mar, el río suele ir disminuyendo su pendiente. Normalmente la pendiente es fuerte en el primer tramo (curso alto), y muy suave cuando se acerca a la desembocadura (curso bajo). Entre las dos suele haber una pendiente moderada (curso medio).

Los ríos sufren variaciones en su caudal, que aumenta en las estaciones lluviosas o de deshielo y disminuye en las secas. Las crecidas pueden ser graduales o muy bruscas, dando lugar a inundaciones catastróficas (García y Maza, 1996).

La predicción de los cambios de forma de un río es importante por muchas razones, para la selección de la ubicación de un puente y para conocer como podría ser el comportamiento de un río en el futuro, de manera que se puedan proteger las estructuras.

Para facilitar el estudio de la morfología de ríos se ha clasificado a los mismos desde diferentes puntos de vista. Esto permite ubicar fácilmente cualquier cauce para determinar sus principales características. Sin embargo, conviene tener siempre en cuenta que en la naturaleza se pueden presentar cualquier condición intermedia entre las definidas en una clasificación.



➤ Según su edad.

Geológicamente los ríos son clasificados como jóvenes, maduros y viejos:

- Los ríos jóvenes se encuentran en los cauces de montaña, tienen pendientes altas y sección transversal tipo “V” son muy irregulares y están generalmente en proceso de degradación.
- Los ríos maduros se presentan en valles amplios y tienen pendientes relativamente bajas, la erosión de las márgenes ha reemplazado a la erosión del fondo, son estables y la sección transversal en cada tramo es capaz de transportar la carga de sedimento en todo su recorrido.
- Los ríos viejos se encuentran en valles amplios y planicies cuyo ancho es 15 a 20 veces mayor que el ancho de los meandros, y las pendientes son muy bajas, en estos ríos se forman depósitos naturales de sedimentos, a lo largo de las márgenes, no tienen rápidas o caídas, pero cerca de ellos pueden haber lagos que son restos de meandros abandonados y que se cortaron en forma natural.

➤ Por condición de estabilidad.

Se distinguen 3 condiciones de estabilidad:

- Estática. Cuando la corriente es capaz de arrastrar sedimentos, pero no puede mover y arrastrar las partículas o los elementos de las orillas.
- Dinámica. Cuando las variaciones de la corriente, los materiales de la plantilla y de las orillas, y los sedimentos transportados han formado una pendiente y una sección que no cambian apreciablemente año con año. En esta condición, el río sufre desplazamientos laterales continuos en las curvas, con erosiones en las márgenes exteriores y depósito de sedimento en las interiores.
- Inestabilidad dinámica. El río escurre por un solo cauce, pero se presenta cuando el desplazamiento lateral de los meandros es muy intensa y por lo tanto, el corte natural de ellos ocurre muy frecuentemente. Por una parte el río trata de alcanzar su pendiente de equilibrio al desarrollar sus meandros y por otra estos se estrangulan rápidamente y se cortan, debido a lo señalado el tramo de río no alcanza a estabilizar su pendiente.



- Morfológica. Este grado de estabilidad es el concepto más amplio, en cualquier cauce natural, la pendiente de un tramo cualquiera, el ancho y el tirante de su sección transversal, así como el número de brazos en que se divida el cauce, dependen del gasto líquido que escurre anualmente y de su distribución, de las características físicas de los materiales que forman el fondo y las orillas, y de la calidad y cantidad del sedimento que es transportado; éste llega al tramo, tanto procede de aguas arriba como de aportaciones laterales. En otras palabras, cualquier corriente natural no alterada por factores humanos tiene estabilidad morfológica (García y Maza, 1996).

➤ Por tramos. Como se muestra en la tabla 3.1, se puede hacer una clasificación de los cauces tomando en cuenta los parámetros hidráulicos y geotécnicos como lo son el diámetro medio de las partículas de fondo (D), la pendiente hidráulica (So), así como también el valor del número de Froude expresado por la ecuación 3.1.

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g d}} \quad (3.1)$$

donde, U y d son la velocidad media y el tirante de la corriente asociados respectivamente al gasto formativo.

Tabla 3.1 Valores del Numero de Froude

| TIPO DE CAUCE | D/S ₀ | Fr |
|--------------------------|------------------|-------------|
| Alta montaña | >10 | >1 |
| Montaña | >7 | 0.7 a 1.0 |
| Faldas de montaña | >6 | 0.045 a 0.7 |
| Intermedio | >5 | 0.2 a 0.45 |
| Planicie (cauce arenoso) | | |
| a) Río caudaloso | >2 | 0.14 a 0.44 |
| b) Río poco caudaloso | >1 | 0.44 a 0.55 |

- Según los grados de libertad. En la figura 3.1 se muestran cauces, según los grados de libertad, cuya descripción de presenta a continuación.
 - Un grado de libertad. Cuando al variar el gasto en un cauce o canal solo varía el tirante, se dice que existe un grado de libertad. Esto ocurre si el fondo, las paredes y la pendiente no cambian al variar el gasto; cuando existe un grado de libertad no existe transporte de sedimentos.



- Dos grados de libertad. Cuando solo pueden variar el tirante y la pendiente, se dice que el cauce tiene dos grados de libertad. Esto solo puede ocurrir cuando las márgenes son muy resistentes pero el fondo no.
- Tres grados de libertad. Si además del tirante y la pendiente, también pueden alterarse las márgenes y ajustarse al ancho, se dice que el cauce tiene tres grados de libertad.

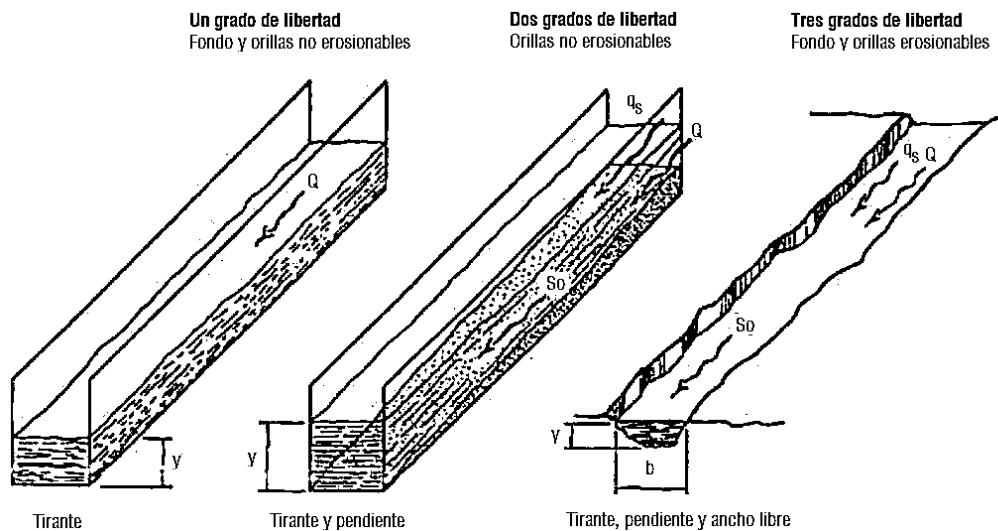


Figura 3.1 Clasificación según los grados de libertad

➤ Por el material de las márgenes y del fondo.

- Cohesivos. Son los cauces alojados en materiales predominantemente arcillosos.
- No cohesivos. Ocurre en los cauces alojados en material que no desarrolla cohesión sino que está formado por partículas sueltas. Se clasifican a su vez, según el predominio del material grueso, en boleo y cantos rodados si $D_m > 64$ mm, o en grava y arena si $64 > D_m > 2$ mm y en arenoso si $2 > D_m > 0.062$. siendo D_m el diámetro medio de las partículas.
- Acorazados. Son aquellos cauces donde debido a lo extendido de la granulometría, puede ocurrir el desastre de las partículas más finas, lo que permite la formación de una capa protectora o coraza de material grueso en su superficie, la cual mantiene debajo de ella a toda la granulometría original incluyendo los granos más finos.
- Bien graduados. Aquellos en que la desviación estándar de los diámetros es mayor que 3 ($\sigma_g > 3$). Entran en esta clasificación los sedimentos del fondo compuestos por una gran variedad de tamaños.



- Mal graduados o de granulometría uniforme. Ello ocurre si ($\sigma_g < 3$). Cuando los tamaños de las partículas siguen una distribución log-normal o logarítmica.
- Por geometría.
- Rectos. Ocurre en pequeños tramos y son transitorios figura 3.2, ya que con cualquier irregularidad en la forma del cauce o en su alineamiento, o con la formación de bancos, o bien alguna obstrucción temporal, se originan disturbios locales que producen flujos transversales que inician la formación de curvas y meandros. Los tramos rectos o casi rectos se presentan también cuando el río escurre a lo largo de una falla geológica.

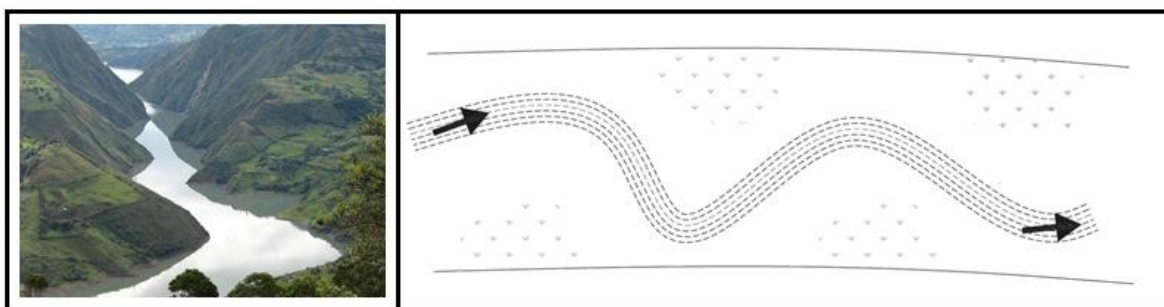


Figura 3.2 Río con geometría recta

- Sinuosos. Cuando el índice de sinuosidad es mayor de 1.2 pero menor de 1.5. El índice de sinuosidad de un río (P) es aquel que representa cuanto el trazado del río se aparta de una línea recta.
- Con meandros. Aquellos en que la sinuosidad es mayor que 1.5. los cauces presentan curvas alteradas unidas por tramos rectos y cortos figura 3.3. Estos cauces pueden presentar erosión en las márgenes exteriores de las curvas, principalmente en los tramos de aguas abajo. Los cauces con meandros pueden a su vez clasificarse como:
 - Con curvas “superficiales”. Cambian su curso en el transcurso del tiempo.
 - Con curvas en “trinchera”. Permanecen fijo ya que generalmente son cavados en materiales resistentes.

Los meandros según su movimiento hacia aguas abajo y si los cortes ocurren en una misma zona, pueden clasificarse en estables o muy inestables.

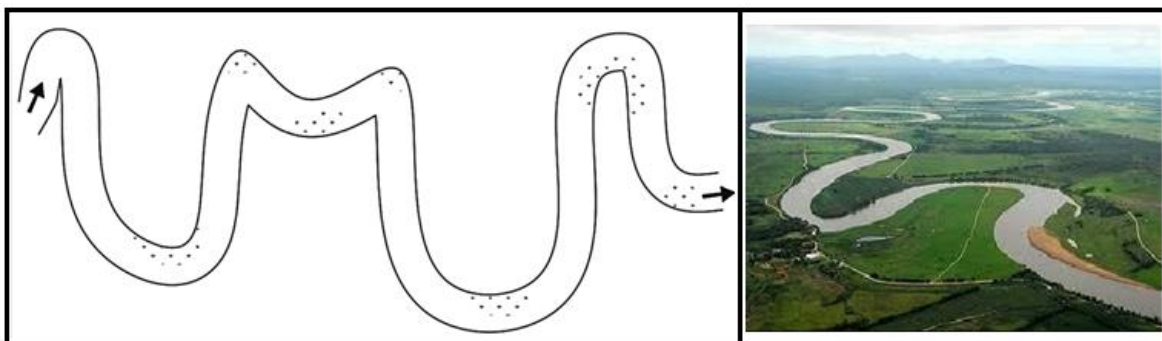


Figura 3.3 Río con meandros

- Trenzados. Aquellos que no presentan un solo cauce, sino por el contrario, continuamente a lo largo de su recorrido, se dividen en varios cauces que se entrelazan y se vuelven a separar. Estos cauces son amplios y las márgenes no están bien definidas. Su principal característica es que están sujetos a un proceso de sedimentación figura 3.4.

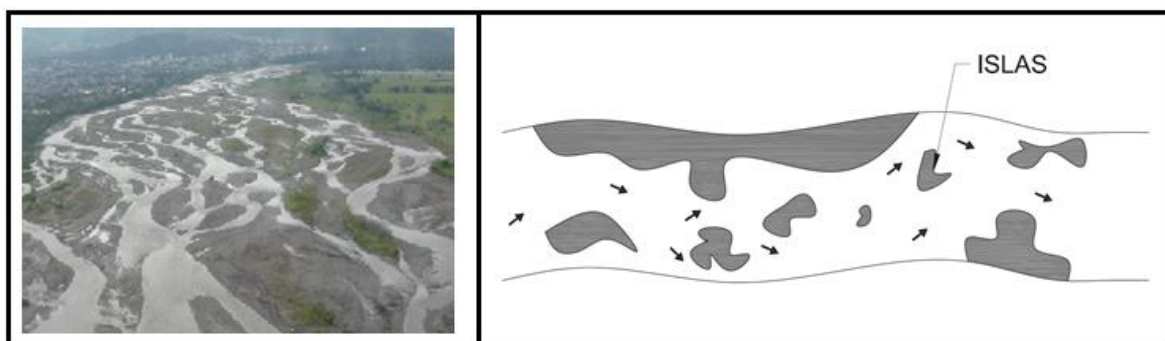


Figura 3.4 Río con geometría trezada

- Con islas. Cauces que presentan islas en su interior, las cuales pueden desplazarse hacia aguas abajo.
- En estuario. Se presentan en las desembocaduras a los océanos y están totalmente influenciados por las mareas y contienen estratos o mezcla de agua salada.
- En pantano. Los cauces de estos ríos son normalmente muy amplios por no existir pendiente o ser muy pequeña, además presentan zonas muertas y saturadas por altos niveles freáticos.
- Deltas. Aquellos que arrastran grandes cantidades de sedimento y que desembocan en el mar con mareas reducidas.



La morfología de los cauces cambia con el tiempo y es afectada principalmente por el gasto, material transportado del fondo, diámetro del material de fondo, pendiente del lecho, la relación que existe entre el ancho de la superficie libre y el tirante de la sección transversal y la configuración de curvas, ya sea sinuosidad o meandro en planta.

Se puede considerar que la relación entre el ancho de la superficie libre y el tirante de la sección transversal, así como la forma del río (vista en planta) son variables dependientes, en tanto que el gasto y el tirante son independientes. Sin embargo, existe incertidumbre en el caso del material transportado del fondo y la pendiente. Si se trata de la parte inicial de un río, la pendiente es determinada por factores geológicos, por lo cual es una variable dependiente, y por consiguiente el gasto, la pendiente y el tirante determinan la magnitud del transporte de sedimentos, siendo esta la última variable dependiente. Sin embargo, si se trata de la parte final de un río, el gasto, el material transportado y el diámetro representativo del material de fondo, son independientes y por lo tanto, la pendiente dependerá de la relación entre el ancho de la superficie libre y el tirante de la sección transversal y la forma vista en planta.

Cada tramo de un río tiene diferentes alineamientos, formas de sección transversal de cauce, materiales en el fondo y en las márgenes, pendiente y características del valle a lo largo del cual escurre. Existen factores que afectan directa o indirectamente a la configuración de un río, entre las más importantes son el gasto, pendiente longitudinal, transporte de sedimentos, resistencia de las márgenes y del fondo al movimiento del agua, vegetación, temperatura, geología y actividades humanas **(García y Maza, 1996)**.

3.2 EROSIÓN EN RÍOS.

Todas las secciones y tramos de los ríos pueden estar sujetos, en mayor o menor grado a un proceso de erosión, sedimentación o bien, en equilibrio.

Se considera que hay equilibrio si no varía el perfil medio del fondo y de las márgenes. Erosión si el nivel del fondo desciende, o al menos una de las márgenes se desplaza hacia tierra. Y sedimentación si el perfil del fondo se eleva o al menos una de las márgenes se desplaza hacia adentro del río.

Uno o más de los procesos mencionados pueden ocurrir en una misma sección o tramo. Así por ejemplo, en las curvas de los ríos de planicie, normalmente la margen cóncava o exterior de la curva se encuentra sujeta a un proceso erosivo, mientras que en la orilla convexa o interior ocurre un proceso de sedimentación. La combinación de ambos procesos induce el desplazamiento lento y continuo de las curvas de los ríos y el desarrollo y evolución de meandros.

Por otra parte, si se observa una misma sección continuamente, por ejemplo en una curva, se nota que su perfil permanece casi constante en su forma, y por tanto puede decirse que el fondo está en



equilibrio, aunque dicha forma se desplace lentamente con las márgenes. El fenómeno descrito es un proceso natural y que a pesar de esos desplazamientos naturales, se dice que el río está en equilibrio, mientras se cumpla que el tirante medio, ancho medio y pendiente permanezcan casi constantes.

Los procesos de erosión y sedimentación ocurren en forma natural y dependen de los siguientes parámetros: pendiente, gasto del cauce y material de transporte, por lo que juntos forman parte de los procesos erosivos y de sedimentación que tienen lugar en la corteza terrestre.

A continuación se describen las erosiones naturales más importantes en los cauces de ríos así como las que interesan para este trabajo:

- a) *Erosión general.* Consiste en el descenso generalizado del fondo del río como consecuencia de una mayor capacidad de la corriente para arrastrar y transportar en suspensión al material del fondo durante el paso de una avenida. También se debe a la diferencia entre la capacidad de transporte que se tiene entre dos secciones al pasar una avenida. La erosión general puede ocurrir a todo lo largo del río y también es conocida como socavación general.
- b) *Erosión transversal.* Se produce en todas aquellas secciones en donde se reduce el ancho del río, ya sea por factores humanos o naturales. La acción erosiva disminuye a medida que se incrementa la profundidad, y se detiene cuando se cumple el principio de continuidad del líquido y del sedimento entre las secciones estrechas y las que no lo son.
- c) *Erosión en las curvas.* Consiste en un mayor incremento de la profundidad del fondo en la zona cercana a la orilla cóncava o exterior, de todas las curvas como consecuencia de la corriente helicoidal que se forma en dichas curvas por la sobreelevación del agua que produce la fuerza centrífuga. No se debe a factores humanos, aunque es muy importante tener en cuenta que dicha profundidad aumenta cuando se fija y estabiliza la orilla exterior con un revestimiento o protección marginal.
- d) *Erosión local en pilas o erosión local al pie de obras rodeadas por la corriente.* Se conoce con este nombre a la que ocurre al pie de toda las estructuras rodeadas completamente por el flujo, sobresalgan o no de la superficie, como consecuencia de la deflexión de las líneas de corriente, la turbulencia y los vórtices provocados por la presencia del obstáculo.
- e) *Erosión local en estribos o erosión al pie de obras unidas a la margen.* Es la que tiene lugar al pie y en el extremo de las obras que están unidas a la orilla, por causas semejantes a las señaladas en la erosión local en pilas.



3.3 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.

Se entiende por sedimento a todas las partículas de suelo y roca de una cuenca que son arrastradas y transportadas por una corriente de agua (Maza y García, 1996).

Según su comportamiento, al ser transportado por el flujo, el sedimento se puede diferenciar en dos grandes grupos: el del fondo y el de lavado. Al estudiar un tramo de río, el primero es el material que forma el fondo del cauce y el segundo el que no se encuentra dentro de ese material. El último está B .

La diferencia principal en el comportamiento entre el material del fondo y el material de lavado consiste en que el transporte de fondo depende de las características hidráulicas de la corriente y de las características físicas del material; por tanto si en dos ríos se tienen tramos semejantes y con idéntico material en el fondo, transportan las mismas cantidades de material del fondo bajo condiciones hidráulicas semejantes. Lo anterior no ocurre con el material de lavado; en forma general, un río puede transportar tanto material de lavado como llegue a él, casi independientemente de las características hidráulicas de la corriente. Así, dos ríos semejantes con igual material de fondo, pero uno con cuenca protegida o forestada y otro con una cuenca desprotegida con fuertes pendientes y material suelto sobre su superficie, arrastran cantidades completamente diferentes de material de lavado, llegando el primero al extremo de no transportar nada de ese material.

Se clasifica como material de lavado todo aquel material fino que no se encuentra representado en el material del fondo. Cuando los diámetros de ese último no son conocidos, se establece como límite entre ambos materiales al diámetro de 0.062 mm, de tal manera que el transporte de lavado es el formado por todas las partículas menores que ese diámetro.

El transporte de lavado siempre tiene lugar en suspensión, mientras que el transporte del material del fondo puede tener lugar dentro de la capa del fondo o en suspensión. La capa del fondo, como su nombre lo indica, se encuentra justo arriba del lecho de un cauce.

A continuación se describen las clases de transporte de sedimentos que se muestran en la figura 3.5.

- a) Arrastre en la capa de fondo. Es el material del fondo del cauce que es arrastrado por la corriente dentro de la capa de fondo. El arrastre en la capa de fondo se calcula en función de las características hidráulicas de la corriente, de la geometría del cauce y de las propiedades físicas del material del fondo.



- b) Transporte del fondo en suspensión. Está formado por el material del fondo del cauce que es transportado por la corriente en suspensión; es decir, el que se encuentra en el seno del líquido arriba de la capa de fondo. El flujo, debido a su velocidad y turbulencia, levanta las partículas del lecho y las mantiene en suspensión, aunque continuamente se produce un intercambio de partículas entre las que hay en la capa de fondo y las que se transportan en suspensión. La concentración o número de partículas en suspensión disminuye cuando la turbulencia y velocidad de la corriente decrece. Cuando ocurre lo anterior cierta cantidad de partículas retorna al fondo.
- c) Transporte de fondo o transporte total del fondo. Está formado por el material del fondo que es transportado por la corriente, tanto dentro de la capa de fondo como en suspensión, por tanto, el transporte de fondo es igual a la suma del arrastre en la capa de fondo más el transporte de fondo en suspensión.
- d) Transporte de lavado. Está formado por el material muy fino que es transportado en suspensión y que no se encuentra representado en el material del fondo del cauce. Al considerar una sección determinada, todo el material de lavado procede de los tramos de aguas arriba, su origen se encuentra en el suelo de la cuenca erosionado por las gotas de lluvia, o bien proviene en ocasiones de la erosión que el mismo río produce en sus márgenes. Cuando no se conoce el tamaño de las partículas del fondo aquellas transportadas en suspensión y menores que 0.062 mm, se consideran material de lavado.
- e) Transporte en suspensión. Formado por la totalidad de partículas que son transportadas en suspensión. Por tanto, el transporte en suspensión es igual a la suma del relacionado con el fondo en suspensión más el correspondiente al de lavado.
- f) Transporte total. Formado por todas las partículas que son transportadas por el río, procedan del fondo o sean de lavado.

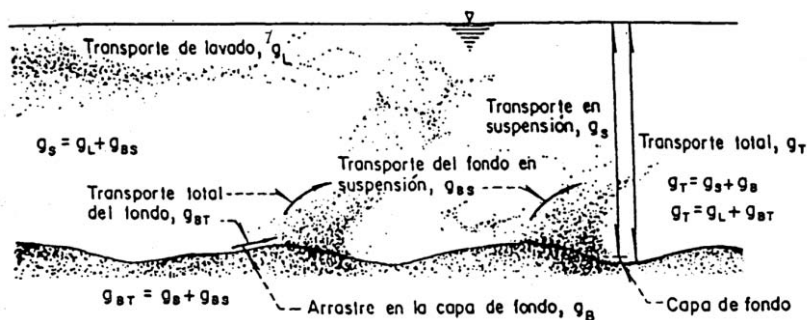


Figura 3.5 Diferentes formas de transporte de sedimentos. (Maza y García, 1996)



4

COMPORTAMIENTO DE PUENTES ANTE EL TRÁNSITO DE AVENIDAS



4. COMPORTAMIENTO DE PUENTES ANTE EL TRÁNSITO DE AVENIDAS

4.1 DEFINICIÓN Y PARTES DE UN PUENTE

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, barrancas, lagos entre otros y obstáculos artificiales, tales como: vías férreas, carreteras, canales, entre otros, con el fin de unir caminos y así favorecer la comunicación entre poblaciones.

En la figura 4.1 se muestran las partes principales de un puente. De esta forma se aprecia en primera instancia los dos ejes principales en cuanto a la conformación de la estructura de un puente como son: Subestructura (apoyos, estribos, columnas, pilas y cabezales), y Superestructura (superficies de rodamiento, losas y vigas).

Un puente sobre un río ancho normalmente consiste de una superestructura de concreto o acero con terraplenes de acceso, que comunican la estructura principal con las riberas del río.

En ríos muy anchos, una superestructura de concreto o acero que abarque todo el ancho del río puede resultar excesivamente costosa. El terraplén por ser construido con materiales naturales es comparativamente menos costoso y se emplea para cerrar parte del ancho total del puente, especialmente en las llanuras de inundación donde la concentración del flujo es menor. Sin embargo, cerrar artificialmente el ancho natural de un río tiene consecuencias negativas desde el punto de vista hidráulico y sedimentológico.

El tablero se refiere a la superestructura por donde circulan los vehículos e incluye las vigas, pista, veredas, guarniciones, etc. figura 4.1. Los pilares son las columnas verticales que transmiten las cargas del tablero y su peso propio al suelo. Los pilares incluyen las obras de cimentación que pueden ser superficiales (zapatas) o profundas (pilotes.) Los estribos sirven de apoyo a ambos extremos del tablero. Finalmente los terraplenes conectan los estribos con las riberas del río. Los únicos componentes obligatorios de un puente son el tablero y los estribos. Algunos puentes carecen de pilares o de terraplenes de acceso, especialmente en ríos de poco ancho.

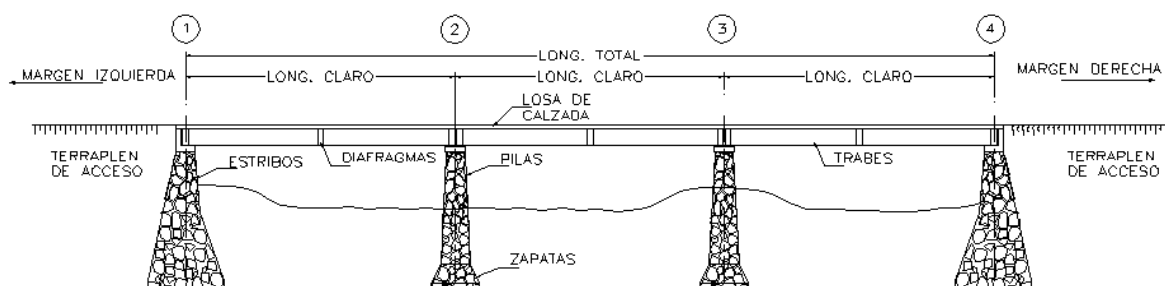


Figura 4.1 Partes de un puente

4.2 CLASIFICACIÓN DE PUENTES.

Los puentes se clasifican de acuerdo a su función como:

- Férreos,
- Vehiculares y
- Peatonales;

De acuerdo a su tipo estructural como:

- De claro simple,
- De claros continuos,
- De cantiliver

De acuerdo con el material con el que están fabricados como:

- Acero,
- Madera,
- Concreto y
- Mampostería;

De acuerdo a su estructuración como:

- Losas,
- Armaduras,
- Arcos,
- Colgantes,
- Atirantados.

Un puente bien construido será una obra económica y segura. Como estos dos aspectos son capitales en las obras públicas, merece la pena prestar atención a los factores hidráulicos del emplazamiento de puente, ya en la planificación y trazado de la vía. Puede hacerse una comparación de la vía y el puente con una presa y su aliviadero. Aunque una presa es esencialmente una estructura de concreto o de tierra, su



aspecto hidráulico (el aliviadero) llega a ser tan importante (en el costo y la seguridad) que inclina la balanza en decisiones sobre el y el tipo de presa.

Así pues, si la vía se traza sin atender a cuál es el lugar más conveniente para cruzar el río, puede suceder que finalmente la obra sea más cara para proporcionar seguridad al lugar del cruce elegido arbitrariamente. Que un puente sobre un río esté bien o mal colocado es una cuestión de ingeniería fluvial, que rige los siguientes principios:

- Una característica esencial del lugar de donde se construirá un puente es su estabilidad fluvial, es decir, la garantía de que el río no modifique su cauce con efectos negativos para el puente. El fracaso más elemental de un puente es descubrir que se construye sobre seco, mientras el cauce del río se encuentre en otro lugar. Por ello es interesante el estudio en un tramo largo para elegir el cruce más estable, que puede ser por ejemplo un lugar en que se encuentre encajado en material duro y por tanto virtualmente inmóvil.
- Un emplazamiento en un lugar inestable puede obligar a realizar obras de encauzamiento importantes para estabilizarlo. En ocasiones estas obras son imprescindibles pues la falta de estabilidad es extensa y general. Los ríos entrelazados y los ríos meandriformes de orillas poco resistentes son ejemplos en que pueden ser necesarias obras complementarias de encauzamiento. Lo mismo puede ocurrir en vías que cruzan un delta, una llanura o abanico aluvial: en ese caso es preferible situar el puente aguas arriba, en el origen del abanico, donde el río aún no tiene “libertad de movimiento”.
- Los lugares de cauce estrecho dan obviamente la mayor economía al puente. En sentido contrario, los cauces múltiples, además de encarecer por aumento de longitud, suelen presentar menor estabilidad. Del mismo modo los lugares de cauce relativamente rectilíneo son preferibles a las curvas, debido a la tendencia a la erosión lateral y a la erosión del fondo en el lado exterior de la curva, excepto en orillas muy resistentes. También es mejor un lugar con un cauce principal de gran capacidad que uno fácilmente desbordable.
- El conocimiento del río, hidrológico e hidráulico y sobre todo morfológico es muy útil en el estudio de la estabilidad necesaria para un puente. La historia del río, a través de cartografía y posiblemente fotografía aérea, puede ser una información valiosa. Pero también hay que conocer si en el futuro se proyectan obras o actuaciones que puedan modificar la estabilidad: así la construcción de una presa aguas arriba o la extracción de agregados pétreos puede cambiar radicalmente la naturaleza del cauce.



4.3. DAÑOS OBSERVADOS EN PUENTES POR EFECTOS HIDROLÓGICOS.

Algunos de los principales daños observados en puentes se describen a continuación:

a) Fallas por socavación

Los puentes que sufren severos daños en la estructura ante el paso de grandes avenidas se atribuyen en la mayoría de las veces a problemas de socavación. Al superar la profundidad de la cimentación, la estructura entra en un entorno de inestabilidad que lleva a producir el volteo de los puentes. También, se puede dar el caso en que los puentes permanezcan de pie, pero sus terraplenes de acceso fallen, dando lugar a la interrupción del tránsito vehicular, debido a que dichos terraplenes no estaban protegidos de manera adecuada ante los efectos de erosión y socavación.

Estos efectos cobran mayor importancia durante el paso de avenidas a consecuencia de que los ríos incrementan el nivel del agua y la magnitud de las velocidades, por lo que esto da como resultado que dichos ríos requieran de un ancho y una profundidad mayor al que tienen, incluso llegan al desbordamiento; esto explica en parte, que algunos puentes se dañen solamente en sus extremos.

b) Fallas por inundación

Los pilares de los puentes y estribos cuando son ubicados en el cauce, causan alteraciones locales de flujo y estrechamientos del ancho del río. Estos fenómenos a su vez empiezan a actuar sobre la estructura. Las fallas por inundaciones vienen siempre acompañadas de arrastre de material sólido proveniente de las partes altas de la cuenca, cuya cantidad depende de las características de la cubierta vegetal, tipo de suelo y pendiente. Así mismo, dichas características ayudan a definir las áreas de depósito del material de arrastre.

El desequilibrio entre la capacidad de transporte y el transporte sólido real de las secciones del río pueden ser por: reducción del transporte sólido del río por la construcción de una presa o reducción del ancho del río en un tramo largo, puesto que las velocidades incrementan aumentando también la capacidad de transporte.

c) Fallas en puentes con cimentaciones superficiales.

Las cimentaciones superficiales se construyen en terrenos resistentes a profundidades someras, el nivel de desplante suele quedar determinado por la prevención a erosiones ocasionadas por el flujo eventual del agua, por el ataque erosivo a las márgenes y por consideraciones análogas. Desde este punto de vista probablemente no son convenientes profundidades menores de 2 m, aún en los casos más desfavorables.



Otra consideración que suele interesar, al fijar el nivel de desplante en la cimentación superficial del puente, es la posibilidad de que existan cavernas u oquedades en el terreno de manera natural, o bien, la presencia de ductos, colectores, y minas de arena, entre otros. Adicionalmente, la profundidad de desplante permite la protección del elemento estructural al intemperismo atmosférico, aumenta la capacidad de carga y favorece la resistencia a fuerzas laterales.

4.3.1 FALLAS DE PUENTES POR SOCAVACIÓN EN MÉXICO.

México es un país con alta presencia de fenómenos de origen natural como sismos, erupciones volcánicas, deslizamientos de laderas, etc.

Respecto a los relacionados con el clima, se encuentra particularmente expuesto a desastres vinculados con este tipo de fenómenos, ya que la mayor parte del territorio nacional se ubica en el área de influencia de ciclones con un promedio anual de 22 en el Océano Pacífico y de 14 en el Océano Atlántico y el Mar Caribe.

Ante la ocurrencia de fenómenos meteorológicos se han presentado diferentes eventos en donde se observó la acción del agua de los cauces. A continuación describiremos algunos casos muy conocidos y de consideración ocurridos en el año 2009 y 2013.

a) PUENTE TONALÁ

El puente Tonalá se ubica en el km 41 + 470 de la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa, en los límites de los estados de Veracruz y Tabasco.

De acuerdo con la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2009), la estructura fue construida en 1958, y constaba de una superestructura de siete claros de losas de concreto presforzado, apoyada sobre cuatro trabes presforzadas de 35.84 m, cubriendo una longitud de 250.6 m por 9.5 m de ancho.

En lo que se refiere a la subestructura, esta se componía de dos caballetes extremos y seis pilas de soporte de concreto reforzado, apoyadas sobre pilotes metálicos de 0.61 m de diámetro con una pendiente de inclinación de 1:8, salvo por los caballetes mencionados, que eran verticales.

De acuerdo con la base de datos del Sistema de Puentes Mexicanos (SIPUMEX), encargada de administrar este tipo de estructuras y que cuenta con una metodología de inspección para identificar necesidades de mantenimiento, la última revisión de la estructura sobre el Río Tonalá se realizó en el 2008.



El SIPUMEX emplea una escala del 0 al 5, en la cual el puente obtuvo una calificación de 2. Esto significa que en la última inspección realizada en la obra, se determinó que su estado era aceptable, y que solo presentaba problemas menores. En la tabla 4.1 se muestra algunos ejemplos de inspección realizada a puentes por la SCT (Frías, 2010).

Tabla 4.1 Inspección SCT (Frías, 2010)

| NIVEL | DESCRIPCIÓN | EJEMPLOS | NOMBRE Y UBICACIÓN | DIAGNÓSTICO |
|-------|---|---|-------------------------------|---|
| 0 | Estructuras recientemente construidas o reparadas, sin problemas |  | Puente "Chiapas", Chiapas | Puente relativamente nuevo |
| 1 | Puentes en buen estado. No requieren atención |  | Puente "Mezcala" Guerrero | Puente en operación, sin problemas |
| 2 | Estructuras con problemas menores, plazo de atención indefinido |  | Puente "Tequisistlán" Oaxaca | Solo algunos claros en operación por ser época de estiaje |
| 3 | Daño significativo, reparación necesaria en un plazo de 4 a 6 años* |  | Puente "San Agustín" Veracruz | Corrosión en columnas y muro diafragma de pilas |
| 4 | Daños importantes, reparación necesaria en un plazo de 2 a 4 años* |  | Puente "Juana Moza" Veracruz | Parapeto destruido en un 30% de su longitud, por impacto |
| 5 | Daño extremo, requiere atención en un plazo no mayor de 2 años* |  | Puente "El Esqueleto" Sonora | Socavación |

*Los plazos indicados para las calificaciones 3, 4 y 5, se toman desde la fecha de última inspección.



De esta forma, se recomendó que la siguiente inspección se realizara en el 2011. La **SCT (2009)** también argumenta que en 1988 se efectuaron trabajos de reforzamiento en la superestructura, con la finalidad de darle mayor capacidad de carga. A pesar de los diagnósticos “positivos”, el 17 de Julio de 2009 los tramos entre los apoyos tres y seis, cayeron provocando que tanto la superestructura como las pilas alcanzaran el fondo del río. En contraste, el tramo uno-dos no presentó daños, el dos-tres quedó apoyado en la pila tres, mismo que tuvo cierto grado de inclinación figura 4.2.

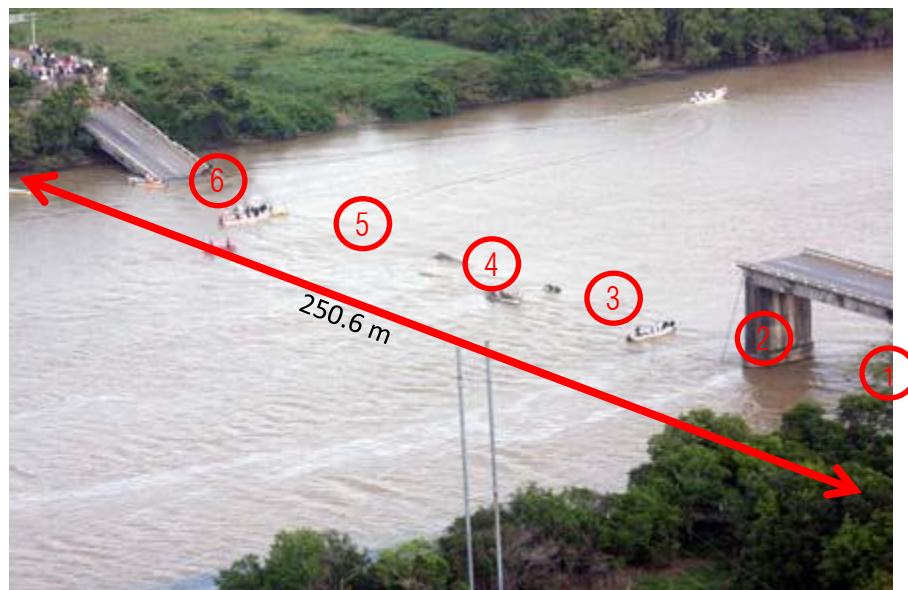


Figura 4.2 Vista aérea del colapso el puente Tonalá

Los estudios realizados para determinar la causa de falla fueron los siguientes (**SCT, 2009**) recolección del proyecto original de 1958, incluyendo datos del río, datos de batimetría recopilados en el 2005, levantamiento de batimetría del día posterior a la falla para definir la situación del río, análisis hidrológico y topo hidráulico, revisión de cimentación, estudio de socavación bajo condiciones similares a las del momento del colapso, e inspección profunda (bajo el agua) para verificar el estado de los apoyos y tramos colapsados, así como la existencia de corrosión en los pilotes.

Lo anterior, condujo a lo siguiente: la hipótesis inicial de que la corrosión había sido la causa principal del colapso fue descartada, ya que no se detectó su presencia en los pilotes. Al comparar el estudio de 2009 con el de la batimetría del proyecto original, llegó a ser evidente que el fondo del cauce se encontraba en un proceso erosivo de recuperación, usual en las corrientes naturales, ya que existía una diferencia máxima de 4 m de profundidad con relación a los primeros planos. Al analizar la cuenca desde el punto de vista hidrológico, se determinó que el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, era de 3,240 m³/s. Sin embargo, el gasto durante el colapso fue de 2,836 m³/s.



Figura 4.3 Diferentes vistas del puente Tonalá colapsado



En lo que se refiere a la socavación total ocurrida en esta estructura, se determinó que la máxima era de 11 m en las pilas 6 y 7, resultado 11 veces mayor al previsto en el proyecto inicial. Debido a este problema, el empotramiento de los pilotes se redujo a 4 m, lo que desencadenó un asentamiento diferencial que llevo al colapso de la estructura. En suma, el análisis concluyó que el puente Tonalá colapsó por socavación en sus apoyos figura 4.3.

Tomando como referencia el modelo propuesto, y aplicándolo al caso descrito, se puede observar que la secuencia de eventos que condujeron a su colapso fue: (a) lluvia, (b) inundación, (c) erosión, (d) socavación local, y (e) falla. A pesar de que en el dictamen del 2008 se había determinado que el estado funcional del puente era relativamente bueno (nivel 2), la realidad confirmó que la simple inspección visual tiene limitaciones, debido a que se basa netamente en el criterio del observador. Aún con la amplia experiencia con la que cuentan los inspectores expertos de este tipo de obras, la existencia de herramientas como la aquí desarrollada puede ser de utilidad para hacer más objetivo el proceso.

b) PUENTES DAÑADOS POR LOS FENÓMENOS INGRID Y MANUEL EN 2013

El 14 de septiembre de 2013 se registró la tormenta tropical *Manuel*, 80 km al sur de Lázaro Cárdenas, Michoacán, y 90 km al suroeste de Zihuatanejo, Guerrero, con vientos máximos sostenidos de 110 km/h. Dicha tormenta dejó lluvias torrenciales de gran intensidad en los estados de Guerrero, Jalisco, Colima, Oaxaca y Michoacán. Asimismo, en esa fecha se registró el huracán *Ingrid*, localizado 255 km al este de Cabo Rojo, Veracruz y 270 km al este-noreste de Tuxpan, en el mismo estado, con vientos máximos sostenidos de 140 km/h, con rachas de 170 km/h y desplazamiento hacia el norte de 11 km/h, que dejó lluvias torrenciales de gran intensidad en los estados de Chiapas, Veracruz y Tamaulipas. Debido al desplazamiento lento de ambos fenómenos meteorológicos y a las intensas precipitaciones que se produjeron, la red federal de carreteras se vio severamente afectada en los estados de Puebla, Veracruz, Tamaulipas, Chiapas, Oaxaca, Michoacán, Colima, Jalisco, Sinaloa e Hidalgo, pero principalmente en el de Guerrero, en donde se registraron deslaves, derrumbes, caída de árboles, corte de accesos en puentes, cortes carreteros y colapso de puentes provocados por la socavación de los elementos de la subestructura (Frías, 2013).

Como resultado de los dos eventos mencionados, haciendo referencia particular a los puentes, en la red carretera federal libre de peaje resultaron con daños 31 puentes, de los cuales dos sufrieron daños no estructurales, 19 corte de los accesos y 10 colapso total o parcial por socavación de sus apoyos. En la tabla 4.2 se muestra una relación de ellos, se indica su ubicación, daños sufridos, así como también los trabajos realizados de acuerdo a los estudios realizados en sitio, mientras que en las figuras 4.4 a 4.6 se ilustran parte de los daños observados en los puentes.



Tabla 4.2 Relación de daños en el 2013 debido a los fenómenos meteorológicos “Ingrid” y “Manuel” (Frías, 2013).

| Estado | Puente/ubicación | Núm. De claros | Longitud total (m) | Daños | Trabajos realizados |
|-----------|---|----------------|--------------------|--|---|
| Colima | Punta de Agua, Manzanillo-Barra de Navidad/km 101 + 100 | 1 | 30.6 | Dstrucción de losa de protección | Reconstrucción de la losa de protección |
| | P.S.V. Chandiablelo, Manzanillo-Barra de Navidad/km 16 + 238 | 3 | 55.3 | Asentamiento de muros mecánicamente estabilizados | Reconstrucción de muros |
| Guerrero | Del Canal, Cuernavaca-Chilpancingo/ km 189 + 714 | 1 | 22.6 | Colapso total | Reconstrucción del puente con mayor longitud |
| | Petaquillas, Chilpancingo-Acapulco/ km 11 + 500 | 1 | 15.5 | Colapso total | Reconstrucción del puente con mayor longitud |
| | Papagayo I, Chilpancingo-Acapulco/ km 72 + 000 | 5 | 159.7 | Dstrucción de la superestructura | Reconstrucción de la superestructura |
| | Coyuca I, Acapulco-Zihuatanejo/ km 33 + 850 | 15 | 400.6 | Colapso parcial | Reconstrucción del puente |
| | Agustín Lorenzo, Cuernavaca-Chilpancingo/km 185 + 280 | 1 | 22.6 | Corte de accesos | Construcción de claro adicional |
| | Omitlán, Chilpancingo-Acapulco/ km 5 + 964 | 7 | 161.3 | Colapso parcial | Reconstrucción de claros caídos y Recimentación |
| | De la Placa, Cuernavaca-Chilpancingo/ km 185 + 480 | 1 | 26.0 | Colapso de acceso | Reconstrucción de acceso |
| | Casa Verde, Cuernavaca-Chilpancingo/ km 190 + 130 | 1 | 22.2 | Colapso de acceso | Reconstrucción de accesos |
| | Buena Vista I, Zihuatanejo-Playa Azul/ km 26 + 200 | 1 | 41.6 | Falla de losa, deslave de terraplén y socavación en zapata | Reconstrucción de protección |
| | Quetzala, Acapulco-Pinotepa Nacional/ km 173 + 711 | 5 | 177 | Corte de accesos | Reconstrucción de accesos |
| | Miguel Alemán, Ciudad Altamirano-Zihuatanejo/ km 5 + 160 | 11 | 304.1 | Corte de accesos | Reconstrucción y ampliación del puente |
| | Barra Vieja Las Lomas, Acapulco-Pinotepa Nacional/km 38 + 040 | 7 | 214.5 | Colapso total | Reconstrucción de puente |
| Jalisco | Contla, Jiquilpan-Colima/km 84 + 500 | 4 | 32.0 | Colapso total | Reconstrucción de puente |
| Michoacán | Nexpa, Playa Azul-Manzanillo/km 55 + 800 Puente Vado Zicuirán, Quiroga-Tepalcatepec/km 148 + 600 | 7 | 224.0 | Corte en acceso margen izquierdo | Construcción de dos claros adicionales |
| | Puente Vado Zicuirán, Quiroga-Tepalcatepec/km 148 + 600 | 8 | 70.9 | Dstrucción total | Puente nuevo |
| | Bejuco II, Playa Azul-Manzanillo/ km 62 + 700 | 1 | 10.3 | Colapso total | Puente nuevo |
| | Mexcalhuacán, Playa Azul-Manzanillo/ km 38 + 700 | 6 | 209.2 | Corte en accesos | Reconstrucción de accesos |
| | Boca de Campos, Playa Azul-Manzanillo/ km 52 + 184 | 2 | 50.7 | Corte en accesos | Reconstrucción de accesos |



Continuación Tabla 4.2

| Estado | Puente/ubicación | Núm. De claros | Longitud total (m) | Daños | Trabajos realizados |
|-------------------|---|----------------|--------------------|---|--|
| Michoacán | Cuate II, Uruapan-Playa Azul/km 160 + 512 | 2 | 56.5 | Corte en accesos | Construcción de claro adicional |
| | El Mezquite, Playa Azul-Manzanillo/ km 83 + 600 | 1 | 15.3 | Corte en accesos | Reconstrucción de accesos |
| | La Tinaja, Playa Azul- Manzanillo/ km 84 + 200 | 1 | 14.4 | Corte en accesos | Reconstrucción de accesos |
| | La Huahua, Playa Azul- Manzanillo/ km 86 + 000 | 9 | 294.6 | Corte en accesos | Reconstrucción de accesos |
| | Tizupa, Playa Azul- Manzanillo/ km 106 + 200 | 3 | 80.4 | Socavación local | Restitución del fondo |
| Oaxaca | Tecomaxtlahuaca, Huajapan de León-T. carr. (Yucudaá-Pinotepa Nacional)/ km 97 + 900 | 1 | 25.5 | Asentamiento de estribo y corte parcial de acceso | Recimentación de estribo y renivelación de superestructura |
| | Río Verde II, Coatzacoalcos-Salina Cruz/ km 246 + 755 | 3 | 31.2 | Dstrucción parcial de acceso | Reconstrucción de acceso |
| Sinaloa | Chico Ruiz, Culiacán-Los Mochis/ km 52 + 400 | 7 | 109.1 | Corte en accesos | Reconstrucción de acceso |
| Tamaulipas | Corona Poniente, Ciudad Victoria-Monterrey/km 25 + 880 | 3 | 117.2 | Dstrucción parcial de acceso | Reconstrucción de acceso |
| Veracruz | San Rafael, Teziutlán-Nautla/km 80 + 200 | 1 | 25.0 | Dstrucción parcial de acceso | Reconstrucción de acceso |
| | Vega de Alatorre, Poza Rica-Veracruz/ km 125 + 900 | 4 | 124.7 | Dstrucción parcial de acceso | Reconstrucción de acceso |



Figura 4.4 Daño puente Coyuca de Benítez



Figura 4.5 Colapso del puente Petaquillas



Figura 4.6 Destrucción de la superestructura del puente Papagayo



4.4 VARIABLES QUE INFLUYEN EN LA FALLA DE PUENTES

Un puente puede estar expuesto a distintos riesgos naturales en función de su ubicación geográfica. En el caso particular de la presente investigación, son los eventos hidrológicos y sus consecuencias, a continuación se presentan la definición y descripción de las variables involucradas en dichos eventos, y su relación con la falla de puentes.

a) Desbordamiento e inundación

Este tipo de evento resulta de la incapacidad de una estructura natural o artificial para retener el agua que contiene. Las presas son un ejemplo de obra contenedora que puede presentar desbordamientos como resultado de la subestimación del gasto de diseño de su vertedor, lo que impide desalojar el volumen excedente del líquido. De manera similar, se puede desbordar un río o un canal artificial, provocando inundaciones en las zonas laterales a sus cauces. Pero independientemente de la causa del desbordamiento, la liberación de agua que se provoca puede generar la falla de puentes debido que al aumentar el tirante del río, habría más velocidad en el cauce, siendo este parámetro uno de los más importantes debido a que contribuye al fenómeno de socavación tanto en la subestructura como en los caminos de acceso.

Una inundación es un fenómeno natural provocado por el exceso en los escurrimientos de agua superficiales, falta de drenaje, y/o escasez de filtración natural, lo que deriva en la acumulación del líquido en las áreas bajas de una región. Desafortunadamente, las inundaciones son incidentes frecuentes a nivel mundial, y también pueden presentarse como consecuencia del desbordamiento o la falla de estructuras contenedoras de agua (ejemplos: presas, canales, lagos y ríos).

El criterio principal para categorizar las inundaciones es el período de retorno de los eventos meteorológicos. En la Tabla 4.3 se presenta el resultado de la investigación **Reed, 2004** que se indica la existencia de cuatro tipos de inundaciones cuyos periodos varían desde los 2 hasta los 2000 años; notar que las fallas se producen aún con periodos de retorno relativamente pequeños (2-20 años).

**Tabla 4.3 Clasificación de inundaciones
(Delgado, 2010; adaptación de Reed, 2004)**

| Categoría | Inundación asociada al período de retorno (años) |
|---|--|
| Inundación que contribuye a la falla de los puentes | 2, 5, 10, 20 |
| Inundación relativamente rara | 50, 200 |
| Inundación rara | 200, 500 |
| Inundación excepcionalmente rara | 1000, 2000, 5000 |



b) Arrastre

Este problema se presenta en puentes que salvan ríos o canales. En esencia, se trata del acarreo de materiales (naturales y/o artificiales) a lo largo del cauce por donde fluye el agua. Los objetos transportados golpean los elementos de la subestructura, y en ocasiones incluso llegan a impactar a la superestructura. Los cuerpos arrastrados pueden variar desde finas arenas hasta árboles y vehículos, pasando por basura, rocas y lodo.

c) Erosión y socavación

La erosión se define como el “*desgaste de la superficie terrestre por agentes externos, como el agua o el viento*”. Este fenómeno afecta la estabilidad de los suelos en los que se soporta un puente, provocando que el material de apoyo se deteriore.

Por consiguiente la socavación es el resultado de la acción erosiva de un flujo de agua que excava y remueve el material del lecho de una corriente. Las tasas de socavación dependen de los materiales y las condiciones del flujo bajo estudio, así como de la resistencia del material a la erosión y el balance entre los sedimentos transportados dentro y fuera de una sección.

En un estudio estadístico, realizado en 1976 por Smith, sobre las causas de fallas principales de una muestra de 143 puentes alrededor del mundo se encontraron los resultados que se aprecian en la Figura 4.7.

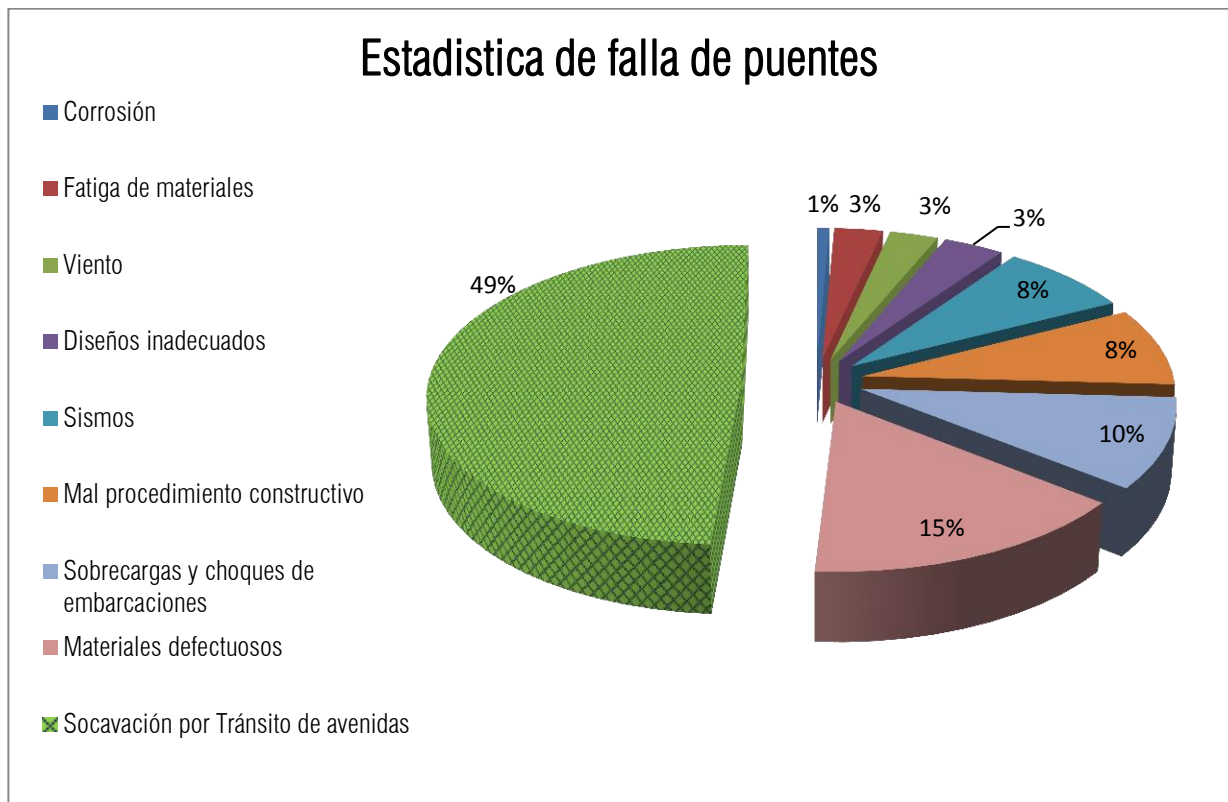


Figura 4.7 Estadística de falla de puentes (Smith, 1976)



Con los resultados arrojados en el estudio estadístico, se puede aseverar que la causa principal en la falla de puentes se atribuye al tránsito de venidas. En México, se han presentado diversos casos en donde el tránsito de avenidas ha ocasionado el colapso de diferentes puentes, tal como se comentó.



5

METODOLOGÍA PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES POR EL TRÁNSITO DE AVENIDAS



5. METODOLOGÍA PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES POR EL TRÁNSITO DE AVENIDAS

En este capítulo se desarrolla una metodología para analizar la vulnerabilidad estructural puentes ante el tránsito de avenidas, para ello se analizan los principales parámetros que inciden en su vulnerabilidad estructural, desde los aspectos hidrológicos hasta las condiciones de estabilidad estructural.

5.1 CONCEPTO DE VULNERABILIDAD

La vulnerabilidad de una estructura es la susceptibilidad ante una acción externa. Así, por ejemplo, definir la vulnerabilidad ante avenidas de un puente significa conocer su capacidad de mantenerse estable ante la socavación en su cimentación, si la estructura es inestable se vuelve vulnerable; conforme mayor sea la socavación se incrementa la inestabilidad del puente y por ende la vulnerabilidad del sistema.

Cuando se combinan la vulnerabilidad de un sistema con el peligro y el costo generado, se obtiene el riesgo. Se entiende por peligro a la evaluación probabilista o determinista del tamaño de una acción externa en un tiempo y lugar determinado, por ejemplo, para el caso de avenidas extraordinarias se maneja el gasto que presentaría la corriente asociada a un periodo de retorno, que combinado con la vulnerabilidad del sistema se puede evaluar el nivel de daño que experimentaría la estructura; en términos probalísticos se evaluaría las pérdidas económicas por la reparación de daños o recuperación de la obra con relación a diferentes tasas de excedencia, la cual nos representa el riesgo

5.2 PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN LA VULNERABILIDAD

Al evaluar la vulnerabilidad de puentes a socavación es importante determinar la profundidad de socavación máxima que se presenta en una cierta estructura para la avenida, en una profundidad de socavación mayor ésta podría significar la falla del puente. Para conocer la profundidad de socavación es necesario analizar las características granulométricas del fondo del cauce, ya que las condiciones para socavar dependen del material, si es cohesivo o no, de la distribución de cada estrato, la topografía, aguas arriba y aguas abajo y la colocación del puente que depende del comportamiento hidráulico del cauce. Lo cual implica el análisis de varios parámetros como los que se describen a continuación.



5.3 PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

Entre los factores hidrológicos más importantes a tomar en cuenta en el diseño de las obras de protección están la precipitación y el escurrimiento. La precipitación es definida como el agua, en estado sólido o líquido, que proviene de lo alto de la atmósfera y que alcanza la tierra. La lluvia, nieve o granizo son distintas formas de precipitación. Sobre la superficie del terreno el agua, resultado de la precipitación y de filtraciones subterráneas, corre en forma de arroyuelos y luego se junta para formar arroyos y ríos. El agua que fluye se le llama escurrimiento; a la lluvia en exceso se le conoce como escurrimiento directo, mientras que aquel que se lleva a cabo en forma intermitente en la superficie, originado por el agua subterránea, se conoce como escurrimiento base (Aparicio, 1992).

En los estudios hidrológicos, se hace énfasis en el cálculo del caudal de diseño por ser una de las variantes que más influyen en el análisis de la socavación y en la elección de la geometría de la estructura del puente. Dentro del estudio hidrológico se analizan: la cuenca hidrográfica, las precipitaciones (distribución espacial y temporal) y finalmente la determinación del caudal de diseño y el nivel de aguas máximas que se espera en el sitio de estudio.

PERIODO DE RETORNO

El periodo de retorno T_r , expresado en años, se define como el número promedio de años en que un evento puede ser igualado o excedido. Por ejemplo, si se diseña una obra para un gasto de $700 \text{ m}^3/\text{s}$ que tiene asignado un periodo de retorno de 10 años, ello significa que el tiempo que transcurre para que vuelva a presentarse un gasto mayor o igual a él puede ser 8, 12, 13 o bien 7 años, nótese que el promedio de ellos es precisamente 10 años.

Por otra parte la probabilidad (q) de que un evento con un periodo de retorno (T_r) ocurra en cualquier año es igual a:

$$q = \frac{1}{T_r} \quad (5.1)$$

Para la selección de la avenida de diseño se requiere por una parte un análisis hidrológico que lo fundamente y con base en éste hacer el análisis económico del problema. Conforme se incrementa el tamaño de la avenida de diseño, el costo de la obra aumenta y al mismo tiempo, la probabilidad de exceder la avenida disminuye.

CONSIDERACIONES IMPORTANTES

De acuerdo a un trabajo elaborado por el Centro Nacional de Prevención de Desastres, las secciones de mayor peligro se pueden identificar de la siguiente manera (Eslava, 2004):



1. Identificación del arroyo. Se requiere un plano topográfico que contenga al arroyo bajo análisis cuya escala debe ser 1:50,000 o menor.
2. Visita al sitio. Se realiza una visita al lugar para recorrer el arroyo desde su nacimiento hasta su desembocadura; se deben establecer las dimensiones de las secciones y las pendientes de los tramos del arroyo.
3. Identificación de la cuenca del arroyo. Se requiere trazar el parteaguas (puntos más altos de la topografía que rodean al arroyo o río analizado).
4. Clasificación de las cuencas hidrológicas.

Pequeñas $\leq 50 \text{ km}^2$

Medianas entre 50 km^2 y 100 km^2

Grandes $> 100 \text{ km}^2$

5. Características fisiográficas de la cuenca:
 - a) Parteaguas
 - b) Área de la cuenca
 - c) Orden de la red de drenaje
 - d) Pendiente de la cuenca (criterio de Nash)
 - e) La pendiente de la cuenca es uno de los factores que deben ser considerados en la fórmula para el cálculo del índice de peligro por avenidas súbitas.

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración (t_c) de una determinada cuenca hidrográfica es el tiempo necesario para que el caudal saliente se estabilice, cuando ocurra una precipitación con intensidad constante sobre toda la cuenca. Dicho tiempo de concentración se puede determinar con la siguiente expresión:

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (5.2)$$

donde:

S, Pendiente media del cauce principal

L, Longitud del cauce principal (m)

t_c , tiempo de concentración (h)

Condiciones para presentarse una avenida súbita:

Tiempo de concentración, $t_c < 4$ horas

Pendiente de la cuenca, $S_c > 0.1193$



5.4 PARÁMETROS HIDRÁULICOS

VELOCIDAD Y LA DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDADES

La velocidad está dada en función de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante. El aumento de velocidad provoca una degradación del fondo del río y como consecuencia se reduce el valor medio de la velocidad de la corriente y por ende la capacidad de arrastre.

Al colocar un obstáculo en medio de la corriente de un río se modifican las condiciones hidrodinámicas, principalmente se modifica la velocidad, lo que genera un flujo turbulento que provoca la socavación al pie de las pilas y por consiguiente se pone en riesgo la seguridad de la estructura al quedar al descubierto la cimentación.

En canales y en cauces naturales, el flujo del agua es evidentemente tridimensional para cada punto de la corriente, es decir, el vector velocidad tiene componentes en las tres direcciones (X, Y, Z). Para hacer un análisis de la variación de velocidades en una sección cualquiera, deberemos tomar muy en cuenta la forma de la sección transversal, pues la naturaleza y características geométricas del contorno definen básicamente la curva de distribución de velocidades.

En términos de análisis, consideramos el caso más simple en el que se supone un ancho infinito y que solo se tiene influencia por el fondo del cauce, por lo que el flujo es analizado de la siguiente manera. En cada punto de la sección transversal hay una velocidad particular (V_h). La velocidad es máxima en la superficie, en el fondo es mínima y tiene una distribución como se muestra en la figura en la figura 5.1.

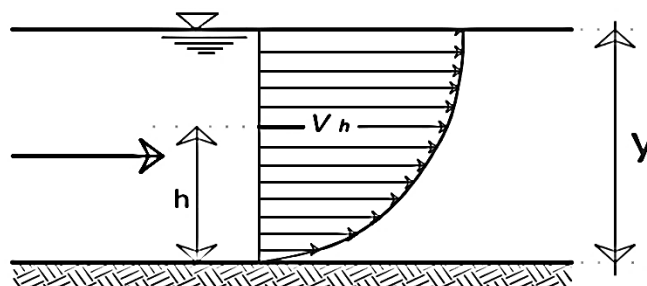


Figura 5.1 Distribución bidimensional de velocidades en un cauce natural de ancho infinito

Sin embargo, se toman en cuenta otros factores que inciden en la distribución de velocidades, como es la fricción que existe entre el agua y el aire, ya que generalmente el aire es un fluido estacionario y que está en contacto con el agua en movimiento, además de la geometría o configuración del fondo y taludes de la sección transversal, la rugosidad superficial, el gasto y la acción de corrientes que contribuyen de manera lateral con gasto al cauce principal o bien obstáculos interpuestos en la corriente, afectan la distribución típica de velocidades de la sección transversal de un río natural, teniéndose una distribución más compleja, la más simple puede ser similar a la de la figura 5.2; donde la distribución de velocidades es representada



por medio de curvas normalmente obtenidas a partir de la interpolación de datos de mediciones con molinetes o velocímetros electrónicos medidos en campo, en diferentes puntos de la sección transversal.

También en la figura 5.2 se observa que la velocidad mínima ocurre en la proximidad de la pared y existe un incremento de la velocidad hacia la superficie libre. El punto de velocidad máxima queda ligeramente debajo de la superficie libre, lo cual se atribuye al movimiento circulatorio secundario inducido por la proximidad de los lados. Por ello podría considerarse que en canales anchos y de poco tirante, la velocidad máxima se localiza al nivel de la superficie libre.

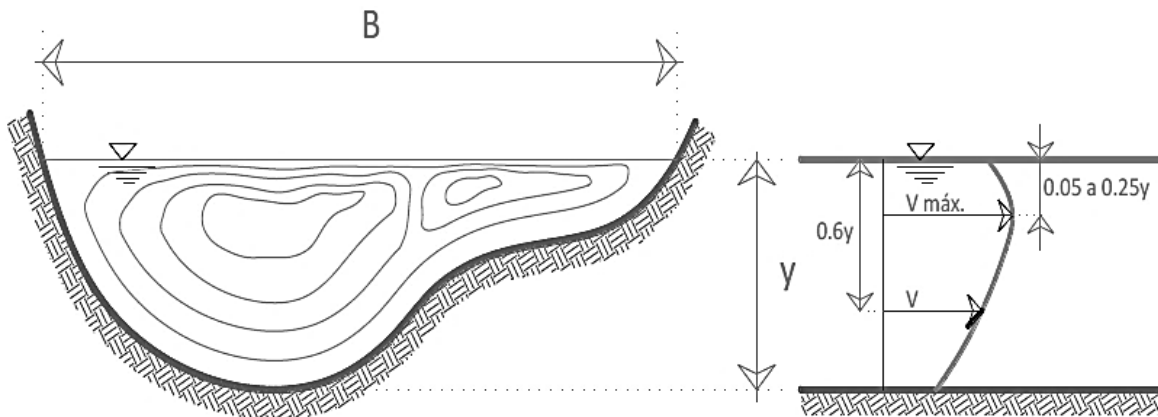


Figura 5.2 Distribución típica de velocidades en un cauce natural que más se ajusta a la realidad.

En la misma figura se observa que la zona donde ocurre la máxima velocidad se localiza prácticamente sobre la vertical que tiene mayor profundidad y a una distancia de 0.05 a 0.25 del tirante desde la superficie libre hacia abajo. La velocidad media se localiza a una profundidad aproximada de 0.6 del tirante y es el promedio de la velocidad a 0.2 y 0.8 del tirante o bien entre 0.8 y 0.95 de la velocidad superficial. Dichas variaciones de la ubicación de la velocidad máxima y la velocidad media son debidas a la rugosidad de un canal ya que aumenta la curvatura de distribución de velocidades sobre una vertical.

Según Ven Te Chow, uno de los métodos más simples y aproximado para medir velocidades en cauces naturales es por medio de dovelas. Este procedimiento consiste en dividir la sección transversal en franjas verticales sucesivas figura 5.3, posteriormente se procede a registrar la velocidad usando algún instrumento de medición de velocidades, como lo es un molinete mecánico o un velocímetro electrónico. Se determina midiendo a 0.6 de la profundidad en cada vertical, o bien tomando el promedio de las velocidades a 0.2 y 0.8 de la profundidad, cuando se requiere resultados más confiables. El promedio de la velocidad en cada una de las verticales está dado por:

$$V_{mi} = \frac{V_{0.2} + V_{0.8}}{2} \quad (5.3)$$



dónde:

$V_{0.2}$ velocidad al 20% de la profundidad desde la superficie libre hacia al fondo

$V_{0.8}$ velocidad al 80% de la profundidad desde la superficie libre hacia al fondo

Con base a la ecuación 5.3, se puede obtener el caudal de una franja vertical o dovela (Q_i) a partir de la siguiente expresión:

$$Q_i = (A_i)(V_{mi}) \quad (5.4)$$

donde, A_i es el área en la franja i . Mientras que el caudal total de la sección transversal (Q_T) se calcula mediante la suma de los caudales asociados a cada franja cuya ecuación es:

$$Q_T = \sum_{i=1}^n Q_i \quad (5.5)$$

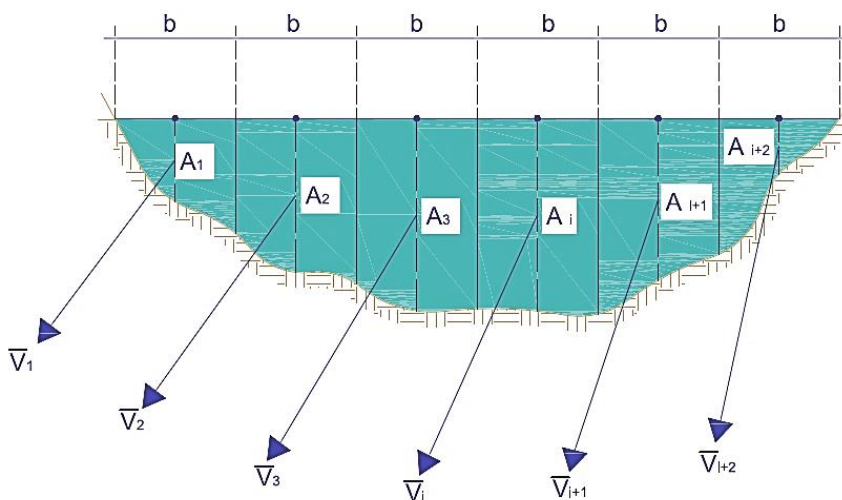


Figura 5.3 Método de las dovelas

EL TIRANTE DE AGUA

En trabajos experimentales se ha observado que la socavación crece al aumentar el tirante figura 5.4; para corrientes profundas, la socavación es independiente de este aumento. La presencia de la pila crea torbellinos de superficie a su alrededor y genera otros en su base que tienen dirección de giro opuestos (figura 5.5). Al principio no tienen interferencia, pero al decrecer el tirante el torbellino es más intenso y disminuye la capacidad de arrastre del inferior.

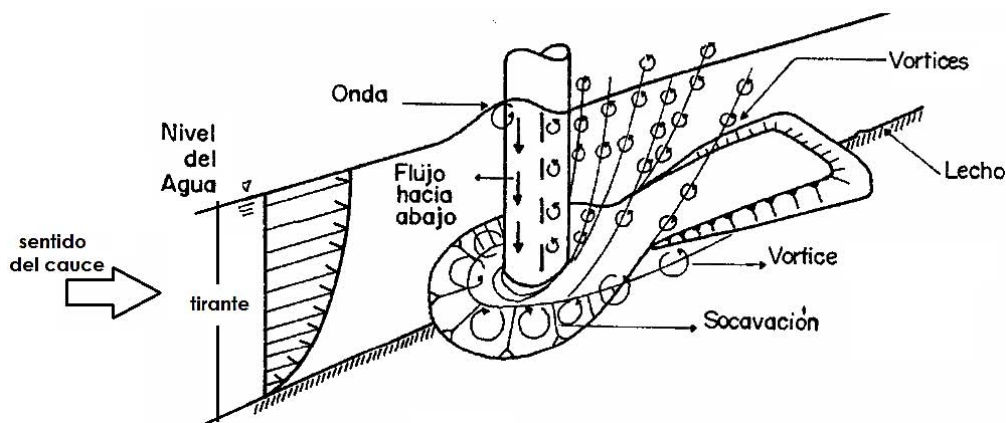


Figura 5.4 Efecto del tirante del cauce

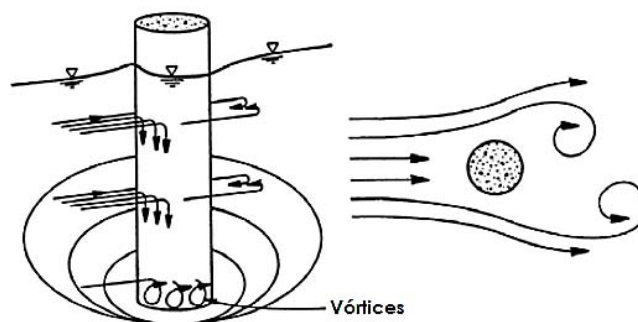


Figura 5.5 Efectos generados por el paso del cauce alrededor de una pila

DIRECCIÓN DE LA CORRIENTE CON RESPECTO AL EJE DEL ELEMENTO DE LA ESTRUCTURA.

El alineamiento de las pilas con respecto a la dirección de la corriente se considera un parámetro importante, ya que una pila esviada produce diferentes formas de vórtices dando origen a arrastre y acumulación de sedimentos en diferentes puntos, originando puntos específicos de posibles fallas por socavación. Este fenómeno ocurre solo en pilas con geometrías planas ya que el esviamiento crea una mayor área de contacto entre el flujo y la sección transversal, dando origen a un mayor empuje dinámico.

En las figuras 5.6, 5.7 y 5.8 se muestra las formas de socavación al inicio, en la condición intermedia y en la condición cercana al máximo; en estos tres estados se aprecia la zona de depósito, así como la distribución de las curvas de erosión que se presentan alrededor de la pila para diferentes geometrías y ángulos de esviaje de la misma, como se podrá notar, la situación más crítica se presenta en pilas de sección rectangular y esviada, no así en las de sección circular.



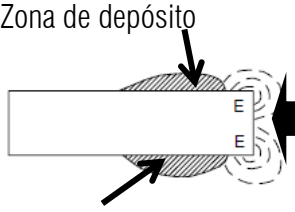
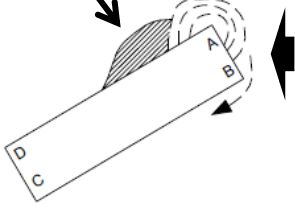
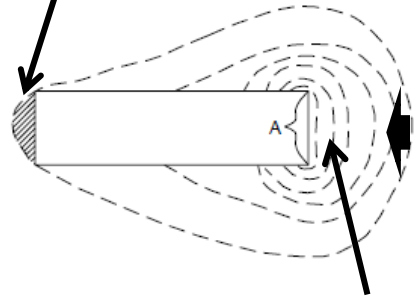
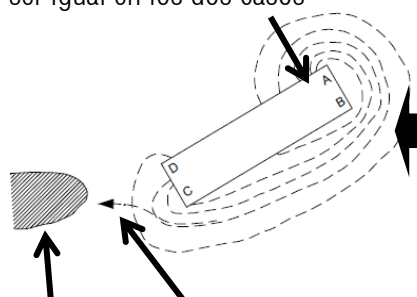
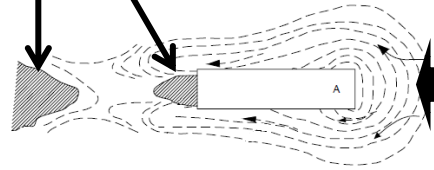
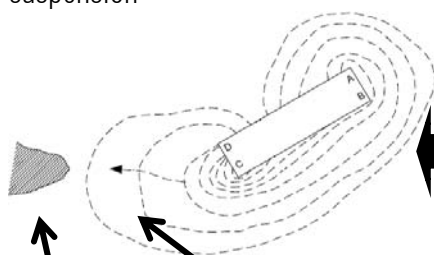
| FORMA DE INICIO DE SOCAVACIÓN | CONDICIÓN INTERMEDIA | CONDICIÓN CERCANA AL MÁXIMO |
|---|--|--|
| <p>La socavación se inicia en las esquinas</p> <p>Zona de depósito</p>  <p>Zona de depósito</p> <p>La erosión se inicia primero en la pila alineada, pero la profundidad puede ser menor</p> <p>Zona de depósito</p>  | <p>Zona de depósito</p>  <p>La profundidad de erosión puede ser igual en los dos casos</p>  <p>arrastre</p> <p>Zona de depósito</p> | <p>Zona de depósito</p>  <p>se presenta una zona de corrientes ascendentes cargadas de material en suspensión</p>  <p>Zona de depósito</p> <p>arrastre</p> <p>Socavación bastante mayor en el punto C de la pila esviada en comparación del frente de la pila alineada</p> |

Figura 5.6 Pila de sección rectangular (Maza, 1996).

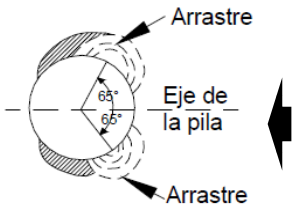
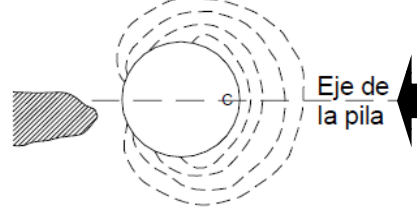
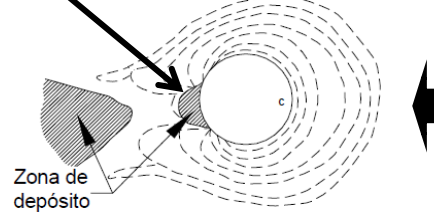
| FORMA DE INICIO DE SOCAVACIÓN | CONDICIÓN INTERMEDIA | CONDICIÓN CERCANA AL MÁXIMO |
|---|---|--|
| <p>La socavación se inicia en 2 zonas a 65° a cada lado del eje</p>  <p>Arrastre</p> <p>Eje de la pila</p> <p>Arrastre</p> | <p>Se alcanza la misma profundidad en toda la zona entre los 65° medidos a cada lado del eje.</p>  <p>Eje de la pila</p> | <p>Se presenta una zona de corrientes ascendentes cargadas de material en suspensión</p>  <p>Zona de depósito</p> |

Figura 5.7 Pila de sección circular (Maza, 1996).

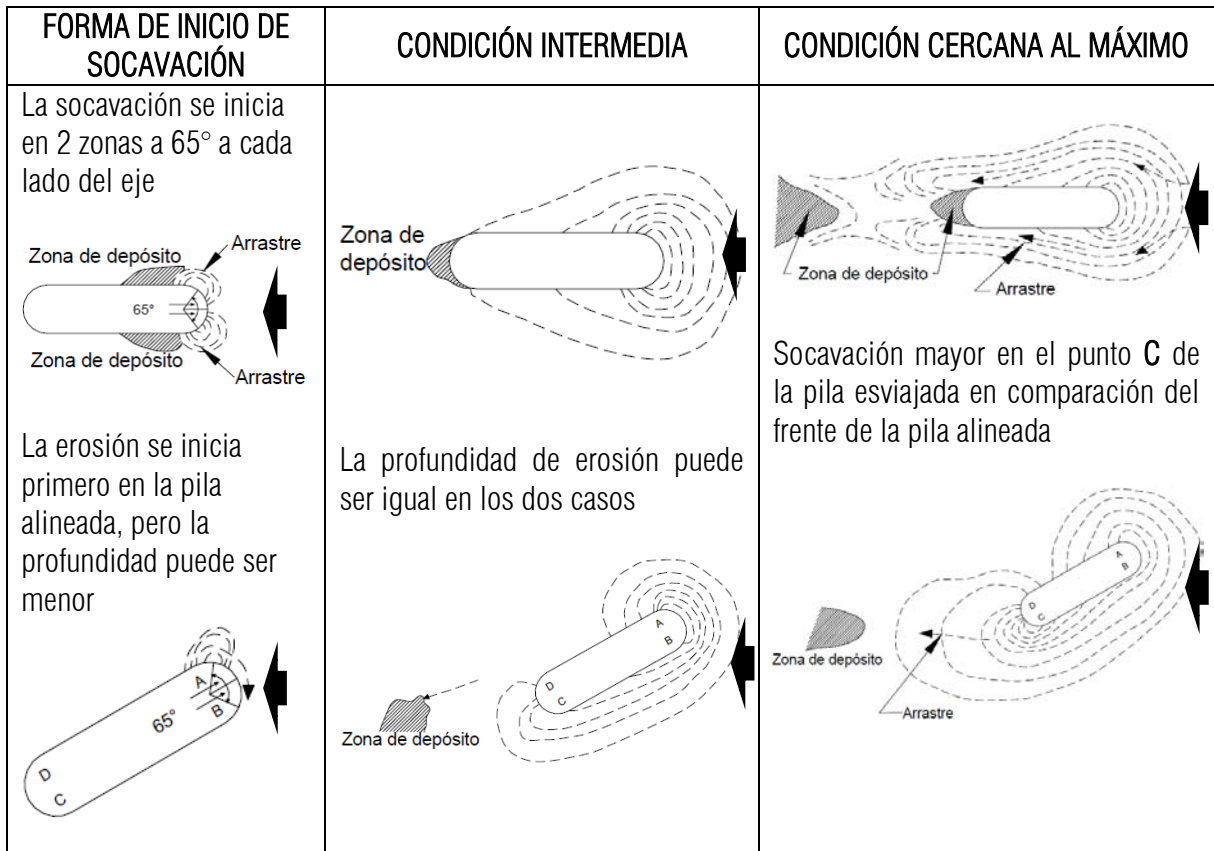


Figura 5.8 Pila de sección estribo (Maza, 1996).

RUGOSIDAD DEL CANAL NATURAL.

Es representado por “n” coeficiente de rugosidad de Manning, pero debido a la variedad de canales naturales no existe un método exacto para solucionarlo. El valor de “n” es muy variable y depende varios factores tales como: vegetación, irregularidades del cauce, alineamiento del canal, depósitos y socavaciones, obstrucciones, tamaño y forma del canal, nivel y caudal, cambio estacional, material suspendido y transporte de fondo. En la tabla 5.1 se muestran valores de n para cauces naturales.



Tabla 5.1 Coeficientes de rugosidad de Manning

| Tipo de cauce y descripción | Valor de n | | |
|---|------------|--------------|--------|
| | Mínimo | Normal | Máximo |
| Cauces naturales menores (ancho superior a nivel de crecida menor de 30 m) | | | |
| 1. Cauces en planicie | | | |
| a) Limpio, recto, nivel lleno, sin fallas o pozos profundos | 0.025 | 0.030 | 0.033 |
| b) Igual que arriba pero más piedras y pastos | 0.030 | 0.035 | 0.040 |
| c) Limpio, curvado, algunos pozos y bancos | 0.033 | 0.040 | 0.045 |
| d) Igual que arriba pero algunos pastos y piedras | 0.035 | 0.045 | 0.050 |
| e) Igual que arriba, niveles más bajos, pendiente y secciones más inefectivas | 0.040 | 0.048 | 0.055 |
| f) Igual que d, pero con más piedras | 0.045 | 0.050 | 0.060 |
| g) Tramos sucios, con pastos y pozos profundos | 0.050 | 0.070 | 0.080 |
| h) Tramos con muchos pastos, pozos profundos o recorridos de la crecida con mucha madera o arbustos bajos | 0.075 | 0.100 | 0.150 |
| 2. Cauces de montaña, sin vegetación en el canal, laderas con pendientes usualmente pronunciadas, árboles y arbustos a lo largo de las laderas y sumergidos para niveles altos | | | |
| a) Fondo: grava, canto rodado y algunas rocas | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| b) Fondo: canto rodado y algunas rocas | 0.040 | 0.050 | 0.070 |
| Cauces con planicies crecidas | | | |
| a) Pastos sin arbustos | | | |
| - pastos cortos | 0.025 | 0.030 | 0.035 |
| - pastos largos | 0.030 | 0.035 | 0.050 |
| b) Áreas cultivadas | | | |
| - Sin cultivo | 0.020 | 0.030 | 0.040 |
| - Cultivos maduros alineados | 0.025 | 0.035 | 0.045 |
| - Campos de cultivos maduros | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| c) Arbustos | | | |
| - Arbustos escasos, muchos pastos | 0.035 | 0.050 | 0.070 |
| - Pequeños arbustos y árboles, en invierno | 0.035 | 0.059 | 0.060 |
| - Pequeños arbustos y árboles, en verano | 0.040 | 0.060 | 0.080 |
| - Arbustos medianos a densos, en invierno | 0.045 | 0.070 | 0.110 |
| - Arbustos medianos a densos, en verano | 0.070 | 0.100 | 0.160 |
| d) Árboles | | | |
| - Sauces densos, en verano y rectos | 0.110 | 0.150 | 0.200 |
| - Tierra clara, con ramas sin brotes | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| - Igual que arriba pero con gran crecimiento de brotes | 0.050 | 0.060 | 0.080 |
| - Grupos grandes de madera algunos árboles caídos, poco crecimiento inferior y nivel de la inundación por debajo de las ramas | 0.080 | 0.100 | 0.120 |
| - Igual que arriba, pero con el nivel de inundación alcanzando las ramas | 0.100 | 0.120 | 0.160 |
| Cursos de agua importantes (ancho superior a nivel de inundación mayor que 30 m). Los valores de n son menores que los de los cursos menores de descripción similar ya que las bancas ofrecen menor resistencia efectiva | | | |
| a) Sección regular sin rocas y arbustos | 0.025 | - | 0.060 |
| b) Sección irregular y áspera | 0.035 | - | 0.100 |

(Valores en negrillas son los recomendados para el diseño)



NÚMERO DE FROUDE

El número de Froude es uno de los parámetros que influye en el fenómeno de la socavación local, dado que permite valorar la razón del movimiento de la partícula de fluido con respecto a la gravedad y su efecto en la socavación local como se verá más adelante, y se puede definir como la relación de inercia de una partícula a las fuerzas gravitatorias cuya ecuación está dada por:

$$F_r^2 = \frac{V^2}{gH_s} \quad ; \quad F_r = \frac{V}{\sqrt{gH_s}} \quad (5.6)$$

donde, V es la velocidad de la corriente, g es la aceleración de la gravedad y H_s es el tirante de la corriente.

5.5 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.

Los ríos acarrear materiales de muy diversas graduaciones, depositándolos a lo largo de su perfil, según varíe la velocidad de su curso; al ir disminuyendo ésta, la capacidad de acarreo de la corriente se hace menor, depositándose los materiales más gruesos. De esta manera el río transporta y deposita suelos según sus tamaños decrecientes, correspondiendo las partículas más finas (limos y arcillas) a depósitos próximos a su desembocadura. (Maza y García, 1996)

Las características que definen los procesos de suspensión, transporte y posterior el deposito del sedimento dependen no solo de las condiciones del flujo sino también de las propiedades del sedimento.

TAMAÑO DE LA PARTÍCULA.

El tamaño de una partícula de sedimentos es su característica más importante, sin embargo, cuando la forma, la densidad y la distribución granulométrica son semejantes se podría considerar que la variación del tamaño define la variación del comportamiento del sedimento

Diámetro nominal, D_n . Es el diámetro de una partícula de igual volumen que la partícula de que se trata. El diámetro del tamiz y el diámetro de sedimentación son los parámetros de mayor uso. Normalmente las arenas se miden por su diámetro de tamizado y los limos y arcillas por su diámetro de sedimentación.

Diámetro de sedimentación, D_w . Se define como el diámetro de una esfera de la misma densidad que la partícula, que cae con la misma velocidad terminal uniforme en el mismo fluido y a la misma temperatura.

Diámetro del tamiz, D_i . Es la apertura mínima de una malla de tamiz a través de la cual pasa la partícula en una distribución granulométrica.



Es más común identificar el tamaño del sedimento según la proporción (en peso o en volumen) en que se encuentre en la muestra, bien sea del lecho o en suspensión; por ejemplo $D_{50} = 0.273$ mm significa que el 50 % (en peso) de la muestra tiene un tamaño menor que 0.273 mm.

En general, D_n es el diámetro tal que el n por ciento de la muestra en peso tiene partículas menores que D_n . Los diámetros característicos más usados en hidráulica fluvial que se obtienen de una curva granulométrica son: D16, D50, D84. En la tabla 5.2 se muestra una clasificación de sedimentos por tamaño según la American Geophysical Union:

Tabla 5.2 Tamaño de partícula (García y Maza, 1996)

| GRUPO | CLASE | TAMAÑO (mm) |
|---------|------------|------------------|
| Piedras | Muy grande | 2048 a 4096 |
| | Grande | 1024 a 2048 |
| | Mediana | 512 a 1024 |
| | Pequeña | 256 a 512 |
| Cantos | Grande | 128 a 256 |
| | Pequeña | 64 a 128 |
| Grava | Muy gruesa | 32 a 64 |
| | Gruesa | 16 a 32 |
| | Mediana | 8 a 16 |
| | Fina | 4 a 8 |
| | Muy fina | 2 a 4 |
| Arena | Muy gruesa | 1 a 2 |
| | Gruesa | 0.5 a 1 |
| | Mediana | 0.25 a 0.5 |
| | Fina | 0.125 a 0.250 |
| | Muy fina | 0.062 a 0.125 |
| Limo | Gruesa | 0.031 a 0.062 |
| | Mediana | 0.016 a 0.031 |
| | Fina | 0.008 a 0.016 |
| | Muy fina | 0.004 a 0.008 |
| Arcilla | Gruesa | 0.002 a 0.004 |
| | Mediana | 0.001 a 0.002 |
| | Fina | 0.0005 a 0.001 |
| | Muy fina | 0.00024 a 0.0005 |

Las mallas o tamices se denominan de acuerdo al tamaño del agujero. El sistema de nomenclatura de mallas más usado es el US Bureau Estándar, se ilustran en la tabla 5.3.



Tabla 5.3 Tamaño de los tipos de tamices

| NÚMERO | ABERTURA (mm) | NÚMERO | ABERTURA (mm) |
|--------|------------------|--------|------------------|
| 4" | 101.60 | 16 | 1.19 |
| 2" | 50.80 | 20 | 0.84 |
| 1" | 25.40 | 30 | 0.59 |
| ¾" | 19.10 | 40 | 0.42 |
| ½" | 12.70 | 50 | 0.297 |
| 3/8" | 9.52 | 60 | 0.25 |
| 3 | 6.35 | 70 | 0.21 |
| 4 | 4.76 | 100 | 0.149 |
| 6 | 3.36 | 140 | 0.105 |
| 8 | 2.38 | 200 | 0.074 |
| 10 | 2.00 | 270 | 0.053 |
| 12 | 1.68 | 400 | 0.037 |

DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA

Las características del material en un tramo de un río se determinan por los promedios de varias muestras tomadas en diferentes partes de la sección longitudinal y transversal del cauce en la zona de estudio. Análisis granulométricos con tamices se usan para determinar las fracciones de material grueso como gravas y arenas y métodos hidrométricos se deben usar para obtener las fracciones de materiales finos como limos y arcillas.

El análisis granulométrico en los cauces se realiza con dos objetivos complementarios que son la determinación de la rugosidad del cauce asociada a la gradación de los sedimentos presentes en el lecho y la distribución granulométrica del material transportado y disponible según las muestras recopiladas en los aforos sólidos. Esto último se hace para establecer y calibrar modelos de transporte de sedimentos que mejor se ajustan a las condiciones medidas en campo durante pruebas de aforo.

La distribución de los tamaños se hace usando procedimientos estadísticos que relacionan el peso de la partícula retenida en cada tamiz y el tamaño de la malla del tamiz. Se representa usualmente en forma gráfica en donde las ordenadas contienen el porcentaje de la partícula en peso que es más pequeño que el tamaño representado por la malla y las abscisas contienen el tamaño de la apertura de la malla. La curva granulométrica de sedimentos naturales transportados por los ríos usualmente presenta una distribución lognormal figura 5.9.

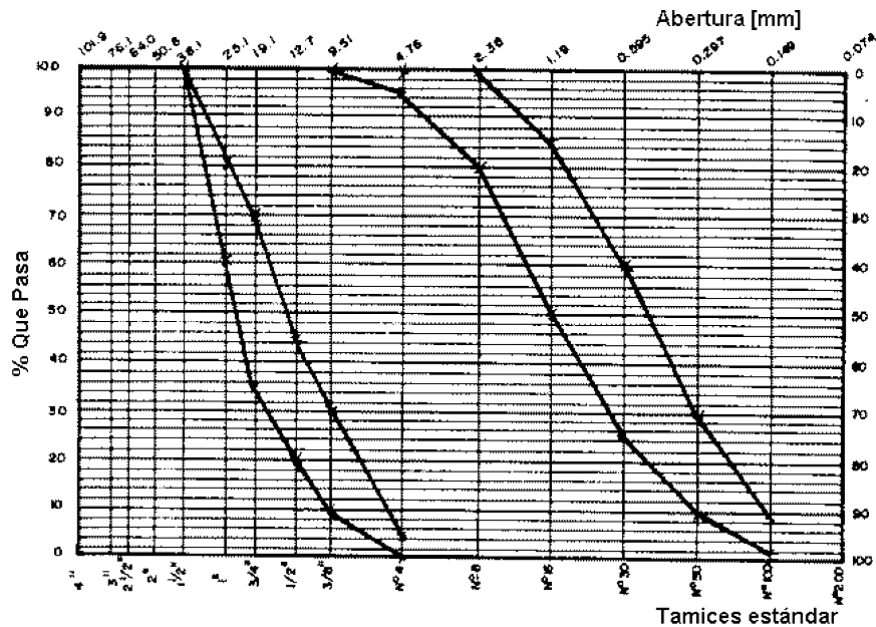


Figura 5.9 Ejemplo de curva granulométrica

PESO ESPECÍFICO Y PESO ESPECÍFICO SUMERGIDO

El peso específico (γ_s) se define como la relación entre el peso de la partícula y su volumen, o lo que es igual, el producto de la densidad y la aceleración de la gravedad:

$$\gamma_s = \frac{W_m}{V_m} \tag{5.7}$$

donde,

W_m Peso de la muestra de suelo

V_m Volumen de la muestra de suelo

Mientras que el peso específico sumergido (γ_{ss}), se define como la diferencia entre el peso específico del sedimento (γ_m) y el peso específico del agua:

$$\gamma_{ss} = \gamma_m - \gamma_{agua} \tag{5.8}$$

5.6 SOCAVACIÓN

El proceso de socavación que experimentan los puentes se puede dividir en dos partes: general y local. A continuación se describirán las características de cada una de ellas con sus respectivos criterios de evaluación.



5.6.1 SOCAVACIÓN GENERAL.

Se refiere al descenso del fondo en un río que se produce al presentarse una creciente y es debida al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que adquiere la corriente. La erosión del fondo de un cauce es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que pueda traer el agua de esa sección; en una avenida, aumenta la velocidad del agua y, por lo tanto, la capacidad de arrastre. La posibilidad de arrastre de los materiales de fondo en cada punto se considera, a su vez, dependiente de la relación que existe entre la velocidad media del agua y la velocidad media requerida para arrastrar las partículas que constituyen el fondo en cuestión (Juárez y Rico, 1976).

A continuación se describen los criterios disponibles en la literatura para calcular la socavación general.

MÉTODO DE LISCHTVAN-LEVEDIEV.

Este método hace una serie de clasificaciones de los cauces de los ríos, tal y como se muestra en la tabla 5.4.

Tabla 5.4 Clasificación de los cauces de los ríos para efecto de calcular a socavación general

| | CAUCE | MATERIAL DE FONDO | DISTRIBUCIÓN DE MATERIALES EN EL FONDO |
|---------------------------|------------|-------------------|--|
| SOCAVACION GENERAL | DEFINIDO | COHESIVO | HOMOGÉNEA HETEROGÉNEA |
| | | NO COHESIVO | HOMOGÉNEA HETEROGÉNEA |
| | INDEFINIDO | COHESIVO | HOMOGÉNEA HETEROGÉNEA |
| | | NO COHESIVO | HOMOGÉNEA HETEROGÉNEA |

SOCAVACIÓN GENERAL EN CAUCES DEFINIDOS.

La erosión del fondo del cauce en una sección transversal cualquiera se realiza con la constante aportación de material de arrastre sólido y es provocada por la perturbación local del equilibrio entre el material que sale aguas abajo y el aportado. Al presentarse una avenida aumenta la velocidad en el cauce lo que trae consigo un aumento de la capacidad de arrastre, con lo que empieza a degradar el fondo. Al aumentar el gasto también aumenta la socavación, incrementándose el área hidráulica y la velocidad del agua, hasta que se llega a la socavación máxima de equilibrio al ocurrir el gasto máximo; al disminuir la avenida se reduce paulatinamente el valor medio de la velocidad de la corriente y por ende la capacidad de arrastre, iniciándose la etapa de depósito.



La condición para que haya arrastre en las partículas en un punto del fondo es que la velocidad media de la corriente sobre ese punto, denominada real (V_r), sea más que la velocidad media que se requiere para que el material existente en tal punto sea arrastrado denominada velocidad erosiva (V_e). En la tabla 5.5 se describen las características de V_r y V_e . Para suelos sueltos, esta última no es la velocidad de inicio del movimiento de algunas partículas, sino la mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. De tratarse de un suelo cohesivo, es aquella velocidad capaz de levantar y poner en suspensión a las partículas. De acuerdo a lo anterior la socavación finaliza una vez que la velocidad real es igual a la velocidad erosiva:

$$V_r = V_e \quad (5.8)$$

Tabla 5.5 Características de V_r y V_e

| Velocidad real de la corriente V_r | Velocidad erosiva V_e |
|---|--|
| Está en función de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante. | Depende de las características del material del cauce y del tirante. |

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

El valor de la socavación general está asociado a un gasto de diseño (Q_d) que tiene un periodo de retorno (T_r), y un tirante de agua (H) que se presente durante una avenida. Para suelos cohesivos la mínima velocidad de erosión, depende del peso volumétrico seco del material (γ_d) y de la profundidad de socavación máxima (H_s), y está definida por la siguiente ecuación:

$$V_e = 0.60(\gamma_d^{1.18})(\beta)(H_s)(x) \quad (5.9)$$

Los valores de los coeficientes β y x las obtenemos de las tablas 5.6 y 5.7

Tabla 5.6 Valores de β (Juárez y Rico, 1976)

| Probabilidad anual (%) de que se presente el gasto de diseño | Coficiente β |
|--|--------------------|
| 100 | 0.77 |
| 50 | 0.82 |
| 20 | 0.86 |
| 10 | 0.90 |
| 5 | 0.94 |
| 2 | 0.97 |
| 1 | 1.00 |
| 0.3 | 1.03 |
| 0.2 | 1.05 |
| 0.1 | 1.07 |



Tabla 5.7 Valores de x (Juárez y Rico, 1976)

| SUELOS COHESIVOS | | | | | | SUELOS NO COHESIVOS | | | | | |
|---------------------------|------|---------|---------------------------|------|---------|---------------------|------|---------|-------|------|---------|
| Yd (t/m ³) | x | 1/(1+x) | Yd (t/m ³) | x | 1/(1+x) | d(mm) | x | 1/(1+x) | d(mm) | x | 1/(1+x) |
| 0.80 | 0.52 | 0.66 | 1.20 | 0.39 | 0.72 | 0.05 | 0.43 | 0.70 | 40.00 | 0.30 | 0.77 |
| 0.83 | 0.51 | 0.66 | 1.24 | 0.38 | 0.72 | 0.15 | 0.42 | 0.70 | 60.00 | 0.29 | 0.78 |
| 0.86 | 0.50 | 0.67 | 1.28 | 0.37 | 0.73 | 0.5 | 0.41 | 0.71 | 90.00 | 0.28 | 0.78 |
| 0.88 | 0.49 | 0.67 | 1.34 | 0.36 | 0.74 | 1.00 | 0.40 | 0.71 | 140 | 0.27 | 0.79 |
| 0.90 | 0.48 | 0.68 | 1.40 | 0.35 | 0.74 | 1.50 | 0.39 | 0.72 | 190 | 0.26 | 0.79 |
| 0.93 | 0.47 | 0.68 | 1.46 | 0.34 | 0.75 | 2.50 | 0.38 | 0.72 | 250 | 0.25 | 0.8 |
| 0.96 | 0.46 | 0.68 | 1.52 | 0.33 | 0.75 | 4.00 | 0.37 | 0.73 | 310 | 0.24 | 0.81 |
| 0.98 | 0.45 | 0.69 | 1.58 | 0.32 | 0.76 | 6.00 | 0.36 | 0.74 | 370 | 0.23 | 0.81 |
| 1.00 | 0.44 | 0.69 | 1.64 | 0.31 | 0.76 | 8.00 | 0.35 | 0.74 | 450 | 0.22 | 0.82 |
| 1.04 | 0.43 | 0.70 | 1.71 | 0.30 | 0.77 | 10.00 | 0.34 | 0.75 | 570 | 0.21 | 0.83 |
| 1.08 | 0.42 | 0.70 | 1.80 | 0.29 | 0.78 | 15.00 | 0.33 | 0.75 | 750 | 0.20 | 0.83 |
| 1.12 | 0.41 | 0.71 | 1.89 | 0.28 | 0.78 | 20.00 | 0.32 | 0.76 | 1000 | 0.19 | 0.84 |
| 1.16 | 0.40 | 0.71 | 2.00 | 0.27 | 0.79 | 25.00 | 0.31 | 0.76 | | | |

La variación de la velocidad media real de la corriente (V_r), está en función de la profundidad y para cada punto de la sección puede ser obtenida analizando una franja vertical de la sección transversal, como la que se muestra en la figura 5.10. La hipótesis que se formula para realizar el cálculo es que el gasto en cada franja permanece constante mientras dura el proceso erosivo.

Se toma la franja de espesor ΔB y en forma hipotética se considera que el fondo se encuentra en un nivel inicial antes de que se produzca la erosión. El gasto que pasa por esa sección se puede expresar según Manning por:

$$Q = (V)(\Delta A) = \left(\frac{1}{n}\right)(s^{0.5})(H^{1.66})(\Delta B) \quad (5.10)$$

donde n es el coeficiente de rugosidad, s se refiere a la pendiente del cauce, H es el tirante.

En este caso, por ser ΔB pequeño, el radio hidráulico se toma igual al tirante, además que se ha considerado una rugosidad constante en toda la sección, el valor de $1/n s^{1/2}$ es constante para toda la sección, se sustituye por α .

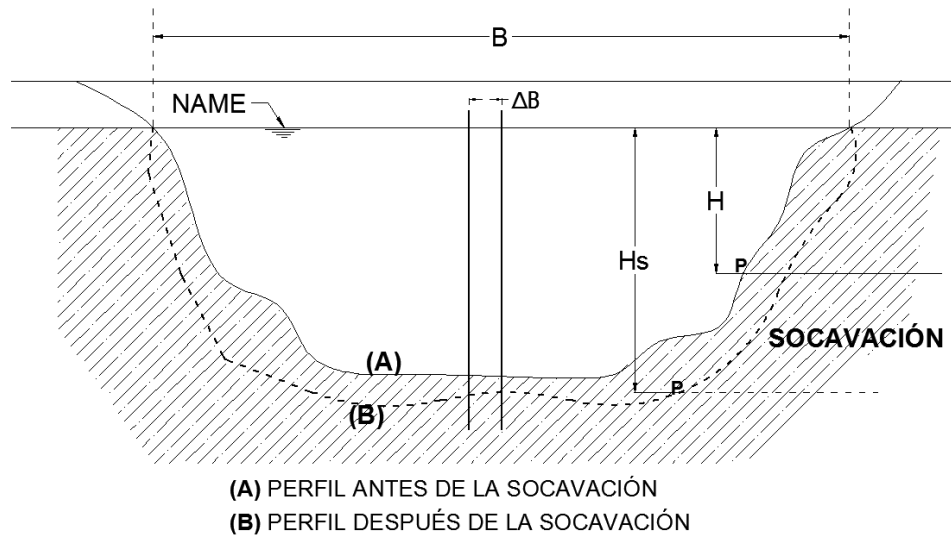


Figura 5.10 Perfil antes y después de la socavación

Cuando la sección en estudio está relacionada con obstáculos dentro de la corriente, la ecuación del gasto se ve afectada por un factor de contracción denominado μ , Según Maza 1966, el factor está en función de la velocidad de la corriente (V_r) y la longitud libre entre pilas (L); por lo que la ecuación para evaluar el gasto (Q_d) está dada por:

$$Q_d = (\alpha)(H_m^{1.66})(B_e)(\mu) \quad (5.11)$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{0.387 V_r}{L} \right) \quad (5.12)$$

donde, B_e es el ancho efectivo del canal

En la tabla 5.8 se muestra los valores de μ (Juárez y Rico, 1976)

Tabla 5.8. Valores del coeficiente de contracción, μ (Juárez y Rico, 1976)

| Velocidad media en la sección m/s | Longitud libre entre dos pilas, en metros | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------------|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 10 | 13 | 16 | 18 | 21 | 25 | 30 | 42 | 52 | 63 | 106 | 124 | 200 |
| Menor a 1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 1 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 1.5 | 0.94 | 0.96 | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 2 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.97 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.00 |
| 2.5 | 0.90 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.00 |
| 3 | 0.89 | 0.91 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 |
| 3.5 | 0.87 | 0.90 | 0.92 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 |
| 4 o mayor | 0.85 | 0.89 | 0.91 | 0.92 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 |



A su vez el valor de α se puede obtener mediante:

$$\alpha = \frac{Q_d}{(H_m^{1.66})(B_e)(\mu)} \quad (5.13)$$

En condiciones finales, la profundidad máxima de socavación (H_s) y una velocidad de corriente (V_r), en la franja de estudio, el gasto que resulta con base a la ley de continuidad es:

$$Q = (V_r)(H_s) \quad (5.14)$$

El valor de V_r se puede obtener:

$$V_r = \frac{(\alpha)(H^{1.66})}{H_s} \quad (5.15)$$

- b) Análisis de la socavación general en suelos no cohesivos, en cauces definidos con rugosidad uniforme.

Los suelos no cohesivos están formados por granos gruesos (arenas, gravas finas, etc.), por lo que la velocidad erosiva está en función del diámetro medio de los suelos (d_m) y resulta:

$$V_e = (0.68)(\beta)(d_m^{0.28})(H_s)(x) \quad (5.16)$$

donde el valor de x es obtenido de la tabla 5.8

- c) Determinación de la profundidad de socavación en suelos homogéneos.

En secciones homogéneas puede calcularse fácilmente la profundidad esperada de socavación con la teoría de Lischtvan-Levediev, ya que la condición de equilibrio se presenta cuando la velocidad de arrastre de la corriente (V_r) es igual a la velocidad que se necesita para arrastrar el material (V_e).

Dentro de los suelos homogéneos únicamente se distinguen dos condiciones diferentes según sea el material cohesivo o no.

- Suelos cohesivos.

Partiendo de la ecuación de equilibrio $V_e=V_r$, se puede conocer el tirante total o la profundidad de socavación (H_s) mediante la siguiente expresión:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H^{1.66}}{(0.60)(\gamma_d^{1.18})(\beta)} \right)^{\left(\frac{1}{1+x} \right)} \quad (5.17)$$



Para conocer la socavación esperada, se debe de restar el tirante inicial (H), tal y como se muestra:

$$\mathbf{Socavación = H_s - H} \quad (5.18)$$

- Suelos no cohesivos

$$H_s = \left(\frac{\alpha H^{1.66}}{(0.68)(d_m^{0.28})(\beta)} \right)^{\left(\frac{1}{1+x} \right)} \quad (5.19)$$

- d) Determinación de la profundidad de socavación en suelos no homogéneos.

Se distinguen por suelos no homogéneos aquellos que se encuentran en estratos o capas diferentes. En este caso, cualquiera que sea la estratificación que se tenga, la profundidad de equilibrio, arriba de la cual los granos son arrastrados físicamente por el agua, se puede obtener analíticamente basándose en tanteos.

Escogido un punto P_i para el cual se desea calcular la posible socavación y conocida la estratigrafía bajo la sección, se procede por estratos a aplicar las ecuaciones anteriormente mencionadas, según sea el material de que estén formados. El cálculo se inicia para el estrato superior y se continúa hacia las capas más profundas. En el primer estrato en donde se cumpla que la profundidad H_s calculada cae dentro de él, dicha “ H_s ” es la buscada y se concluyen los tanteos, esto mismo se repite para varios puntos de la sección, que al unirse darán el perfil teórico del fondo una vez que se ha producido la socavación.

MÉTODO DE LISCHTVAN-LEVEDIEV MODIFICADO.

Maza (1966) realizó un trabajo en el que se simplifica el método expuesto, evitando el uso de tablas. El valor de la velocidad de la corriente (V_r) se calcula de acuerdo a la ecuación:

$$V_r = \frac{\alpha H^{1.66}}{H_s} \quad (5.20)$$

Para suelos no cohesivos, la velocidad erosiva se obtiene de las siguientes ecuaciones:

Si $0.00005 \text{ m} \leq d_{84} \leq 0.0028 \text{ m}$, para arenas:

$$V_e = \left((4.7)(\beta)(d_{84}^{0.28}) \right) (H_s) \left(\frac{0.322}{d_{84}^{0.030}} \right) \quad (5.21)$$

Si $0.0028 \text{ m} \leq d_{84} \leq 0.184 \text{ m}$, se emplea:

$$V_e = \left((4.7)(\beta)(d_{84}^{0.28}) \right) (H_s) \left(\frac{0.223}{d_{84}^{0.092}} \right) \quad (5.22)$$



Si $0.184 \text{ m} \leq d_{84} \leq 1.0 \text{ m}$, se emplea:

$$V_e = \left((4.7)(\beta)(d_{84}^{0.28}) \right) (H_s) \left(\frac{0.191}{d_{84}^{0.187}} \right) \quad (5.23)$$

En suelos cohesivos, el valor de la velocidad erosiva (V_e), se obtiene con la ecuación 5.24, siempre y cuando los valores de Y_d estén comprendidos entre 800 kg/m^3 y 2000 kg/m^3 :

$$V_e = \left((0.000173)(\beta)(d_{84}^{1.18}) \right) (H_s) \left(\frac{66.28}{d_{84}^{0.725}} \right) \quad (5.24)$$

donde:

d_{84} diámetro de la muestra de sedimento cuando el 84% en peso es menor a ese tamaño

β coeficiente asociado al periodo de retorno para el gasto de diseño, que es válida para periodos comprendidos entre 15 y 1500 años, y es expresado por la ecuación 5.25.

$$\beta = 0.8416 + 0.03342(\ln(Tr)) \quad (5.25)$$

Recomendaciones para los periodos de retorno Tr según la importancia de los puentes:

- Poca: 25 a 50 años
- Media: 100 años
- Alta: 100 a 200 años

Determinación de la socavación en suelos homogéneos.

Si $0.00005 \text{ m} \leq d_{84} \leq 0.0028 \text{ m}$, para arenas:

$$H_s = \left[\frac{(\alpha H^{1.66})}{(4.7)(x)(d_{84}^{0.28})} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.030}}{0.322 + d_{84}^{0.030}} \right) \quad (5.26)$$

Si $0.0028 \text{ m} \leq d_{84} \leq 0.184 \text{ m}$, se emplea:

$$H_s = \left[\frac{(\alpha H^{1.66})}{(4.7)(x)(d_{84}^{0.28})} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.092}}{0.322 + d_{84}^{0.092}} \right) \quad (5.27)$$

Si $0.184 \text{ m} \leq d_{84} \leq 1.0 \text{ m}$, se emplea:

$$H_s = \left[\frac{(\alpha H^{1.66})}{(4.7)(x)(d_{84}^{0.28})} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.187}}{0.322 + d_{84}^{0.187}} \right) \quad (5.28)$$



En suelos cohesivos:

$$H_s = \left[\frac{(5780H^{1.66})}{(\beta)(\gamma_d^{1.18})} \right] \left(\frac{\gamma_d^{0.75}}{66.28 + \gamma_d^{0.75}} \right) \quad (5.29)$$

Cálculo de la erosión si la rugosidad no es constante en la sección transversal.

Esto puede presentarse en zonas con diferente vegetación. El análisis se realiza en zonas con igual rugosidad, para obtener el coeficiente (α_i) en función del gasto (Q_{di}) que pasa por cada una de ellas, el gasto en cada zona de rugosidad se determina con:

$$Q_{di} = \left[\frac{\frac{A_i h_{mi}^{0.66}}{n_i}}{\sum_i^n \frac{A_i h_{mi}^{0.66}}{n_i}} \right] (Q_d) \quad (5.30)$$

Conocidos los gastos Q_{di} en cada zona y el material del fondo en ellas, se tiene la socavación general por medio de las ecuaciones anteriormente mencionadas.

- **Reducción de la erosión cuando el flujo transporta mucho sedimento**

En caso de existir un gran transporte de material fino o de lavado en suspensión, la profundidad de socavación general disminuye. Esto ocurre porque es necesaria una cierta cantidad de energía, para mantener en suspensión y transportar el material. Al aumentar el sedimento en suspensión, la viscosidad y el peso específico de la mezcla agua-sedimento aumenta y reducen la turbulencia del flujo, este factor se determina con la expresión 5.31, que afectará a las ecuaciones 5.21 a 5.23.

Para el caso de la profundidad de socavación, el valor de la ecuación 5.30 divide a las ecuaciones 5.26 a 5.28, con lo cual se reduce la profundidad de socavación H_s .

$$\psi = 0.38 + 0.00618(\gamma_m^2) \quad (5.31)$$

ψ = Parámetro que afecta el valor de la socavación (adimensional)

γ_m = Peso específico de la mezcla agua sedimento (kg/m^3)

5.6.2 SOCAVACIÓN LOCAL

Una segunda causa de degradación del fondo es la colocación de un obstáculo al paso de la corriente. En este caso se produce la remoción del suelo en el lado aguas arriba de dicho obstáculo, lo que se conoce como socavación local. Aquí las depresiones que se forman, también se rellenan con el depósito



de partículas al disminuir la velocidad el agua aunque, en general, quedan pequeñas depresiones frente a los obstáculos como testimonio de este fenómeno.

Este fenómeno ha sido más estudiado, ya que afecta más directamente a la cimentación de las pilas desplantadas sobre el cauce; existe un gran número de investigaciones realizadas en distintas partes del mundo, de esta manera, el criterio de elección de las expresiones para el cálculo de la socavación local, se debe basar en la experiencia obtenida en el diseño de cierta región, con características específicas para identificarlas.

Dentro de los muchos métodos que existen para calcular la socavación local en pilas se pueden mencionar algunos de la gran variedad de métodos: Laursen y Toch (1953-1956), Adaptación de Neill al método de Laursen y Toch (1964), Larras(1963), Neill (1964), Arunachalam (1965,1967), Carsten (1966), Maza Sánchez (1968), Breusers, Nicollet y Shen (1977), Universidad Estatal de Colorado (CSU), Melville y Stherland (1988), Froehlich (1991) entre otros.

En la República Mexicana se han utilizado los métodos de Laursen-Toch y Yaroslaziev. Sin embargo en 1966 el profesor Maza a través del Instituto de Ingeniería de la UNAM desarrolló criterios de evaluación acordes a las condiciones hidrológicas que predominan en el país, mejorando la estimación de la socavación local respecto a las ecuaciones previamente desarrolladas en la literatura.

Aun cuando los métodos utilizados para los cálculos de socavación local producen valores relativamente iguales; no implica que estos sean idénticos a los medidos en campo, normalmente los calculados son mucho mayores a los medidos en campo, sin ser posible determinar el factor de seguridad para cada caso. Por ello en la práctica se toma un factor de seguridad de 1.5 para cubrir las incertidumbres en la valuación de las variables.

A continuación se describen los métodos más empleados para estimar la socavación local en pilas de puentes.



MÉTODO DE LAURSEN-TOCH (1953,1956)

Sus fundamentos son con base a estudios de laboratorio desarrollados en el estado de Iowa E.U.A. donde las funciones se desarrollaron con datos de modelos experimentales. En la figura 5.11 se muestra un diagrama de flujo sobre el proceso de cálculo.

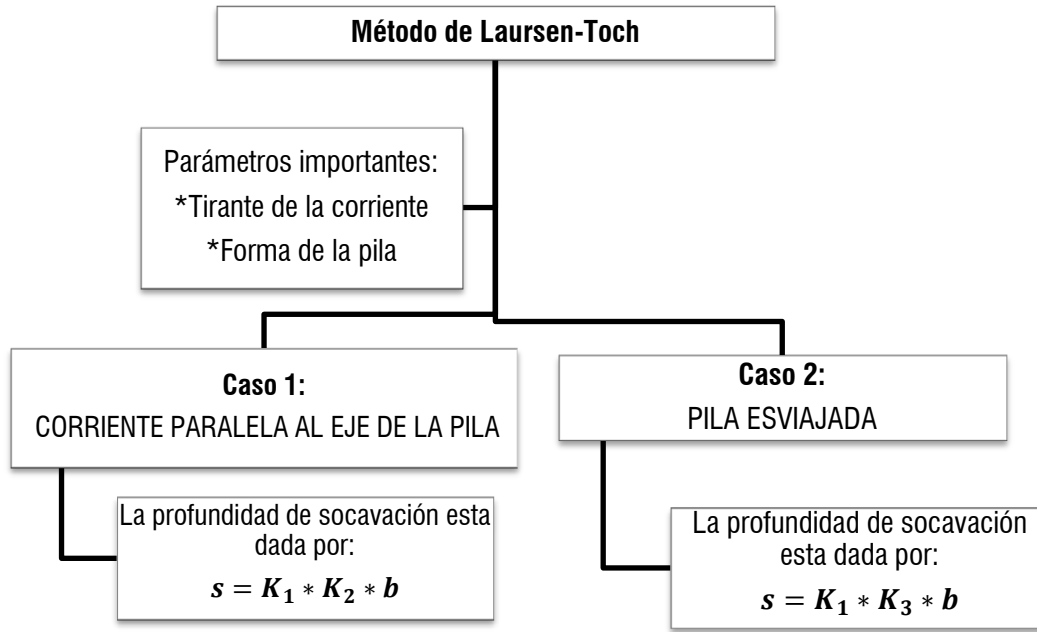


Figura 5.11 Proceso de cálculo de acuerdo al método de Laursen-Toch

Para este método no es de importancia la velocidad de la corriente, el tipo de suelo ni la distribución granulométrica del mismo. Lo importante reside en los valores máximos de profundidad de socavación, independientemente de la existencia o no de material de arrastre y de los tipos de formaciones, que se tuvieran en el cauce. En las figuras 5.12, 5.13 y 5.14 se muestran los valores de K_1 , K_2 y K_3 respectivamente.

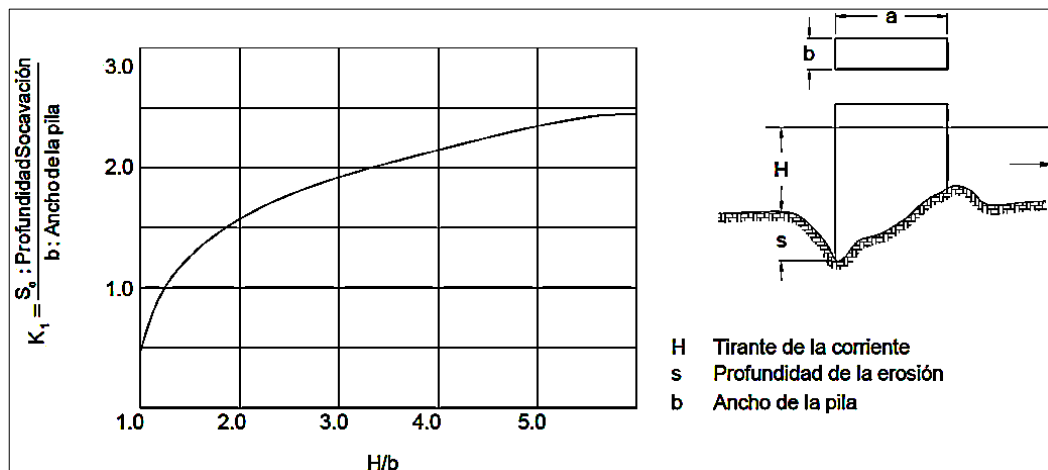


Figura 5.12 Relación entre la erosión y la profundidad relativa



| Forma de la nariz | | Coefficiente K_2 de Scheneible |
|----------------------|--|----------------------------------|
| Rectangular | | 1.00 |
| Semicircular | | 0.90 |
| Elíptica | | $P/r=2/1$ |
| | | $P/r=3/1$ |
| Lenticular | | $P/r=2/1$ |
| | | $P/r=3/1$ |
| Forma de la nariz | | Coefficiente K_2 según Tisson |
| Biselada | | 0.78 |
| Perfil hidrodinámico | | 0.75 |

Figura 5.13 Coeficiente de corrección que depende de la forma de la pila, aplicado a pilas alineadas en dirección a la corriente

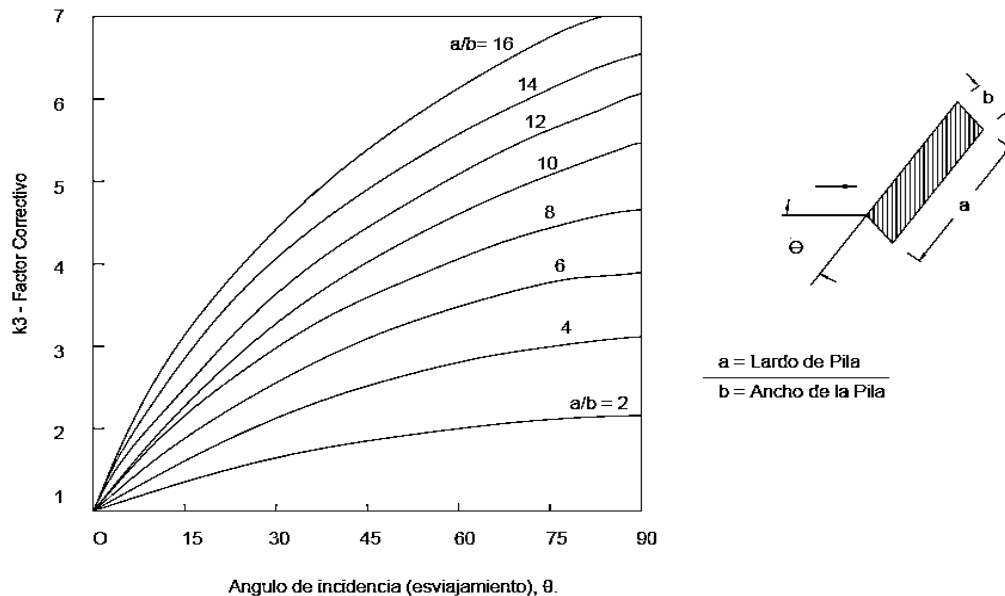


Figura 5.14 Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente.



MÉTODO DE YAROSLATSIEV

Yaroslatsiev obtuvo una ecuación para evaluar la socavación, por medio de observaciones realizadas en puentes localizadas en la Ex-Unión Soviética, la cual está dada por:

$$s = \frac{K_f K_v (e + K_h) V_r^2}{g - 30d} \quad (5.32)$$

donde:

K_f Coeficiente en función de la forma y el ángulo de esviaje de la pila

K_v Determina la influencia del número de Froude

e Parámetro que está en función de la ubicación de la pila en el cauce, y es igual a **1** si la pila está en un cauce de avenidas y **0.6** si está en un cauce principal.

K_h Se evalúa con la influencia de la relación tirante/ancho de pila

V_r Velocidad de la corriente

g Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

d Diámetro equivalente en suelos granulares en cm

En las figuras 5.15 a 5.19 se ilustra el cálculo de los coeficientes que requiere la ecuación 5.32.

La ecuación se utiliza directamente en suelos no cohesivos; en suelos cohesivos, se utiliza un diámetro equivalente, según el tipo de suelo, compactación y peso volumétrico seco, valores que se sustituyen en lugar de 30d, mismas que se muestran en la tabla 5.9.

Si el diámetro de la partícula es menor de 0.5 cm, el término 30d de la ecuación debe ser despreciado.

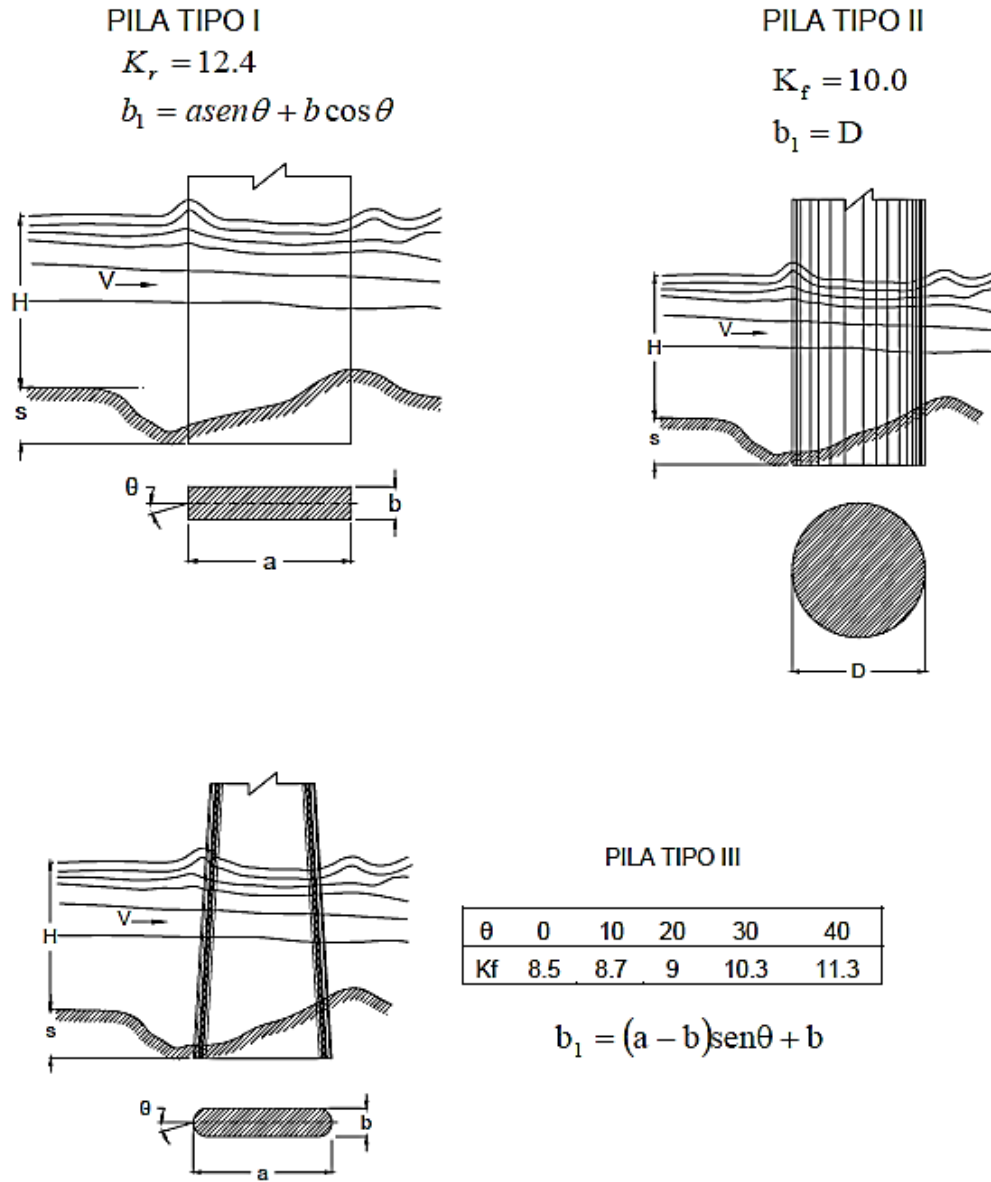
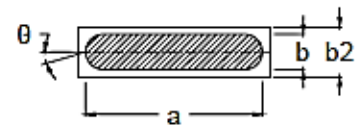
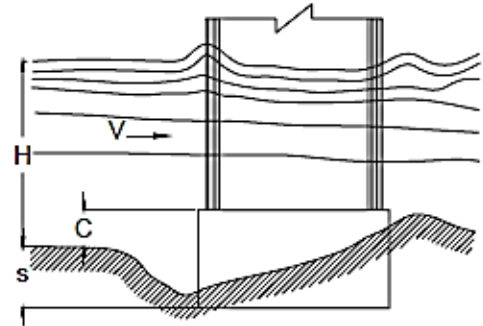


Figura 5.15 Valores para emplear el método de Yaroslatsiev para pilas tipo I, II y III



PILA TIPO IV

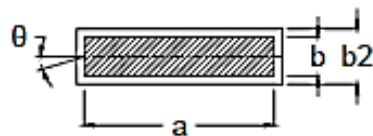
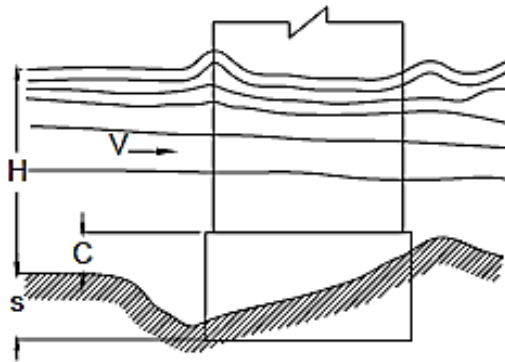
| θ | COEFICIENTE K_f | | | | | |
|----------|-------------------|------|------|------|------|------|
| | 0.0 | 0.2 | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 1.0 |
| 0 | 8.5 | 9.9 | 11.5 | 12.1 | 12.4 | 12.4 |
| 10 | 8.7 | 10.1 | 11.6 | 12.1 | 12.4 | 12.4 |
| 20 | 9.0 | 10.3 | 11.7 | 12.4 | 12.4 | 12.4 |
| 30 | 10.3 | 11.3 | 12.1 | 12.4 | 12.4 | 12.4 |
| 40 | 11.3 | 12.4 | 12.4 | 12.4 | 12.4 | 12.4 |



$$b_1 = (a - b_o) \text{sen} \theta + b_o \text{ para } C/H \leq 0.3$$

$$b_1 = a \text{sen} \theta + b_o \text{ cos} \theta \text{ para } C/H > 0.3$$

donde: $b_o = b + (b_2 - b)$



PILA TIPO V

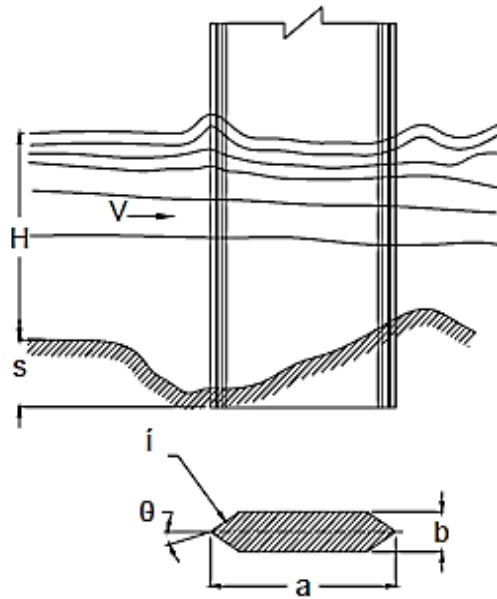
Coeficiente $K_1 = 12.4$

$$b_1 = a \text{sen} \theta + b_o \text{ cos} \theta$$

en donde

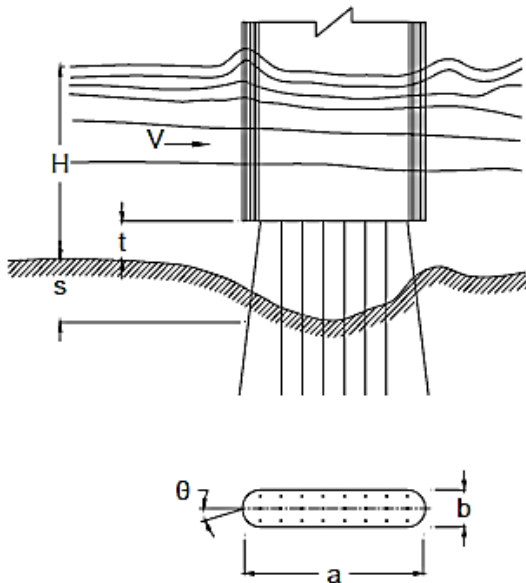
$$b_o = b + (b_2 - b) C / H$$

Figura 5.16 Valores para emplear el método de Yaroslatsiev para pilas tipo IV, V



PILA TIPO VI

| | | | |
|---------|------|----|-----|
| β | 120 | 90 | 60 |
| Kf | 12.2 | 10 | 7.3 |



PILA TIPO VII

| θ | COEFICIENTE t/b | | | | |
|----------|--------------------|-----|------|------|-----|
| | 0 | 2 | 4 | 8 | 12 |
| 0 | 8.5 | 7.5 | 6.76 | 5.98 | 5.4 |
| 10 | 8.7 | 7.7 | 6.8 | 6.1 | 5.5 |
| 20 | 9 | 7.8 | 7.1 | 6.2 | 5.6 |
| 30 | 10.3 | 8.6 | 7.5 | 6.3 | 5.7 |
| 40 | 11.2 | 9.2 | 7.9 | 6.7 | 5.9 |

Figura 5.17 Valores para emplear el método de Yaroslatsiev para pilas tipo VI, VII

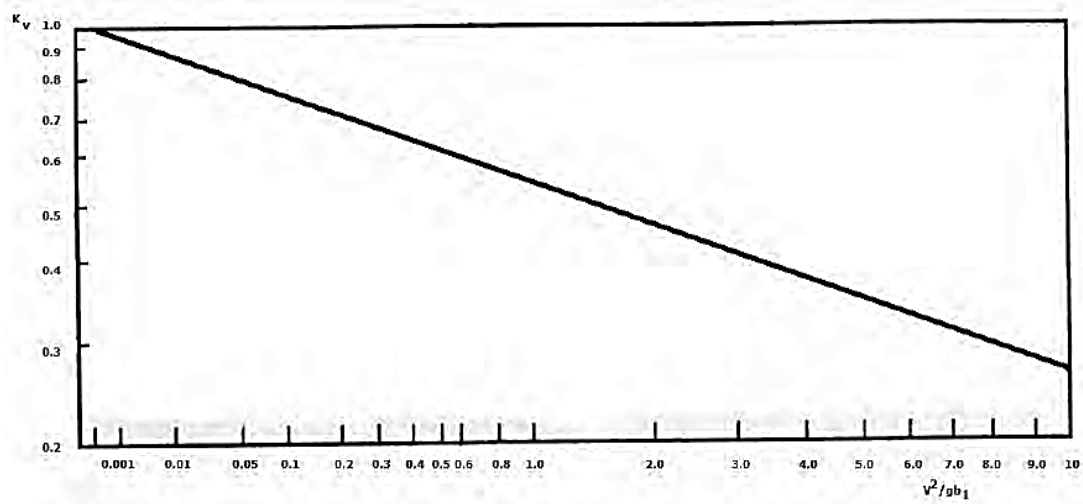


Figura 5.18 Coeficiente Kv

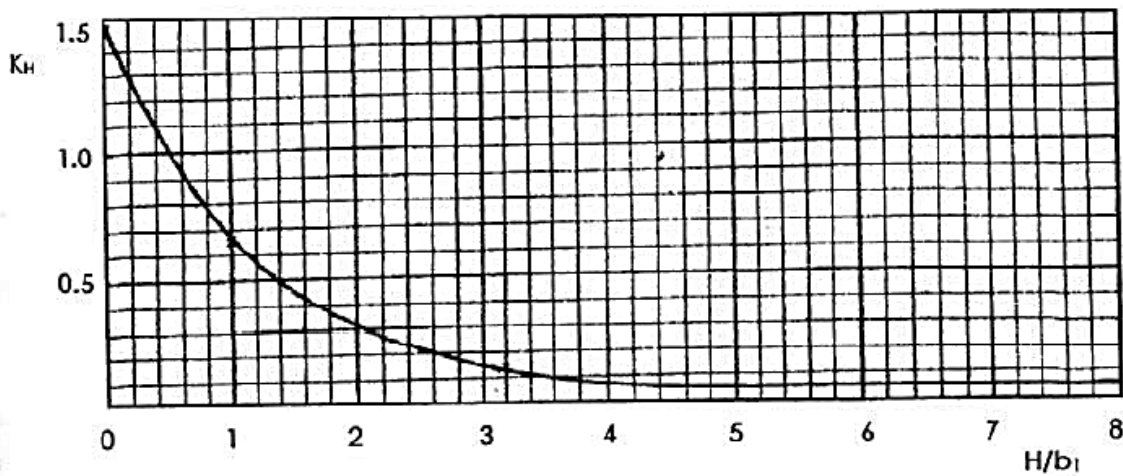


Figura 5.19 Coeficiente Kh

La expresión que define la profundidad es la misma que para suelos granulares y permite dar un resultado aproximado mediante la apreciación de la resistencia a la erosión del suelo cohesivo en comparación con la resistencia de un suelo granular. El término $3d$ se mantiene igual que en la ecuación, en donde se considera un diámetro d , equivalente para suelos cohesivos de acuerdo a la tabla 5.9.



Tabla 5.9 Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares en cm

| Características de los suelos | Peso volumétrico del material seco (ton/m ³) | Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares en cm. | | |
|-------------------------------|--|--|--------------------------------|---------------------------------------|
| | | Arcillas y tierras fuertemente arcillosas | Tierras ligeramente arcillosas | Suelos de aluvión (arcillas margosas) |
| Poco compactos | 1.2 | 1 | 0.5 | 0.5 |
| Medianamente compactos | 1.2 - 1.6 | 4 | 2 | 2 |
| Compactos | 1.6 - 2.0 | 8 | 8 | 3 |
| Muy compactos | 2.0 - 2.5 | 10 | 10 | 4 |

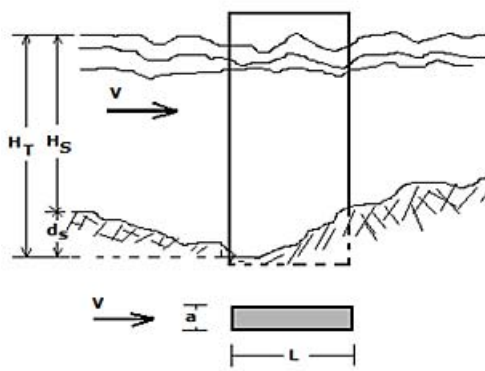
MÉTODO DE MAZA (1968). INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

El principal objetivo de este método desarrollado por Maza, fue realizar un análisis de los métodos de Laursen-Toch y Yaroslatsiev, deduciendo que la curva de Laursen-Toch limita la zona de aplicabilidad de la fórmula de Yaroslatsiev. Por lo anterior, para obtener la profundidad de erosión, en cualquier caso, recomienda aplicar los dos métodos y escoger como correcto el menor valor con cualquiera de ellos.

En otras palabras, el análisis de Maza se puede entender de la siguiente manera: si la ecuación propuesta por Yaroslatsiev proporciona el valor menor, se debe a que con el tirante existente, la velocidad de la corriente es relativamente baja y no alcanza la condición expresada por Laursen-Toch.

Por otro lado, si las ecuaciones de Laursen-Toch proporcionan un valor menor, éste es correcto, debido a que el método fija valores extremos de socavación bajo condiciones específicas de la corriente; con velocidades grandes, la ecuación de Yaroslatsiev tendría un valor alto por el parámetro V^2 .

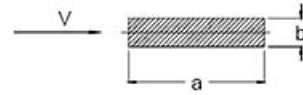
Los análisis dimensionales realizados por Maza en el año 1968 en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, arrojaron datos adimensionales para tres tipos de pilas: rectangular, circular y pila redondeada que al graficarlos revelan alguna dependencia con la socavación. Así en las figuras 5.20, 5.21 y 5.22 se muestran los gráficos para evaluar la socavación local para diferentes geometrías de pilas, de tal forma que en el eje de las abscisas se tiene el número de Froude modificado por esviamiento, y en las ordenadas se tiene la relación de forma que existe entre el tirante total contra el ancho de la pila. Se presentan curvas para distintos valores de tirante inicial contra proyección de la pila, en dirección normal a la corriente, de esta forma, al restar el tirante total menos el tirante inicial, es posible conocer la profundidad de la socavación local.



a) Si la pila está alineada con el flujo

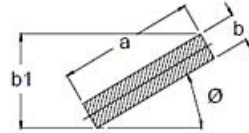
$$b1 = b$$

$$f_c = 1$$



b) Si la pila forma un ángulo θ cualquiera con la corriente, los parámetros son:

$$\frac{H}{b1} \cdot F^2 = f_c \frac{V^2}{gH} \frac{ST}{b1}$$



en que:

b1 es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia

| θ | 0° | 15° | 30° | 45° |
|----------|-----------|------------|------------|------------|
| f_c | 1 | 1.25 | 1.4 | 1.45 |

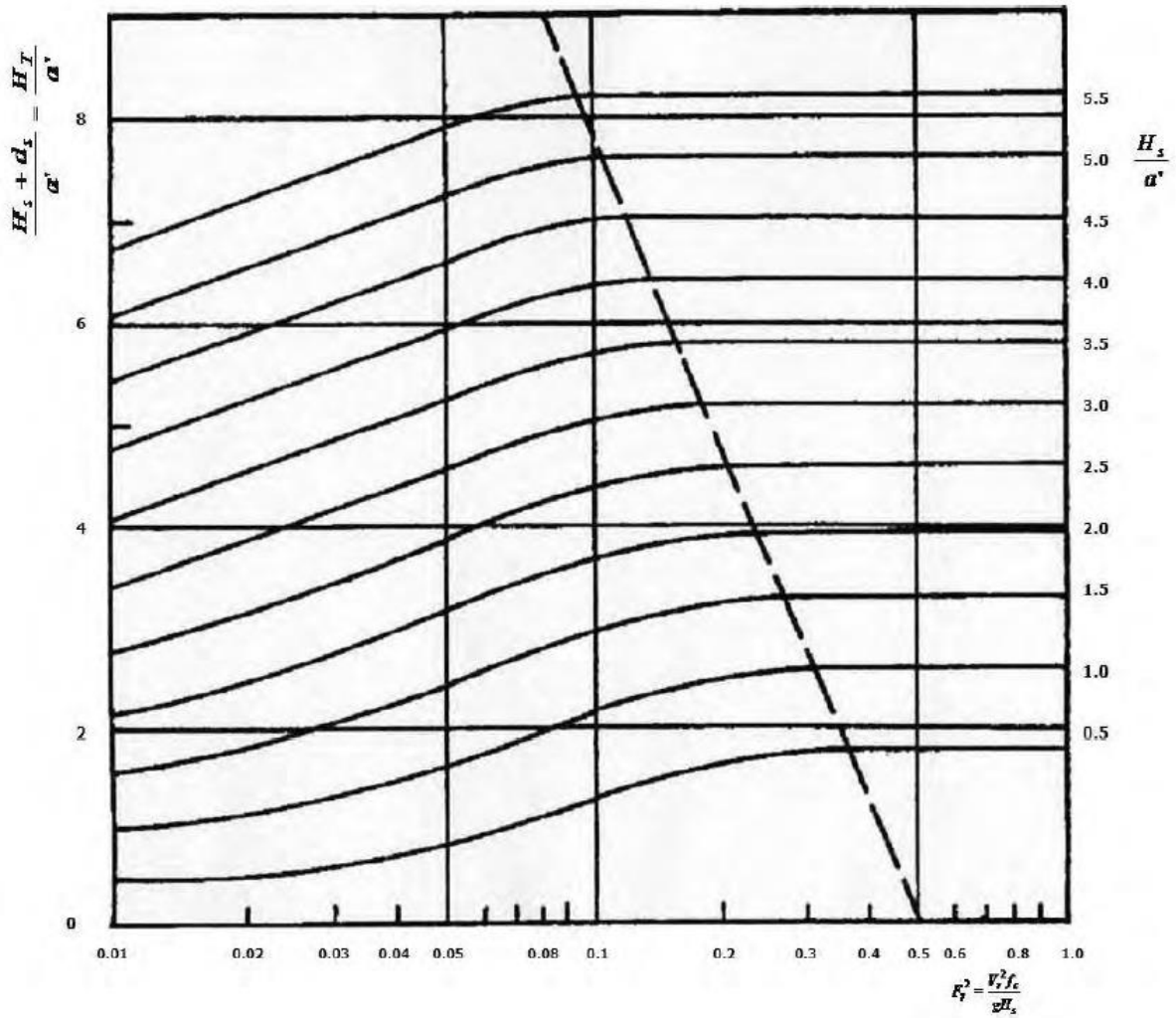


Figura 5.20 Método de Maza. Evaluación de socavación local en pilas rectangulares

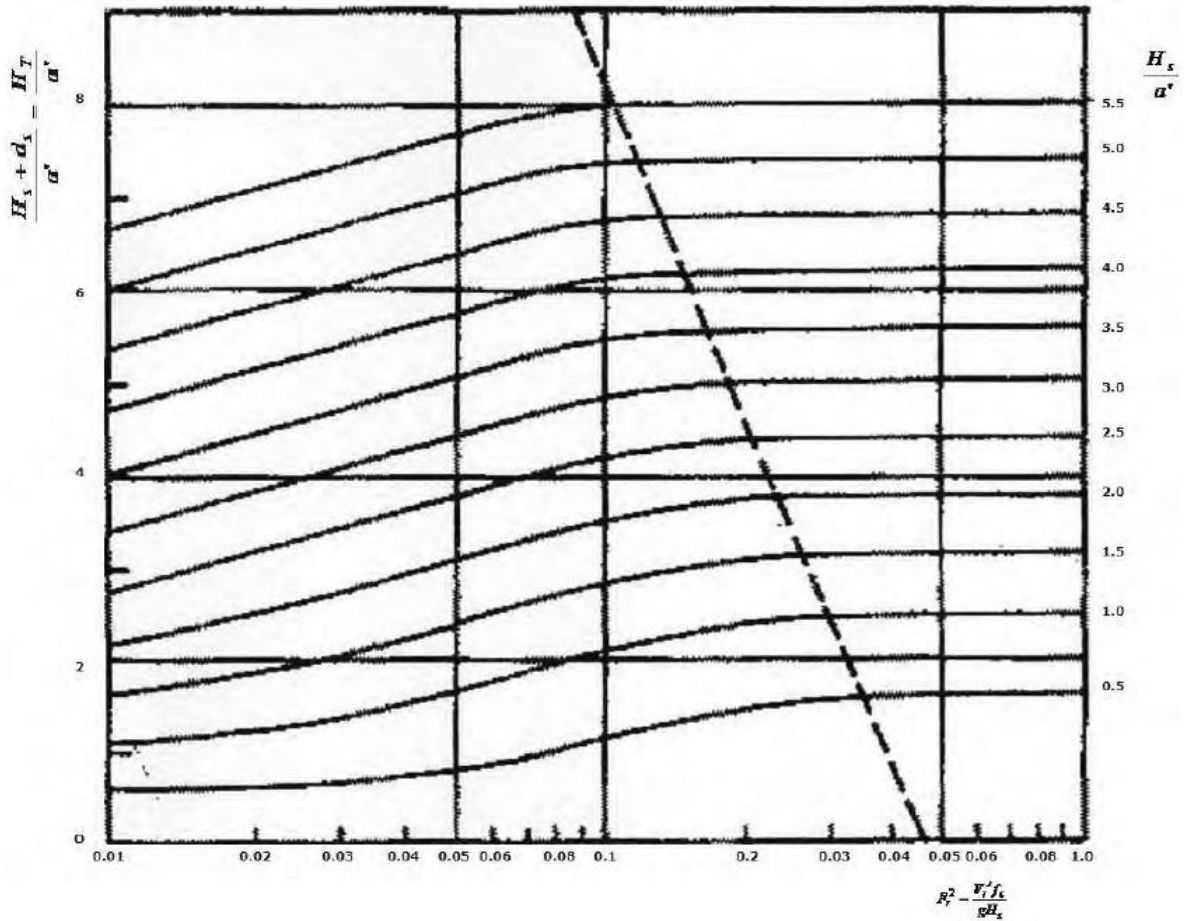
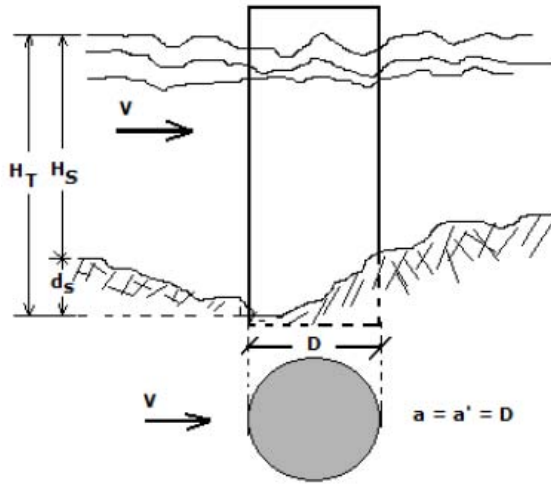


Figura 5.21 Método de Maza. Evaluación de socavación local en pilas circulares

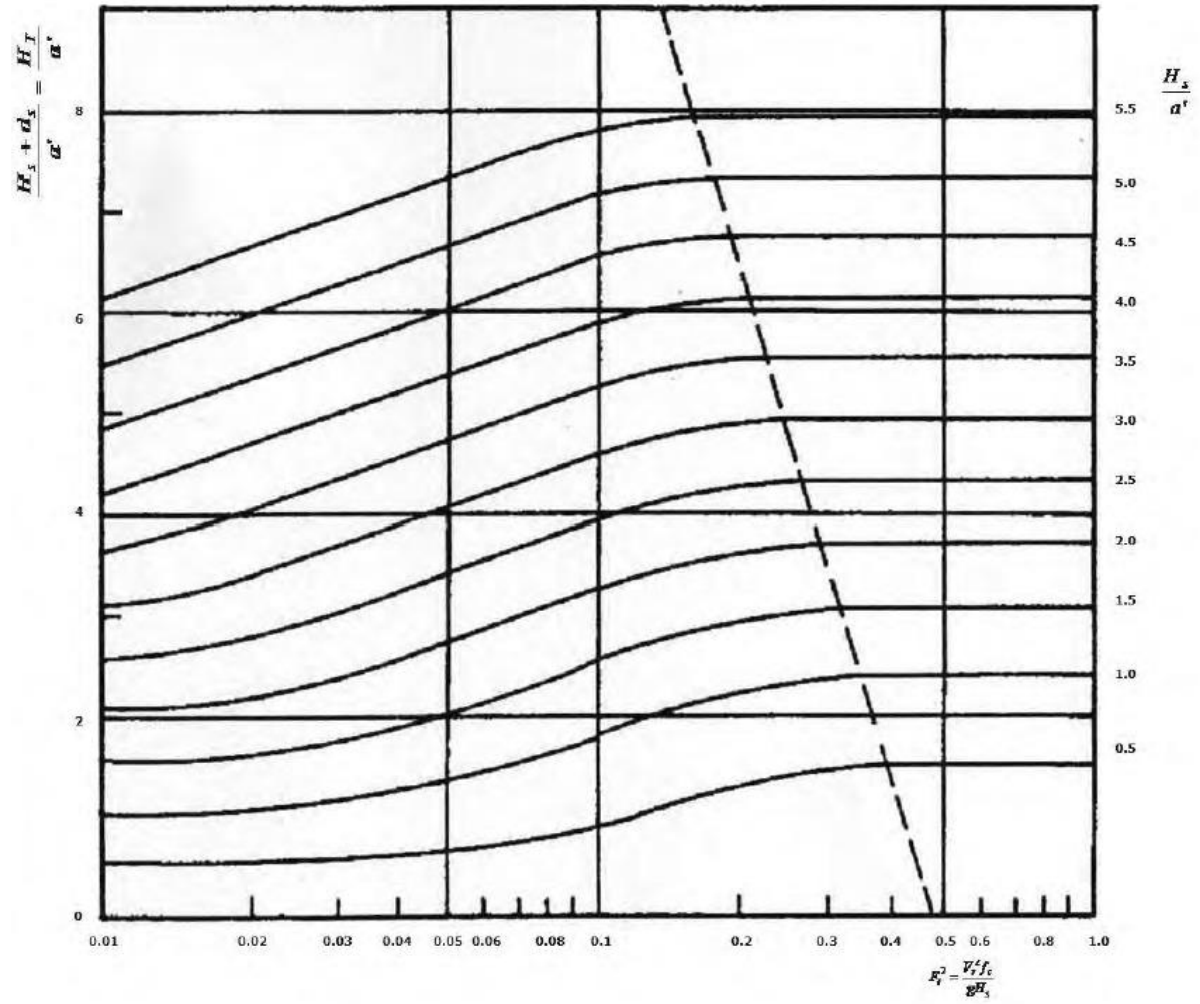
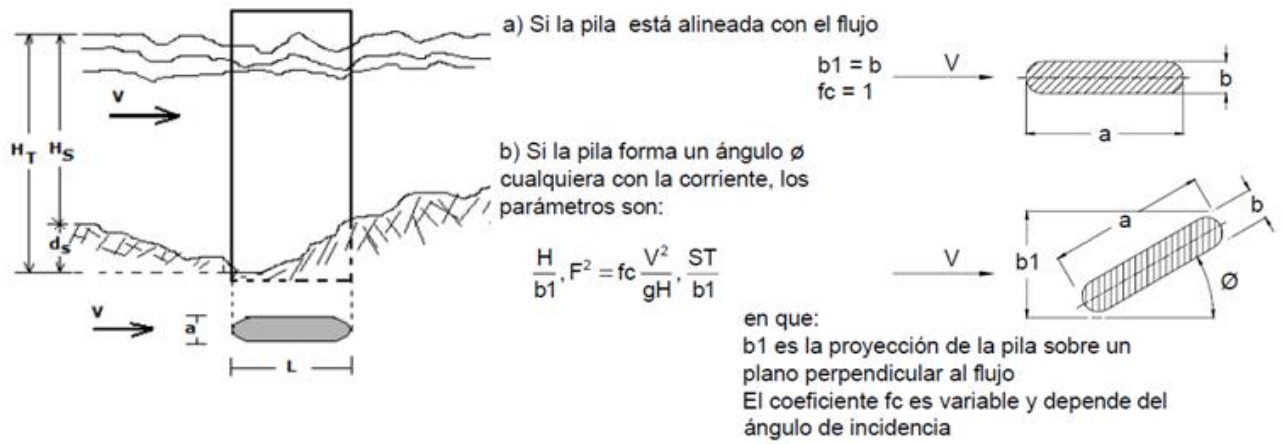


Figura 5.22 Método de Maza. Evaluación de socavación local en pilas con extremos redondeados



5.7 PARÁMETROS ESTRUCTURALES

ALINEACIÓN DE LA PILA CON LA CORRIENTE

El efecto del ángulo formado entre la pila y el sentido del cauce del río es un dato importante que influye en la socavación local en el caso de las pilas diferentes a las circulares figura 5.23. A medida que aumenta el ángulo, la socavación se mueve a todo lo largo del lado expuesto desde aguas arriba hasta aguas abajo, dicho ángulo se debe de analizar para flujos bajos y altos, posteriormente revisar la socavación para ambas condiciones. La influencia del ángulo formado entre la pila y el río disminuye para flujos altos, y puede darse el caso que la profundidad de socavación sea mayor para flujos bajos y ángulo mayor que para flujos altos y ángulo menor.

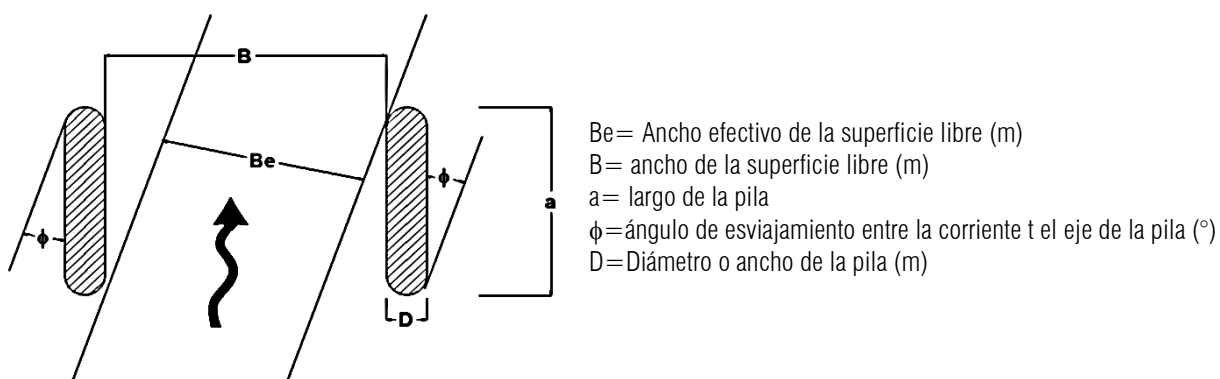


Figura 5.23 Trayectoria del flujo con respecto al ángulo formado con las pilas

CARGAS ACTUANTES

Cualquier estructura está sometida a diferentes tipos de carga, las cuales actúan con diferentes intensidades y duraciones variables, las cuales las podemos clasificar de la siguiente manera.

- Cargas permanentes. Son las que tienen una variación despreciable durante la vida de la estructura, y son Cargas muertas, empujes de tierra, empujes hidrostáticos.
- Cargas variables. Son las que tienen una variación importante durante la vida de la estructura, con una alta frecuencia de ocurrencia y son cargas vivas, impacto y fuerza centrífuga.
- Cargas eventuales. Son las producidas por acciones que ocurren ocasionalmente durante la vida de la estructura como viento, sismo, frenaje, variación de temperatura, empuje dinámico del agua, subpresión, contracción por fraguado, acortamiento de arcos, flujo plástico, asentamientos diferenciales y oleaje.



ANCHO

El ancho de la sección de la pila de un puente, es un parámetro de mucha relevancia debido a que un ancho muy prolongado se convierte en un área mayor de contacto entre el cauce produciendo un mayor empuje hidrodinámico, que puede acelerar el proceso de socavación local o degradar la pila.

NORMATIVIDAD

El valor de las cargas y fuerzas actuantes en puentes están definidas por normas de diseño, para los casos más comunes. En puentes que han fallado por socavación, se ha observado que en el momento del colapso, no existe tráfico sobre la estructura; por ello la carga viva no interviene en el proceso, lo mismo se repite para la fuerza de sismo. **(Sánchez, 1997)**.

En el caso de las Normas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes SCT, no se presentan criterios directos para el diseño de puentes por el tránsito de avenidas, sino más bien, algunas recomendaciones aisladas que se pueden tomar en consideración para atacar algunos aspectos del diseño ante este fenómeno.

NORMAS AASHTO.

Mientras que en las normas de la American Association of State Highways and Transportation Official (AASHTO) al igual que la normatividad de la SCT, se pueden adoptar algunas recomendaciones tendientes a evaluar ciertos aspectos de la vulnerabilidad de puentes por el tránsito de avenidas, ya que no se dispone de criterios sólidos que permitan de manera directa analizar el entorno de inestabilidad que puede presentar la estructura ante la presencia de este fenómeno hidrometeorológico.

Ambas normatividades convergen en que la estructura de un puente se deben diseñar a fin de soportar la carga y acción de las siguientes fuerzas: carga muerta, carga viva, impacto o efecto dinámico de la carga viva, cargas de viento y otras fuerzas como fuerzas longitudinales, fuerza centrífuga, fuerzas térmicas, empuje de tierra, flotabilidad, esfuerzos de retracción, acortamiento de la nervadura, esfuerzos de construcción, presión de la corriente y hielo y esfuerzos sísmicos.

De lo anterior se puede retomar que para revisar la estabilidad estructural de un puente se deben considerar varios estados del proceso de socavación, donde se distinguen tres puntos de definición:

1. El puente se encuentra en condiciones normales de época de estiaje, con tirante mínimo; para este caso las fuerzas presentes son: peso propio, fuerza de viento, empuje de tierras en estribos, subpresión.

2. Presencia de la avenida máxima en el cauce, que provoca su degradación y por consiguiente arrastre de material; la fuerza adicional a las originales es originada por el empuje dinámico del agua.



3. Estado de colapso, cuando la avenida demanda la mayor sollicitación del cauce, la pila o estribo tiende a perder su estabilidad por el arrastre de material del fondo, a las fuerzas acumuladas en el estado anterior se agrega la generación de esfuerzos por los asentamientos que sufra la estructura.

De manera específica, las normas AASHTO proponen criterios para evaluar las cargas producidas por las fuerzas de carga muerta, empuje de tierras, subpresión, presión de corriente, viento sobre la estructura y fuerza de fricción por temperatura; que están presentes simultáneamente al fenómeno de socavación; y así poder analizar el comportamiento estructural de los puentes.

MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE PUENTES

Para analizar la estabilidad de la estructura de puentes ante el tránsito de avenidas y de manera particular por el efecto de socavación es importante revisar las herramientas de modelación y en consecuencia los métodos de análisis para reproducir el comportamiento que experimentan los puentes ante dicho fenómeno.

El modelo de resorte equivalente es el más simple para el análisis del movimiento de giro de una estructura. La función principal de los resortes es representar las características del terreno en donde la cimentación de la estructura es desplazada. La evaluación de este sistema debe realizarse con un total de 6 resortes, 3 lineales y 3 de tipo angular (figura 5.24), los valores de cada uno de ellos se puede determinar de manera teórica o experimental. Dorbry y Gazetas (1986), obtuvieron expresiones teóricas para la evaluación de los resortes para cada dirección de desplazamiento.

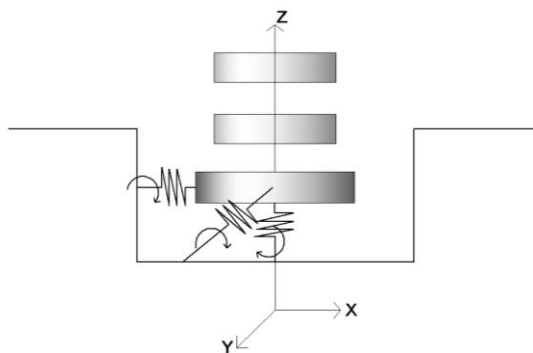


Figura 5.24 Idealización de un modelo a base de resortes equivalentes

El modelo de elementos finitos permite discretizar el terreno, tal y como se muestra en la figura 5.25. En este tipo de modelo se toma en cuenta la no linealidad de las propiedades del suelo. El comportamiento inelástico del suelo se considera por medio de ecuaciones constitutivas no lineales.

La discretización para un modelo de elemento finito se debe seleccionar cuidadosamente. Si el terreno está estratificado en forma horizontal y cada estrato con propiedades uniformes, la discretización unidimensional resulta adecuada

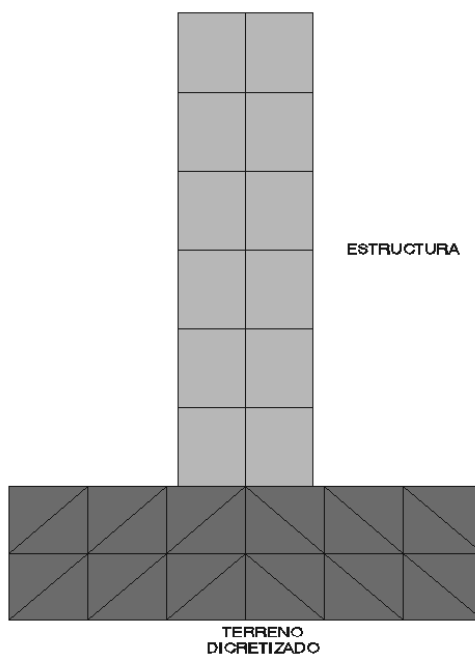


Figura 5.25 Modelo del elemento finito

Haciendo referencia al trabajo de Sánchez (1997) la modelación que ofrece menor grado de dificultad y mejor efectividad para analizar la interacción suelo-estructura es con base en resortes equivalentes. Se consideran las características del suelo y éstas son sustituidas por resortes dinámicos, la evaluación se puede realizar por 2 formas:

- Considerar solo la superficie la cimentación de manera que el valor de los resortes se afecten por factores de empotramiento.
- Considerar la cimentación como un cuerpo que proporciona rigidez en función de los momentos de inercia con respecto a cada eje de rotación.

FUNCIONES DE RIGIDEZ ESTÁTICA PARA RESORTES EQUIVALENTES

El suelo sobre el que esta desplantada la cimentación se considera como un espacio semiinfinito, de comportamiento elástico, homogéneo e isótropo, el cual es representado por resortes lineales y angulares.

En la tabla 5.10, se muestran los parametros básicos para emplear las ecuaciones de Dobry y Gazetas (1986).



Tabla 5.10 Definición de símbolos básicos y parámetros requeridos
para las ecuaciones de Dobry Gazetas, 1986

| Modo de vibración | Eje | Elemento mecánico | | Rigidez estática | Amortiguamiento | Parámetros requeridos | | |
|------------------------------|-----|-------------------|-------------------------|------------------|-----------------|-----------------------------|-------------------------|----------------------------|
| | | | | | | Específico para cada modo | Expresión para círculos | Expresión para rectángulos |
| Vertical | Z | V | Cortante | Kz | Cz | Área, A | $A = \pi B^2$ | $A = 4LB$ |
| Horizontal (dirección corta) | Y | Hy | Normal dirección corta | Ky | Cy | Área, A | $A = \pi B^2$ | $A = 4LB$ |
| Horizontal (dirección larga) | X | Hx | Normal dirección larga | Kx | Cx | Área, A | $A = \pi B^2$ | $A = 4LB$ |
| Giro (dirección corta) | X | Mx | Momento dirección corta | Krx | Crx | Momento de inercia, Ix | $Ix = \pi B^4/4$ | $Ix = 4LB^3/3$ |
| Giro (dirección larga) | Y | My | Momento dirección larga | Kry | Cry | Momento de inercia, Iy | $Iy = \pi B^4/4$ | $Iy = 4LB^3/3$ |
| Torsión | Z | Mt | Momento de torsión | Krt | Ct | Momento polar de inercia, J | $J = \pi B^4/2$ | $J = 4LB(L^2 + B^2)/3$ |

En condiciones de cara estática *Dorbry y Gazetas* en el año de **1986** propusieron las expresiones que se muestran en la tabla 5.11 para evaluar la rigidez del suelo en traslación y giro, en cimentaciones con distinta forma geométrica. Otros investigadores en vez de utilizar la geometría real de la estructura, ocupan una cimentación circular con radio equivalente, el que varía con el modo de vibrar utilizado.

De acuerdo al trabajo realizado por *Whitman (1972)*, el valor del radio equivalente se estima con las expresiones mostradas en la tabla 5.12.



Tabla 5.11 Expresiones para el cálculo de rigidez estática de Dobry Gazetas, 1986

| Modo de vibración | Geometría de la cimentación | | |
|------------------------------|---|-------------------------------|--|
| | Forma general | Círculo | Tipo lineal |
| Vertical | $K_z = S_z 2LG / (1-\nu)$ $S_z = 0.8$ para $A/(4L^2) < 0.02$ $S_z = 0.73 + 1.54(A/AL^2)$ si $A/(4L^2) > 0.02$ | $K_z = 4GB / (1-\nu)$ | $K_z / 2L = 0.8G / (1-\nu)$ |
| Horizontal (dirección corta) | $K_y = S_y 2LG / (2-\nu)$ $S_y = 2.24$ para $A/(4L^2) < 0.16$ $S_y = 4.5((A/4L^2))^{0.38}$, si $A/(4L^2) > 0.16$ | $K_y = 8GB / (2-\nu)$ | $K_y / 2L = 2.24G / (2-\nu)$ |
| Horizontal (dirección larga) | $K_x = K_y - 0.21LG(1-B/L) / (0.75-\nu)$ | $K_x = 8GB / (2-\nu)$ | - |
| Giro (dirección corta) | $K_{rx} = S_{rx} G L x^{0.75} / (1-\nu)$ $S_{rx} = 2.54 / (B/L)^{0.25}$ para $B/L < 0.4$ | $K_{rx} = 2.667G^3 / (1-\nu)$ | $K_{rx} / 2L = 1.57GB / (1-\nu) * (1 + [0.31 \ln(3-4)]^2)$ |
| Giro (dirección larga) | $K_{ry} = 3.2G L y^{0.75} / (1-\nu)$ | $K_{ry} = 2.667G^3 / (1-\nu)$ | - |
| Torsión | $K_t = S_t S J^{0.75}$ $S_t = 3.8 + 10.7(1-B/L)^{10}$ | $K_t = 5.333GB^3$ | - |

Tabla 5.12. Valor del radio equivalente (r_e)

| Modo de vibración | R para cimentación rectangular | No. de ecuación |
|-------------------|--------------------------------|-----------------|
| Vertical | $1.128 (BL)^{1/2}$ | 1 |
| Horizontal | $1.128 (BL)^{1/2}$ | 2 |
| Giro | $1.141 (BL^3)^{1/4}$ | 3 |
| Torsión | $0.96 (BL(B^2 + L^2))^{1/4}$ | 4 |

EFFECTO DE ACOLAMIENTO Y EMPOTRAMIENTO

Por años, varios investigadores han realizado estudios para determinar el aumento de la rigidez estática en función de la longitud de empotramiento de la cimentación (D).

En la dirección vertical, la rigidez estática aumenta por el incremento del área de contacto entre la cimentación y suelo. Así se tienen expresiones para evaluar el efecto de empotramiento de una cimentación; la que se considera como un cuerpo sin masa, y espesor delgado.



Sánchez (1997) presenta las expresiones siguientes , que están en funcion de la relacion de Poisson (ν), el empotramiento (D) y el radio equivalente r_0 :

$$FE_v = 1 + 0.6(1 - \nu) \left(\frac{D}{R_h} \right) \quad (5.33)$$

$$FE_h = 1 + 0.55(2 - \nu) \left(\frac{D}{R_h} \right) \quad (5.34)$$

$$FE_r = 1 + 1.2(1 - \nu) \left(\frac{D}{R_h} \right) + 0.2(2 - \nu) \left(\frac{D}{R_h} \right)^3 \quad (5.35)$$

donde,

FE_h Factor de empotramiento horizontal

FE_r Factor de empotramiento de rotación

FE_v Factor de empotramiento vertical

R_h , R_r Radio equivalente de desplazamiento horizontal y giro

D Profundidad de desplante de la cimentación

V Relación de Poisson

5.8 METODOLOGÍA PROPUESTA

Despues de haber revisado los diferentes parámetros que inciden en la estabilidad estructural de puentes por el tránsito de avenidas extraordinarias, se está en condiciones de desarrollar una metodología para evaluar la vulnerabilidad estructural de puentes ante este fenómeno natural, con base en la construccion de funciones de vulnerabilidad para una tipología de puentes.

De esta manera, para derivar dichas funciones de vulnerabilidad para un prototipo de puente, se deberá seguir el procedimiento que a continuación se describe.

- Aspectos hidrológicos.

Se debe proceder a obtener toda la información hidrométrica a fin de obtener las variables que son de suma importancia como lo es gasto (Q), velocidad (V) y la pendiente del cauce (s). Dicha información se podra recabar en los registros de las estaciones climatológicas, con los datos obtenidos podremos conocer a su vez la dimension de la cuenca de la cual se alimenta el cauce en estudio.



- Aspectos geotécnicos

Se debe reunir toda la información geotécnica del sitio en donde se localiza el puente, dicha información se obtiene de sondeos de exploración a diferentes profundidades, todo con la intención de conocer la estratigrafía y a su vez determinar las propiedades físico-mecánicas de los estratos tales como granulometría, peso específico, cohesión y/o fricción, capacidad de carga entre otros.

- Aspectos hidráulicos

Con los datos arrojados por los estudios hidrológicos, se tienen los valores del gasto, velocidad, pero aunado a esto, es importante tener las dimensiones de las secciones del río, como lo es el ancho y el área hidráulica, para esto se procede a realizar un levantamiento topobatimétrico a fin de conocer la forma de la sección del río. De ser posible hacer una inspección visual a fin de conocer el estado en el que se encuentra la subestructura y posteriormente verificar los niveles de socavación en base a la metodología presentada o por alguna otra propuesta por otros autores.

- Aspectos estructurales

Se debe realizar un levantamiento con ayuda de equipo topográfico y de equipo geofísico a fin de recabar información sobre la geometría y dimensiones tanto de la subestructura como de la superestructura.

- Estimación de la socavación

Una vez reunida toda la información hidrológica, hidráulica, geotécnica y estructural; procedemos a realizar los cálculos para la estimación de los niveles de socavación. Debemos tener presente que dependiendo el tipo de suelo ya sea homogéneo o heterogéneo, emplearemos sus respectivas ecuaciones. La estimación de la socavación se realizará incrementando el valor del tirante y por consecuencia también se incrementará de la velocidad conforme el nivel del tirante vaya aumentando.

- Factor de empotramiento

Se procede a obtener los valores del factor de empotramiento, a fin de afectar a la rigidez en función de la longitud de empotramiento de la cimentación. Dicho factor se estimará para diferentes niveles de profundidad.

- Rigidez del terreno

Se realiza el cálculo para obtener las rigideces del suelo empleando la metodología descrita en el Capítulo 5 de este trabajo, a fin de introducirlas al modelo en computadora en donde se podrá observar el posible comportamiento de la estructura ante la disminución del empotramiento y al mismo tiempo la variación de la rigidez.



- Rigidez afectada por el factor de empotramiento

Una vez obtenidas los valores de las rigideces, se procede a afectarlas con los valores de los factores de empotramiento anteriormente calculados, una vez afectadas las rigideces los valores obtenidos, serán los valores que se irán incorporando al modelo en el software de modelado.

- Modelo y análisis estructural

El modelo en el cual se pretende visualizar el comportamiento de la estructura ante la acción del fenómeno de tránsito de avenidas, debe contener todas y cada una de las características recabadas anteriormente, es decir se deben incluir todas las propiedades de la estructura real al modelo en computadora. Se irán variando los valores de las rigideces conforme se pretenda ir observando el comportamiento de la estructura conforme se va aumentando el nivel del tirante. Los registros que se vayan haciendo, nos permitirán realizar un análisis sobre el comportamiento y a su vez se registrarán los periodos obtenidos.

- Función de vulnerabilidad

Con la información obtenida durante la modelación, se procede a trazar una curva (ID- y/b) en donde se pretende mostrar el comportamiento de la estructura, la curva debe mostrar en el eje de las abscisas a la relación tirante-ancho de pila (y/b) y en el eje de las ordenadas el incremento del índice de daño (ID) que irá del 0 al 1, siendo el último valor el momento en que la estructura fallará.



6

APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA AL PUENTE MAJAHUA I



6. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA AL PUENTE MAJAHUA I

6.1 LOCALIZACIÓN DEL PUENTE MAJAHUA I

El puente Majahua I o Majahua Derecho, como también se le conoce, se localiza al suroeste de la República Mexicana, en el estado de Tabasco (Figura 6.1). Forma parte de la carretera Villahermosa – Teapa en el kilómetro 5+800 y sirve para librar al río Pichucalco (Figura 6.2).

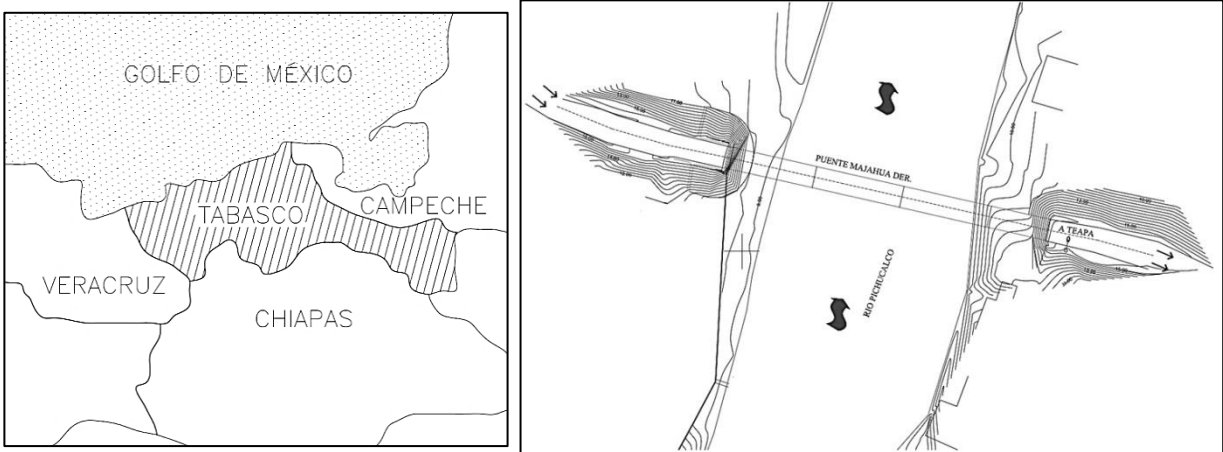


Figura 6.1 Localización del puente Majahua I en el estado de Tabasco.

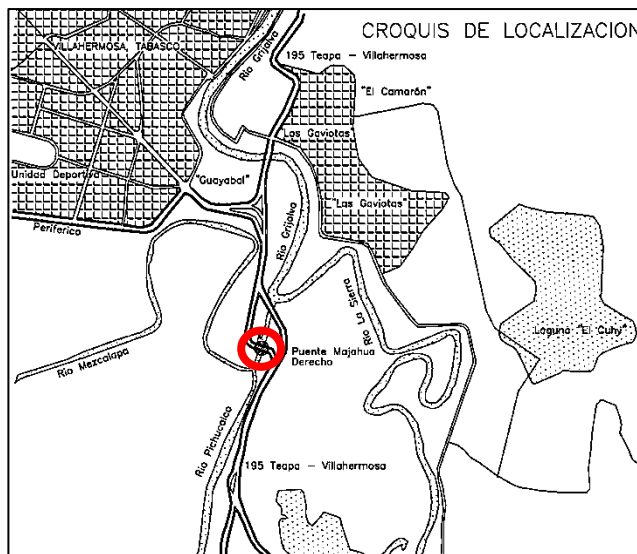


Figura 6.2 Croquis de Localización del puente Majahua I



6.1.2 ENTORNO FÍSICO.

Villahermosa ciudad capital del estado de Tabasco, y cabecera del municipio de Centro. La ciudad fue fundada el 24 de junio de 1564 (día de San Juan Bautista, de ahí su nombre original) por el español Don Diego de Quijada. Las coordenadas geográficas extremas del municipio son: al norte 18° 20', al sur de 17° 43' de latitud norte; al este 92°35', al oeste 93° 15' de longitud oeste.

Ubicada a 904 km al sureste de la Ciudad de México, la ciudad se ubica en el municipio de Centro, el cual colinda al norte con los municipios de Nacajuca y Centla, al sur con los municipios de Jalapa y Teapa y con el Estado de Chiapas, al este con los municipios de Centla, Jalapa y Macuspana y al oeste con el estado de Chiapas y con los municipios de Cunduacán y Nacajuca (figura 6.3).



Figura 6.3 Ubicación del puente Majahua I dentro del territorio de Tabasco

El área urbana de la ciudad de Villahermosa ocupa una superficie de 61.177 km², mientras que la extensión territorial del municipio de Centro es de 1,612 km², los cuales corresponden al 6.9% respecto del total del estado, ocupando el 7º lugar en la escala de extensión municipal.

La división territorial del municipio de Centro está conformada por una ciudad, 7 villas, 1 poblado, 132 rancherías, 117 colonias y fraccionamientos. En el municipio se ubican 13 centros de desarrollo regional (CDR) en los que se lleva a cabo la mayoría de las actividades económicas y sociales, estos son: Villa Macultepec, Villa Ocuilzapotlán, Villa Parrilla 1ª. Sección, Villa Subteniente García, (Playas del Rosario), Villa Pueblo Nuevo de las Raíces, Poblado Dos Montes, Los Boquerones, Villa Luis Gil Pérez, y Villa Tamulte de Las Sabanas. Su extensión territorial asciende a 3,068.48 kilómetros cuadrados, es decir, el 5.3% de la superficie total del Estado, por ello se clasifica como noveno municipio en extensión.



6.3 CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE MAJAHUA I

El puente Majahua I, es un puente construido de concreto armado tanto en la superestructura como en la subestructura. Es un puente con una longitud de 113.54 m y un ancho de calzada de 8.65 m albergando 2 carriles vehiculares.

La superestructura del puente está constituida a base de vigas AASHTO tipo III figura 6.4 y una capa de rodadura a base de concreto armado de 15 cm de espesor.

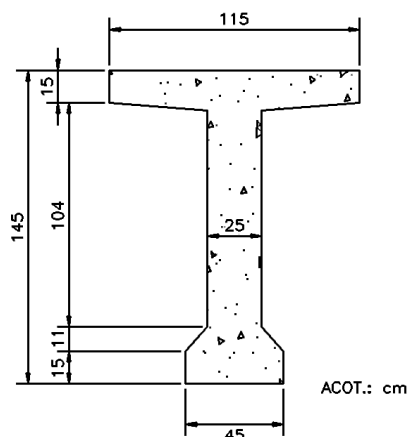


Figura 6.4 Sección de traves en centímetros que conforman el puente Majahua I

Cuenta con 4 claros formados por 5 vigas en cada claro de características anteriormente mostradas, cada una de las vigas descansa sobre apoyos de neopreno y estas a su vez en pilas tipo estribos, de longitud igual a 9.40 m y un espesor de un 1.0 m con los extremos en forma angular para evitar en lo mayor posible el efecto hidrodinámico del cauce del río Pichucalco figura 6.5.

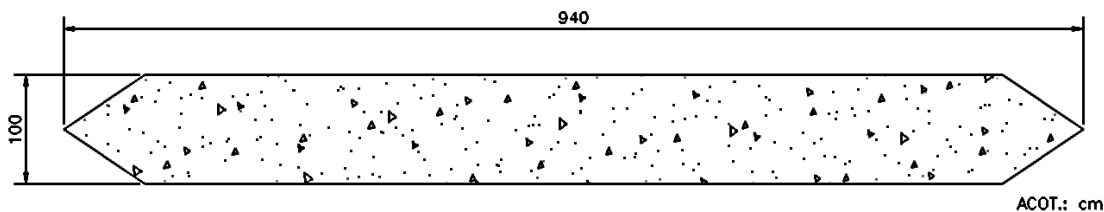


Figura 6.5 Vista en planta de las pilas tipo

La subestructura está constituida por 3 pilas de alturas variables figura 6.6, cada una de ellas cimentadas a base de cimentaciones superficiales, con un nivel de desplante $D_f = 3\text{m}$ figura 6.7.

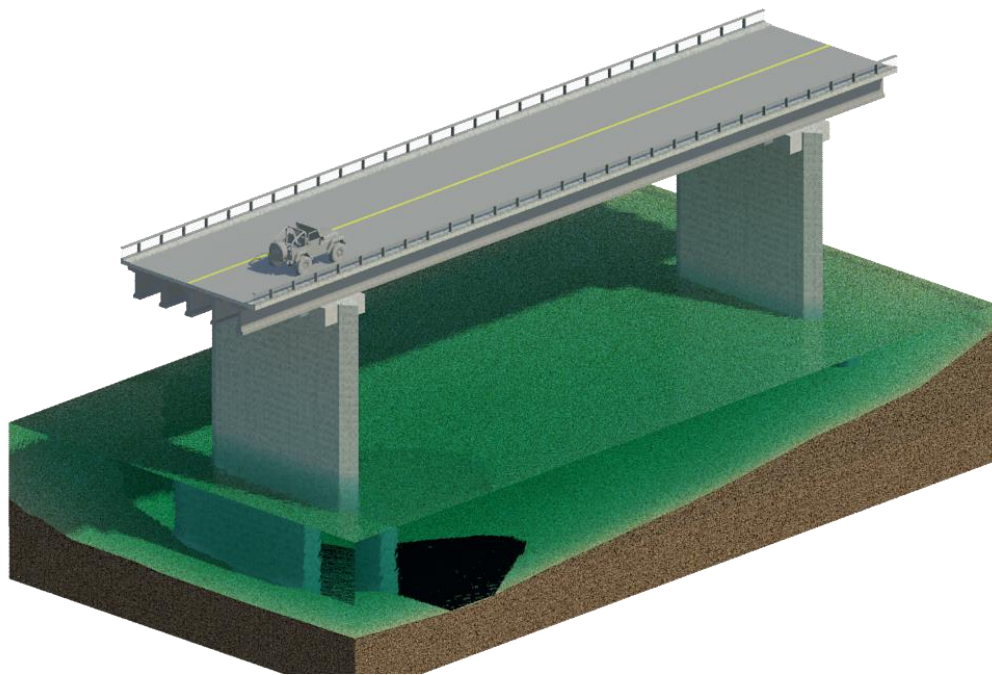
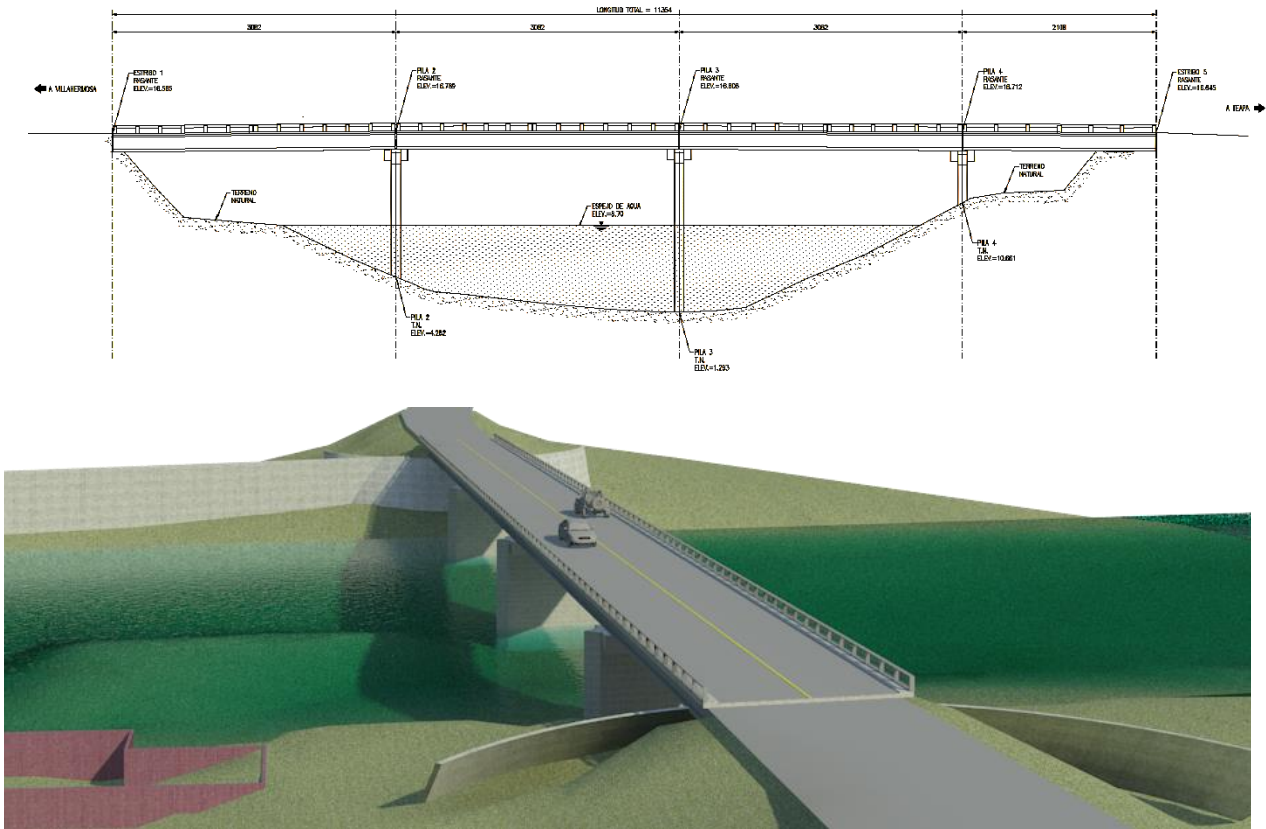


Figura 6.6 Puente Majahua I

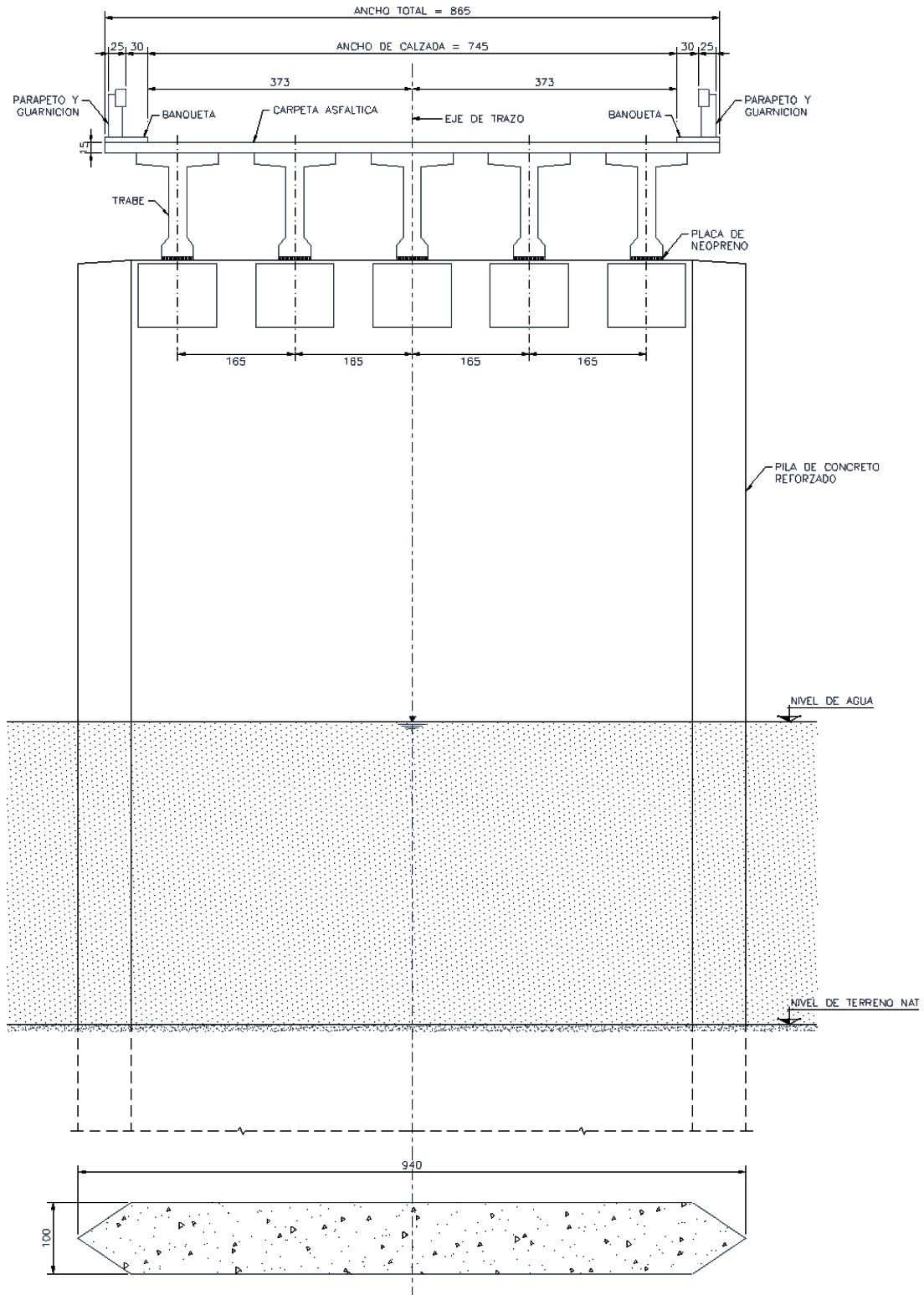


Figura 6.7 Elevación de pila tipo



6.4 METODOLOGÍA PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD

6.4.1 ASPECTOS HIDROLÓGICOS

La zona de estudio se encuentra en la Región Hidrológica Núm. 30, en la cuenca Grijalva-Usumacinta, donde la corriente del río Grijalva se nutre principalmente de tres ríos, entre ellos el Pichucalco, debido a lo cual la zona de estudio se refiere a la cuenca del río Pichucalco, que se encuentra entre las coordenadas $17^{\circ} 56' 42''$ y $17^{\circ} 14' 28''$ de latitud Norte y $93^{\circ} 13' 31''$ y $93^{\circ} 53' 14''$ de longitud Oeste; en la Figura 6.8 se muestran detalles de la localización. La precipitación media anual de la cuenca es de 2,842 mm, pero un 15 % de su área recibe más de 4,200 mm anuales de lluvia, la cual se concentra en los meses de junio a diciembre.

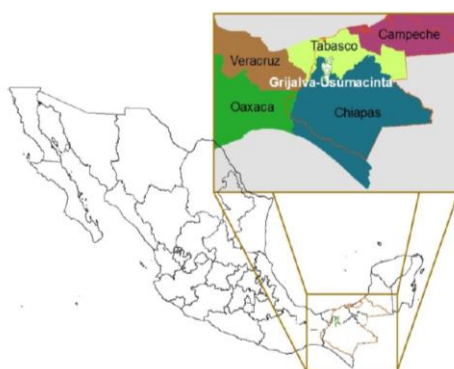


Figura 6.8 Ubicación de la zona de estudio.

El río Pichucalco se origina a unos 12 kilómetros de la cabecera municipal de Chapultenango. La longitud total del río a lo largo de su cauce principal es de aproximadamente 157.4 km, y su cuenca total es aproximadamente de 1,313.18 km² hasta su desembocadura en el río Grijalva; se compone de escorrentías, aguas subterráneas y múltiples cursos de agua dirigidos casi todos en la misma dirección de la corriente principal. Las estaciones meteorológicas, localizadas en la cuenca a la que pertenece el río Pichucalco se muestran en la tabla 6.1. Los registros que se tengan en las estaciones, nos permitirán conocer más acerca de la cuenca en estudio.

Tabla 6.1 Localización de estaciones meteorológicas

| Estación | Latitud | | | Longitud | | |
|-----------------|---------|---------|----------|----------|---------|----------|
| | Grados | Minutos | Segundos | Grados | Minutos | Segundos |
| Teapa | 17 | 32 | 56 | 92 | 57 | 12 |
| Puyacatengo | 17 | 30 | 48 | 92 | 55 | 12 |
| Pichucalco | 17 | 30 | 31 | 93 | 07 | 12 |
| Solosuchiapa | 17 | 25 | 42 | 93 | 01 | 43 |
| Jalapa | 17 | 43 | 24 | 92 | 48 | 42 |
| Francisco Rueda | 17 | 50 | 12 | 93 | 56 | 30 |
| Pueblo Nuevo | 17 | 51 | 15 | 93 | 52 | 45 |
| Las Peñitas | 17 | 24 | 03 | 93 | 27 | 00 |
| Bochil | 16 | 59 | 11 | 92 | 53 | 29 |
| Villahermosa | 17 | 59 | 48 | 92 | 55 | 42 |



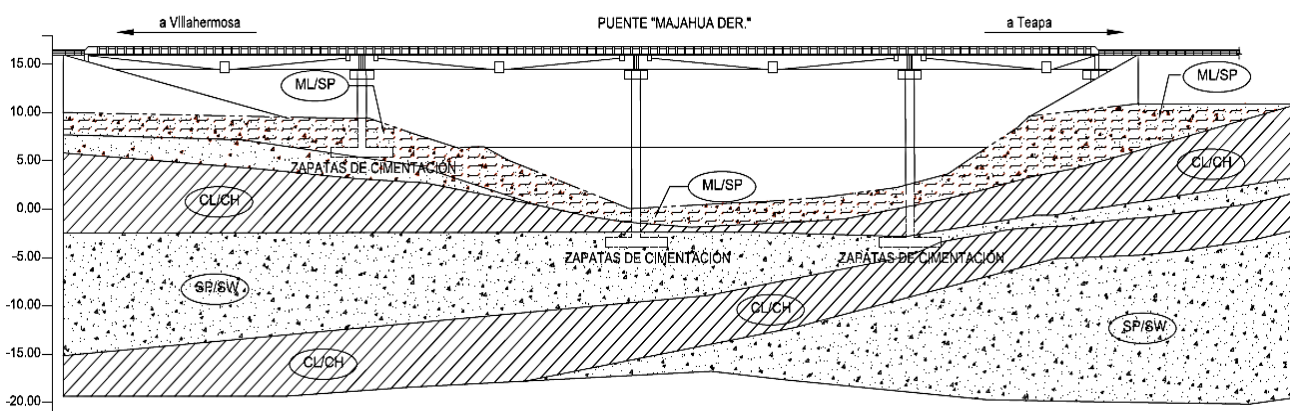
A continuación se presenta la tabla 6.2 con los parámetros morfológicos de la cuenca.

Tabla 6.2 Parámetros morfológicos de la cuenca

| Parámetro | Unidades | Valor |
|-------------------------------------|-----------------|---------|
| Área de la cuenca | Km ² | 1313.18 |
| Perímetro del Parteaguas | Km | 260.71 |
| Elevación media de la cuenca | MSNM | 100 |
| Pendiente media de la cuenca | % | 10.40 |
| Total de corrientes | Adimensional | 2876 |
| Longitud de la corriente principal | Km | 157.4 |
| Pendiente media del cauce principal | % | 0.44 |

6.4.2 ASPECTOS GEOTÉCNICOS

El perfil estratigráfico del suelo sobre el que se eleva el puente Majahua I, muestra una variedad de estratos de diferentes profundidades figura 6.9 en que se puede apreciar las características físico-mecánicas de los estratos.



| SUCS | DESCRIPCION DEL DEPOSITO | γ , t/m ³ | c, t/m ² | ϕ , ° | E, kg/cm ² | ν | Qs, t/m ² | mv, cm ² /kg | e_o | D ₆₀ | D ₁₀ | Espesor, m |
|-------|---|-----------------------------|---------------------|------------|-----------------------|-------|----------------------|-------------------------|-------|-----------------|-----------------|------------|
| ML/SP | 1. Deposito superficial conformado por intercalaciones de limo de baja plasticidad (ML) y consistencia blanda color café claro y café oscuro, con depositos de arena SW y SP con grava en estado muy compacto. Material detectado hasta una prof. de 5.00 m máximo. | 1.33 | 2.11 | 23° | 35.75 | 0.38 | 4.22 | 0.025 | 1.652 | — | — | VARIABLE |
| CL/CH | 2. Deposito conformado por intercalaciones de arcilla de baja plasticidad (CL) y arcilla de alta plasticidad (CH) y consistencia muy blanda color gris en tonalidades a café. Material detectado hasta una prof. de 11.00 m máximo. | 1.42 | 1.52 | 20° | 17.79 | 0.45 | 5.92 | 0.058 | 2.664 | — | — | VARIABLE |
| SP/SW | 3. Arena en estado semicompacto color gris claro a gris oscuro, con vetas de arcilla color gris claro de consistencia muy blanda a blanda. | 1.63 | 1.09 | 25° | 24.16 | 0.34 | 1.69 | 0.002 | 0.859 | 0.21 | 0.01 | VARIABLE |

Figura 6.9 Características Físico-Mecánicas del Puente Majahua I



6.4.3 ASPECTOS HIDRÁULICOS DEL RÍO PICHUCALCO

El río Pichucalco en el tramo sobre el cual se eleva el puente Majahua I, se consideraran algunos datos registrados, entre los que son importantes para el análisis de vulnerabilidad son: el ancho libre del río que aproximadamente es de 69.2 m y un tirante medio de aprox. 8.42 m (figura 6.10), Además de un gasto de 1258.29 m³/s y una velocidad aproximada de 3.03 m/s.

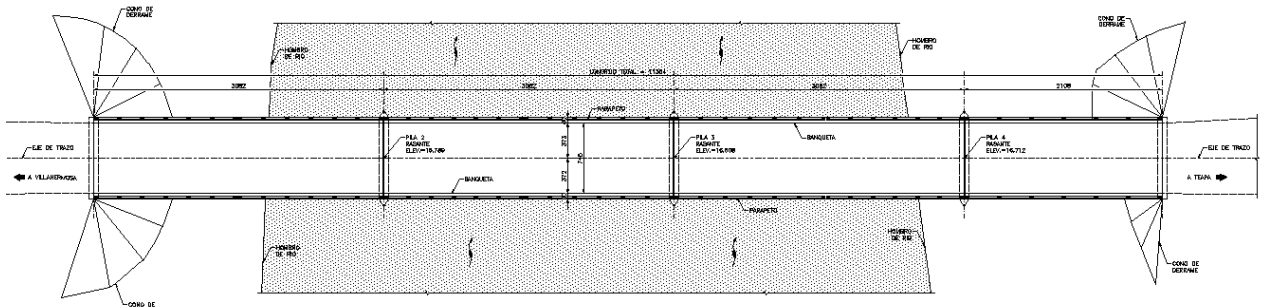


Figura 6.10 Vista en planta del puente Majahua I con el río Pichucalco. Ver en Anexo 01

6.4.4 ESTIMACIÓN DE LA SOCAVACIÓN

SOCAVACIÓN GENERAL

Para conocer el nivel de socavación que teóricamente se pudiera presentar en el puente Majahua I, partimos del dato inicial, en el que conocemos la velocidad, gasto y del área hidráulica, se realizó una variación lineal del tirante a fin de conocer los gastos y velocidades conforme el nivel del tirante va aumentando tabla 6.3.

Tabla 6.3 Parámetros hidráulicos

| PERIODO DE RETORNO 100 AÑOS | | | |
|-----------------------------|-----------------|-------------|------------------------|
| GASTO (m ³ /s) | VEL MEDIA (m/s) | T MEDIO (m) | AREA (m ²) |
| 149.44 | 0.36 | 1.00 | 55.29 |
| 298.88 | 0.72 | 2.00 | 110.58 |
| 448.32 | 1.08 | 3.00 | 165.87 |
| 597.76 | 1.44 | 4.00 | 221.16 |
| 747.20 | 1.80 | 5.00 | 276.45 |
| 896.64 | 2.16 | 6.00 | 331.74 |
| 1,046.08 | 2.52 | 7.00 | 387.03 |
| 1,258.29 | 3.03 | 8.42 | 465.54 |
| 1,344.97 | 3.24 | 9.00 | 497.61 |
| 1,494.41 | 3.60 | 10.00 | 552.90 |
| 1,643.85 | 3.96 | 11.00 | 608.19 |
| 1,793.29 | 4.32 | 12.00 | 663.48 |
| 1,942.73 | 4.68 | 13.00 | 718.77 |
| 2,092.17 | 5.04 | 14.00 | 774.06 |
| 2,241.61 | 5.40 | 15.00 | 829.35 |



Para el cálculo de la socavación general, algunos de los parámetros necesarios que se emplearán para el cálculo, son los que a continuación se enlistan en la tabla 6.4, además de los valores en relación a la velocidad y gasto que se muestran en la tabla 6.3.

Tabla 6.4 Parámetros necesarios para el cálculo

| | | |
|-------------------------------------|-----------------|------------------------|
| Longitud libre entre estribos | L | 30.82 m |
| Ancho efectivo del canal | Be | 111.93 m |
| Peso volumétrico seco | Y | 1.6 ton/m ³ |
| Diámetro promedio de las partículas | d ₅₀ | 0.21 mm |
| Gasto Máximo | Q _d | 1258 m ³ /s |
| Tiempo de retorno | Tr | 100 años |

Una vez conocidos los parámetros necesarios, se procede a emplear las ecuaciones mencionadas en el punto 3.8 de este trabajo, para el cálculo de la socavación general, en este caso particular, se realizó un análisis de socavación con diferentes niveles de tirante tabla 6.5. En la figura 6.11 se muestra la variación de la socavación general de forma esquemática.

$$H_s = \left[\frac{(5780H^{1.66})}{\beta\gamma_d^{1.18}} \right] \left(\frac{\gamma_d^{0.75}}{66.28 + \gamma_d^{0.75}} \right)$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln(Tr)$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{0.387V_r}{L} \right)$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{(H_m^{1.66})(B_e)(\mu)}$$

Tabla 6.5 Resultados del cálculo de la socavación general

| TIRANTE | VELOCIDAD | μ | α | HS (m) |
|---------|-----------|------|------|--------|
| 0.50 | 0.18 | 1.00 | 2.11 | 1.1777 |
| 1.00 | 0.36 | 1.00 | 1.34 | 1.1954 |
| 2.00 | 0.72 | 0.99 | 0.85 | 1.2135 |
| 3.00 | 1.08 | 0.99 | 0.66 | 1.2242 |
| 4.00 | 1.44 | 0.98 | 0.54 | 1.2319 |
| 5.00 | 1.80 | 0.98 | 0.47 | 1.2379 |
| 6.00 | 2.16 | 0.97 | 0.42 | 1.2429 |
| 7.00 | 2.52 | 0.97 | 0.38 | 1.2471 |
| 8.42 | 3.03 | 0.96 | 0.34 | 1.2522 |
| 9.00 | 3.24 | 0.96 | 0.33 | 1.2541 |
| 10.00 | 3.60 | 0.95 | 0.31 | 1.2571 |
| 11.00 | 3.96 | 0.95 | 0.29 | 1.2598 |
| 12.00 | 4.32 | 0.95 | 0.27 | 1.2622 |
| 13.00 | 4.68 | 0.94 | 0.26 | 1.2645 |
| 14.00 | 5.04 | 0.94 | 0.25 | 1.2667 |
| 15.00 | 5.40 | 0.93 | 0.24 | 1.2687 |

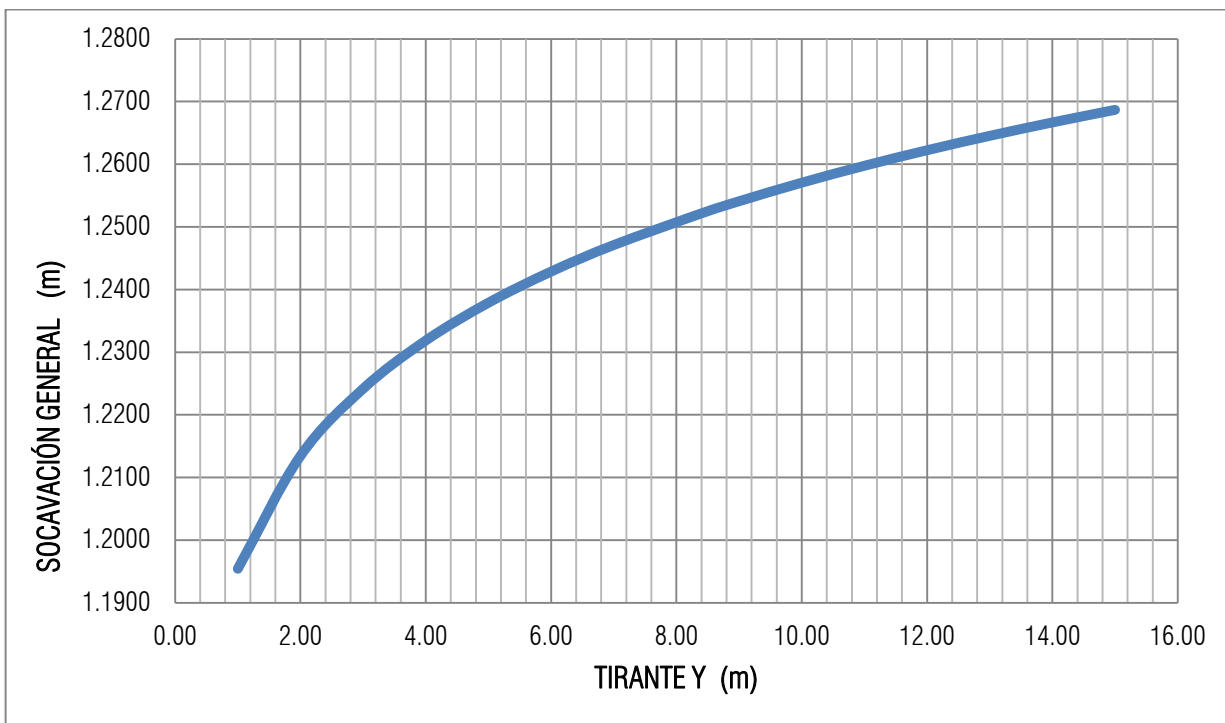


Figura 6.11 Variación de la socavación general

SOCAVACIÓN LOCAL

Para el cálculo de la socavación local, se consideró el criterio del método de Yaroslatsiev, ya que como se explicó en el capítulo 5 de este trabajo, este método considera la forma y el ángulo esviaje de la pila, el número de Froude, la relación tirante/ancho de pila, velocidad de la corriente, la aceleración de la gravedad, diámetro equivalente en suelos granulares. En la Tabla 6.6 se muestran los parámetros empleados en el cálculo de la socavación local. Los valores de los coeficientes k_f , k_v y k_h los obtenemos de las figuras 5.15 a la 5.19.

Tabla 6.6 Parámetros para el cálculo de la socavación local

| | |
|-----------------------|---------|
| D50= | 0.21 mm |
| Angulo de incidencia= | 0° |
| k_f = | 12.2 |
| b_1 = | 1 |
| k_v = | 0.32 |
| e = | 0.6 |
| k_h = | |
| g = | 9.81 |



$$s = \frac{K_f K_v (e + K_h) V_r^2}{g - 30d}$$

Realizando los cálculos se obtiene los resultados ilustrados en la tabla 6.7 y se muestran de manera gráfica en la figura 6.12.

Tabla 6.7 Resultados del cálculo de la socavación general

| TIRANTE | VELOCIDAD | v2/gb1 | kv | kh | S (m) |
|---------|-----------|--------|------|------|-------|
| 1.00 | 0.36 | 0.01 | 0.82 | 0.65 | 0.165 |
| 2.00 | 0.72 | 0.05 | 0.78 | 0.3 | 0.452 |
| 3.00 | 1.08 | 0.12 | 0.76 | 0.17 | 0.848 |
| 4.00 | 1.44 | 0.21 | 0.7 | 0.08 | 1.227 |
| 5.00 | 1.80 | 0.33 | 0.67 | 0.05 | 1.753 |
| 6.00 | 2.16 | 0.48 | 0.62 | 0.05 | 2.336 |
| 7.00 | 2.52 | 0.65 | 0.59 | 0.05 | 3.026 |
| 8.42 | 3.03 | 0.94 | 0.55 | 0.05 | 4.082 |
| 9.00 | 3.24 | 1.07 | 0.53 | 0.05 | 4.494 |
| 10.00 | 3.60 | 1.32 | 0.51 | 0.05 | 5.339 |
| 11.00 | 3.96 | 1.60 | 0.48 | 0.05 | 6.080 |
| 12.00 | 4.32 | 1.90 | 0.46 | 0.05 | 6.934 |
| 13.00 | 4.68 | 2.23 | 0.46 | 0.05 | 8.138 |
| 14.00 | 5.04 | 2.59 | 0.44 | 0.05 | 9.028 |
| 15.00 | 5.40 | 2.97 | 0.41 | 0.05 | 9.657 |

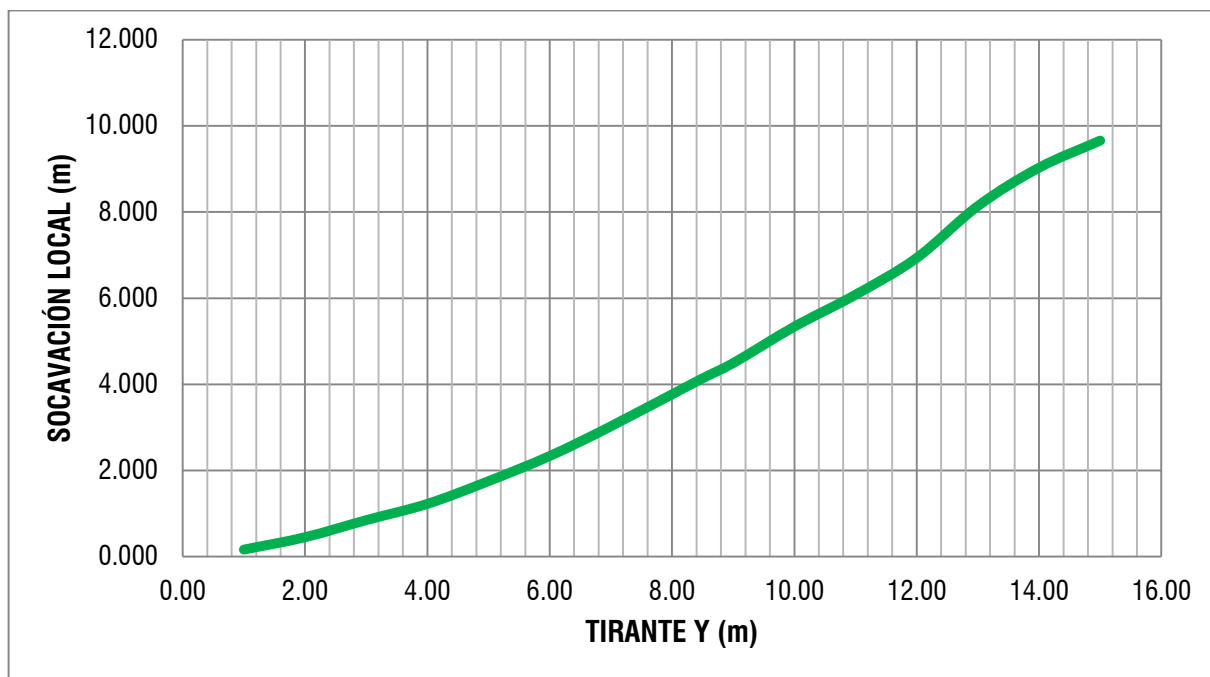


Figura 6.12 Variación de la socavación local



SOCAVACIÓN TOTAL

El nivel de socavación total la obtenemos sumando lo obtenido de la socavación general y en la socavación local tabla 6.8 y se muestra de manera gráfica en la figura 6.13.

$$S_{total} = S_{general} + S_{local}$$

Tabla 6.8 Niveles de socavación total considerando diferentes niveles de tirante

| SOCAVACIÓN TOTAL | | | |
|------------------|---------------|-------------|-------------|
| TIRANTE | S general (m) | S local (m) | S total (m) |
| 1.00 | 1.20 | 0.16 | 1.36 |
| 2.00 | 1.22 | 0.45 | 1.67 |
| 3.00 | 1.22 | 0.85 | 2.07 |
| 4.00 | 1.23 | 1.23 | 2.46 |
| 5.00 | 1.24 | 1.75 | 2.99 |
| 6.00 | 1.24 | 2.34 | 3.58 |
| 7.00 | 1.25 | 3.02 | 4.27 |
| 8.42 | 1.25 | 4.08 | 5.33 |
| 9.00 | 1.25 | 4.50 | 5.75 |
| 10.00 | 1.26 | 5.34 | 6.60 |
| 11.00 | 1.26 | 6.08 | 7.34 |
| 12.00 | 1.26 | 6.94 | 8.20 |
| 13.00 | 1.26 | 8.14 | 9.40 |
| 14.00 | 1.27 | 9.02 | 10.29 |
| 15.00 | 1.27 | 9.66 | 10.93 |

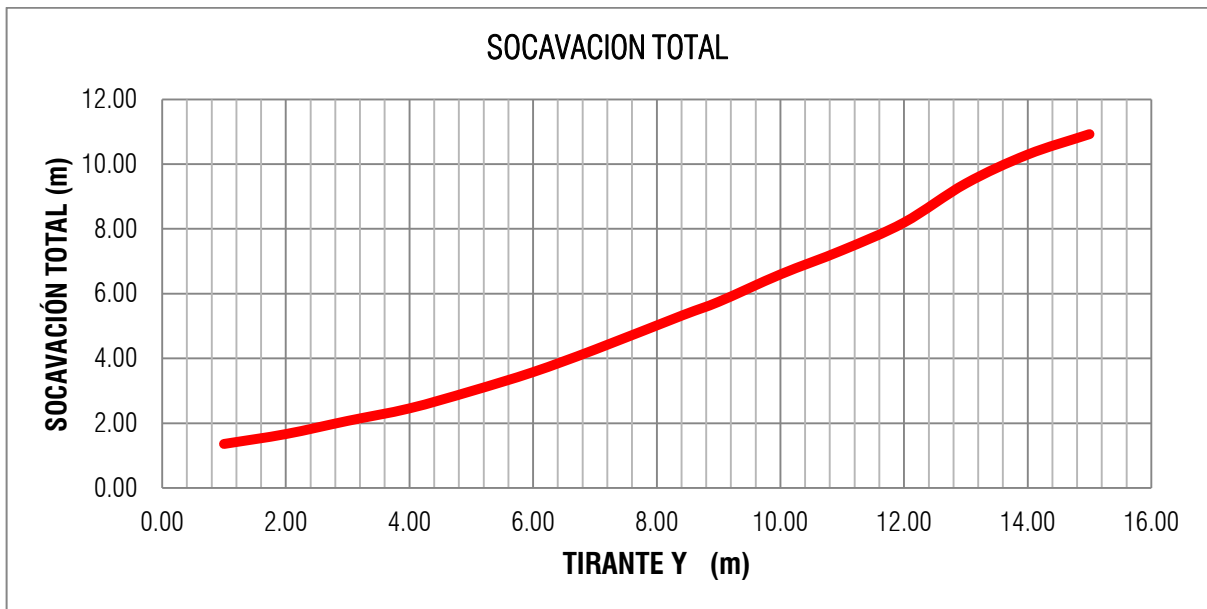


Figura 6.13 Variación de la socavación total



6.2.5 FACTOR DE EMPOTRAMIENTO

Como se mencionó en la sección 5.7 de este trabajo, el factor de empotramiento afecta a la rigidez en función de la longitud de empotramiento de la cimentación. Para este caso particular, se calculó el factor de empotramiento a cada 20 cm de tirante, considerando una profundidad de desplante $D_f = 3\text{m}$ de las pilas, además tomando en cuenta la variación de la profundidad de socavación, por lo que a mayor profundidad de socavación, se considera menor profundidad de desplante.

$$D_{f_i} = D_f - S_t$$

Dónde:

D_{f_i} Nivel de desplante a una profundidad i

D_f Profundidad de la pila del puente = 3m

S_t Nivel de socavación total al mismo nivel de profundidad i

Empleando las ecuaciones mencionadas en la sección 5.7, obtenemos los factores de empotramiento mostrados en la tabla 6.9 en donde podemos observar que se tomaron 2 criterios, el primero de ellos para las pilas que se encuentran sobre el cauce ya que sobre ellas se presentará el fenómeno de la socavación, mientras que en la pila más pequeña tendrá menos efecto de socavación.

$$FE_v = 1 + 0.6 * (1 - \nu) \left(\frac{D}{R_h} \right)$$

$$FE_h = 1 + 0.55 * (2 - \nu) \left(\frac{D}{R_h} \right)$$



Tabla 6.9 Valores del Factor de Empotramiento FE que se emplearan en la modelación

| T MEDIO (m) | FACTOR EMPOTRAMIENTO PILAS SOBRE EL CAUCE | | FACTOR EMPOTRAMIENTO PILA CHICA | |
|-------------------|--|------|------------------------------------|------|
| | FEv | FEh | FEv | FEh |
| 0.00 | 1.36 | 1.81 | 1.36 | 1.81 |
| 0.20 | 1.22 | 1.50 | 1.36 | 1.81 |
| 0.40 | 1.22 | 1.48 | 1.36 | 1.81 |
| 0.60 | 1.21 | 1.47 | 1.36 | 1.81 |
| 0.80 | 1.20 | 1.45 | 1.36 | 1.81 |
| 1.00 | 1.20 | 1.44 | 1.36 | 1.81 |
| 1.20 | 1.19 | 1.43 | 1.36 | 1.81 |
| 1.40 | 1.18 | 1.41 | 1.36 | 1.81 |
| 1.60 | 1.18 | 1.39 | 1.36 | 1.81 |
| 1.80 | 1.17 | 1.37 | 1.36 | 1.81 |
| 2.00 | 1.16 | 1.36 | 1.36 | 1.81 |
| 2.20 | 1.15 | 1.34 | 1.36 | 1.81 |
| 2.40 | 1.14 | 1.32 | 1.36 | 1.81 |
| 2.60 | 1.13 | 1.30 | 1.36 | 1.81 |
| 2.80 | 1.12 | 1.28 | 1.36 | 1.81 |
| 3.00 | 1.11 | 1.25 | 1.36 | 1.81 |
| 3.20 | 1.10 | 1.23 | 1.36 | 1.81 |
| 3.40 | 1.10 | 1.22 | 1.36 | 1.81 |
| 3.60 | 1.09 | 1.19 | 1.36 | 1.81 |
| 3.80 | 1.08 | 1.17 | 1.36 | 1.81 |
| 4.00 | 1.07 | 1.15 | 1.36 | 1.81 |
| 4.20 | 1.05 | 1.12 | 1.36 | 1.81 |
| 4.40 | 1.04 | 1.09 | 1.36 | 1.81 |
| 4.60 | 1.03 | 1.06 | 1.36 | 1.81 |
| 4.80 | 1.01 | 1.03 | 1.36 | 1.81 |
| 5.00 | 1.00 | 1.00 | 1.36 | 1.81 |
| 5.20 | 0.99 | 0.97 | 1.36 | 1.81 |
| 5.40 | 0.97 | 0.94 | 1.36 | 1.81 |
| 5.60 | 0.96 | 0.91 | 1.36 | 1.81 |
| 5.80 | 0.94 | 0.88 | 1.36 | 1.81 |
| 6.00 | 0.93 | 0.84 | 1.36 | 1.81 |



6.2.6 RIGIDEZ DEL TERRENO

Con base en los datos geotécnicos, geométricos y estructurales, se realizó el cálculo de las rigideces del suelo, mediante las ecuaciones propuestas por Dobry y Gazetas anteriormente expuestas en el Capítulo 5.

Datos:

$$B=9.4 \text{ m}$$

$$L=1 \text{ m}$$

$$G= 30 \text{ MPa}=306 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\nu=0.3$$

Cálculo de áreas:

Modo de vibración vertical, vibración horizontal dirección corta, vibración horizontal dirección larga:

$$\begin{aligned} A &= 4LB \\ A &= 4(1)(9.4) \\ A &= 37.6 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Modo de vibración vertical:

$$K_z = \frac{(S_z)(2)(L)(G)}{(1 - \nu)}$$

$$S_z = 0.8 \quad \text{para} \quad \frac{A}{(4L^2)} < 0.02$$

$$S_z = 0.73 + 1.4 \left(\frac{A}{4L^2} \right) \quad \text{para} \quad \frac{A}{(4L^2)} > 0.02$$

$$\frac{A}{(4L^2)} = \frac{37.6 \text{ m}^2}{(4(9.4^2))} = 0.106348 > 0.02$$

$$S_z = 0.73 + 1.4 \left(\frac{A}{4L^2} \right) = 0.73 + 1.4 \left(\frac{37.6}{4(9.4^2)} \right) = 0.8938$$

$$K_z = \frac{(S_z)(2)(L)(G)}{(1 - \nu)} = \frac{(0.8938)(2)(9.4)(3060 \frac{\text{t}}{\text{m}^2})}{(1 - 0.3)} = \mathbf{73457.5 \text{ t/m}}$$



- Modo de vibración horizontal dirección corta:

$$K_y = \frac{(S_y)(2)(L)(G)}{(2 - \nu)}$$

$$S_y = 2.24 \quad \text{para} \quad \frac{A}{(4L^2)} < 0.16$$

$$S_y = 4.5 \left(\frac{A}{AL^2} \right)^{0.38} \quad \text{para} \quad \frac{A}{(4L^2)} > 0.16$$

$$\frac{A}{(4L^2)} = \frac{37.6m^2}{(4(9.4^2))} = 0.106348 < 0.16$$

$$S_y = 2.24$$

$$K_y = \frac{(S_y)(2)(L)(G)}{(2 - \nu)} = \frac{(2.24)(2)(9.4) \left(3060 \frac{t}{m^2} \right)}{(2 - 0.3)} = 75801.6 \text{ t/m}$$

- Modo de vibración horizontal dirección larga:

$$K_x = \frac{K_y - 0.21LG \left(1 - \frac{B}{L} \right)}{(0.75 - \nu)}$$

$$K_x = \frac{(75801.6 \frac{t}{m}) - 0.21(9.4)(3060 \frac{t}{m^2}) \left(1 - \left(\frac{1}{9.4} \right) \right)}{(0.75 - 0.3)} = 63806.4 \text{ t/m}$$

6.2.7 RIGIDECES AFECTADAS POR EL FACTOR DE EMPOTRAMIENTO

Una vez determinadas las rigideces K_x , K_y y K_z , las afectamos por el Factor de Empotramiento FE desarrollado en el punto 5.7 de este trabajo, a fin de obtener el efecto de empotramiento así como también el efecto del fenómeno de socavación. Únicamente se realizó el análisis hasta con un tirante igual a 5 m debido a que lo arrojado en los resultados de las formulas empíricas de la socavación ya se presentaría un nivel de socavación mayor al nivel de desplante de la subestructura del Puente Majahua I.

Como anteriormente se mencionó, el análisis se realizó a cada 20 cm de tirante del río Pichucalco, los resultados de las rigideces afectadas por el Factor de empotramiento se muestran en la tabla 6.10.



Tabla 6.10 Rigideces afectadas por el Factor de Empotramiento FE

| T MEDIO (m) | SOCAVACION TOTAL | RIGIDECES AFECTADAS POR EL FACTOR DE EMPOTRAMIENTO PILAS SOBRE EL CAUCE | | | RIGIDECES AFECTADAS POR EL FACTOR DE EMPOTRAMIENTO PILA CHICA | | |
|----------------|---------------------|---|-----------|-----------|---|-----------|-----------|
| | | Kz | Ky | Kx | Kz | Ky | Kx |
| 0.00 | 0.00 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 0.20 | 1.17 | 65,822.40 | 62,588.57 | 52,684.26 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 0.40 | 1.22 | 65,490.16 | 62,013.59 | 52,200.27 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 0.60 | 1.28 | 65,119.81 | 61,372.67 | 51,660.77 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 0.80 | 1.33 | 64,734.84 | 60,706.47 | 51,099.99 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 1.00 | 1.36 | 64,561.54 | 60,406.55 | 50,847.54 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 1.20 | 1.43 | 64,132.58 | 59,664.20 | 50,222.66 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 1.40 | 1.48 | 63,758.64 | 59,017.07 | 49,677.93 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 1.60 | 1.55 | 63,296.81 | 58,217.86 | 49,005.19 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 1.80 | 1.62 | 62,845.79 | 57,437.33 | 48,348.18 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 2.00 | 1.67 | 62,566.15 | 56,953.40 | 47,940.83 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 2.20 | 1.73 | 62,127.58 | 56,194.42 | 47,301.96 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 2.40 | 1.81 | 61,612.20 | 55,302.52 | 46,551.19 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 2.60 | 1.89 | 61,092.84 | 54,403.72 | 45,794.62 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 2.80 | 1.98 | 60,506.56 | 53,389.14 | 44,940.59 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 3.00 | 2.07 | 59,906.88 | 52,351.34 | 44,067.02 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 3.20 | 2.14 | 59,457.15 | 51,573.06 | 43,411.90 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 3.40 | 2.18 | 59,210.73 | 51,146.61 | 43,052.93 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 3.60 | 2.28 | 58,542.92 | 49,990.91 | 42,080.12 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 3.80 | 2.37 | 57,962.36 | 48,986.21 | 41,234.41 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 4.00 | 2.46 | 57,382.76 | 47,983.19 | 40,390.10 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 4.20 | 2.57 | 56,682.16 | 46,770.74 | 39,369.52 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 4.40 | 2.68 | 55,961.08 | 45,522.87 | 38,319.11 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 4.60 | 2.79 | 55,230.69 | 44,258.89 | 37,255.15 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 4.80 | 2.88 | 54,646.71 | 43,248.26 | 36,404.45 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 5.00 | 2.99 | 53,898.32 | 41,953.12 | 35,314.26 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 5.20 | 3.11 | 53,140.89 | 40,642.34 | 34,210.90 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 5.40 | 3.22 | 52,376.05 | 39,318.72 | 33,096.74 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 5.60 | 3.34 | 51,605.41 | 37,985.09 | 31,974.15 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 5.80 | 3.46 | 50,830.62 | 36,644.25 | 30,845.49 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |
| 6.00 | 3.58 | 50,053.28 | 35,299.02 | 29,713.14 | 73,457.49 | 75,801.60 | 63,806.40 |



6.2.8 MODELO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Con los datos calculados a partir de las ecuaciones empíricas descritas en capítulos anteriores, se realizó el modelo del puente en el programa SAP 2000 v15, a fin de analizar el comportamiento del Puente Majahua I, ante la acción del fenómeno de socavación figura 6.14. Cabe aclarar que en el análisis realizado al Puente Majahua I, únicamente se tomaron en cuenta el peso propio de la estructura y la acción del fenómeno de socavación en el Factor de empotramiento que afecta a la rigidez de los resortes. En cuanto a las rigideces totales K_x , K_y , K_z obtenidas, se dividieron entre cierto número de nodos, ya que las pilas se modelaron como elemento finito, por lo que las rigideces se dividieron en 44 nodos a fin de que el total de la rigidez quede distribuido uniformemente en los resortes.

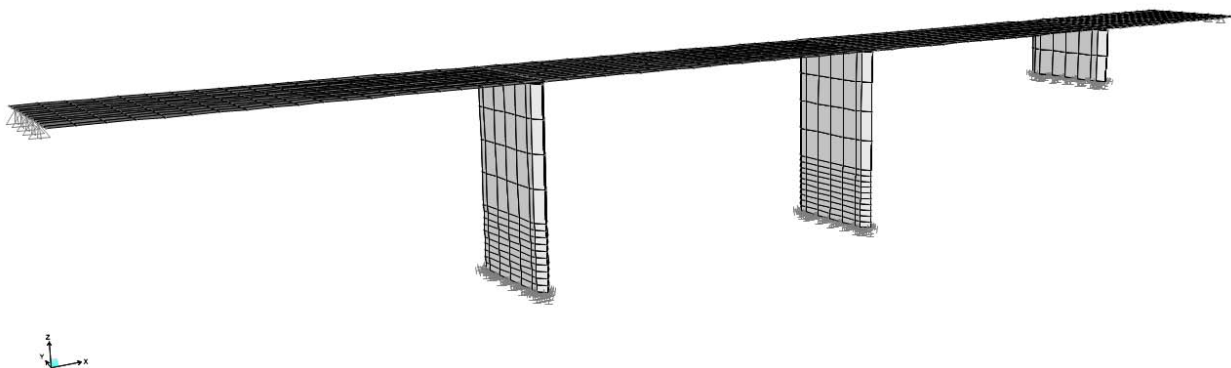


Figura 6.14 Modelo del Puente Majahua I

5.7.1 ANALISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS

Una vez ingresados los datos al programa, se aprecia que el efecto de la socavación en las rigideces de las pilas y el aumento de los periodos de vibración ante este fenómeno que poco a poco van aumentando conforme la socavación figura 6.15, el gasto y el tirante aumentan, mostrándonos que este fenómeno es sumamente importante estudiarlo debido a la impresionante fuerza que genera sobre los puentes tabla 6.11.

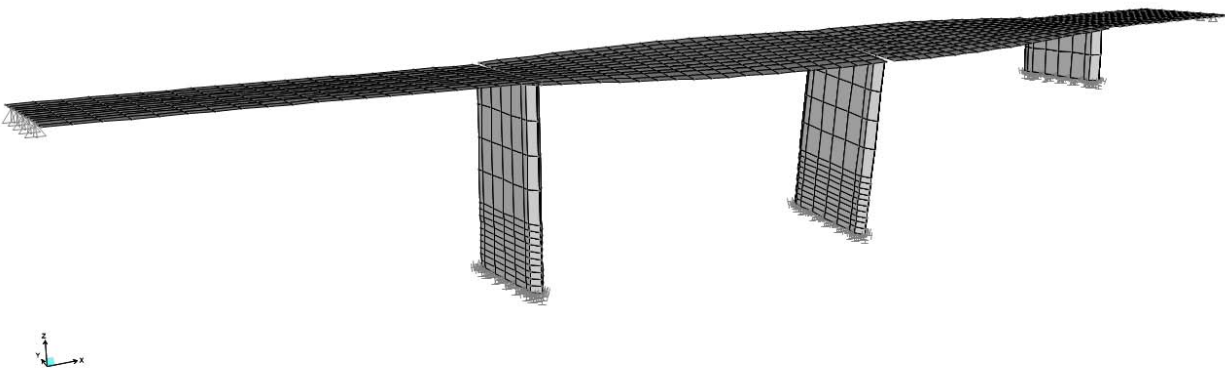


Figura 6.15 Modelo del Puente Majahua I bajo la acción de las cargas asignadas



Tabla 6.11 Resultados de la modelación del Puente Majahua I

| Tirante medio (m) | Socavación Total (m) | Periodo de vibración (segundos) | Observaciones |
|-------------------|----------------------|---------------------------------|--|
| 0.00 | 0.00 | 0.6562 | |
| 0.20 | 1.17 | 0.6821 | |
| 0.40 | 1.22 | 0.6834 | |
| 0.60 | 1.28 | 0.6847 | |
| 0.80 | 1.33 | 0.6862 | |
| 1.00 | 1.36 | 0.6868 | |
| 1.20 | 1.43 | 0.6884 | |
| 1.40 | 1.48 | 0.6898 | |
| 1.60 | 1.55 | 0.6916 | |
| 1.80 | 1.62 | 0.6933 | |
| 2.00 | 1.67 | 0.6944 | |
| 2.20 | 1.73 | 0.6961 | |
| 2.40 | 1.81 | 0.6982 | |
| 2.60 | 1.89 | 0.7003 | |
| 2.80 | 1.98 | 0.7026 | |
| 3.00 | 2.07 | 0.7051 | A este nivel la estructura experimenta mayores momentos flexionantes ya que a este nivel de socavación ha superado $\frac{3}{4}$ partes de la profundidad de desplante |
| 3.20 | 2.14 | 0.7070 | |
| 3.40 | 2.18 | 0.7080 | |
| 3.60 | 2.28 | 0.7108 | |
| 3.80 | 2.37 | 0.7133 | |
| 4.00 | 2.46 | 0.7158 | |
| 4.20 | 2.57 | 0.7189 | |
| 4.40 | 2.68 | 0.7221 | |
| 4.60 | 2.79 | 0.7255 | |
| 4.80 | 2.88 | 0.7282 | |
| 5.00 | 2.99 | 0.7317 | Teóricamente debe iniciar la inestabilidad ya que la socavación está al nivel de desplante de las pilas. |



6.3 VULNERABILIDAD DEL PUENTE MAJAHUA I

Una vez ingresados los datos que permitirán el modelaje del puente, procedemos a analizar los resultados que el software arroja al ir variando las rigideces que lleva de la mano el nivel de empotramiento de la estructura. Podemos apreciar en el modelo del puente Majahua I, que la tipología de dicha estructura tiene un comportamiento estable y que únicamente presentará algún tipo de falla al presentarse una avenida súbita que lleve a la estructura a experimentar algún tipo de falla como pueden ser cuarteaduras en la capa de rodamiento, fisuras en las uniones pila-trabe, desplome de tableros y pilastras o en el peor de los casos el colapso total de la estructura, debido a que el nivel de socavación local rebasa el nivel de desplante de la cimentación.

Conforme hacemos variar los parámetros en el modelo, podemos ir trazando una curva (Figura 6.16) que nos muestra gráficamente la vulnerabilidad de la estructura ante una avenida, en ella podemos apreciar que al aumentar el nivel de tirante y por consiguiente la velocidad del cauce se irán teniendo mayores niveles de socavación, los cuales irán incrementando la susceptibilidad de sufrir algún tipo de daño. La curva de vulnerabilidad muestra una escala que va del 0 al 1, en donde el cero nos indica que la estructura está lejos de presentar algún tipo de daño, mientras que el 1 nos indica que la estructura llega a la falla.

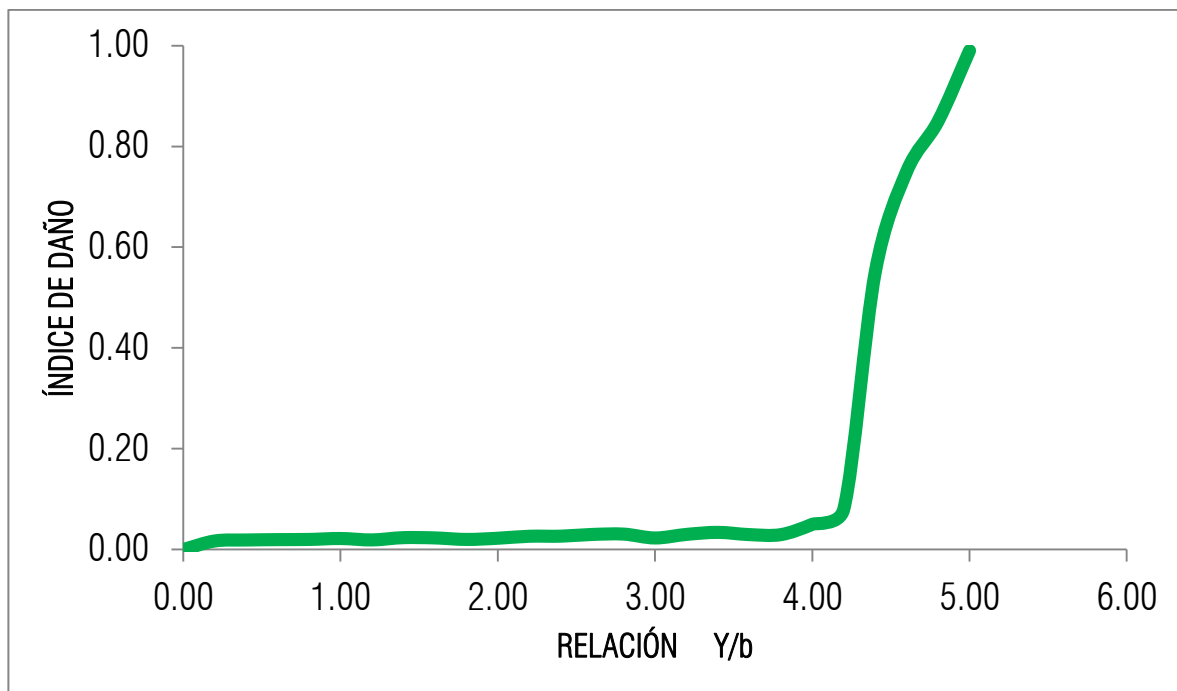


Figura 6.16 Vulnerabilidad del Puente Majahua I



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Debido a la importancia de los puentes en las vías de comunicación, al ser un punto estratégico de intercambio comercial y comunicación entre poblaciones, se debe poner mucha atención hacia las condiciones a las cuales estarán sometidos. Durante el diseño de la cimentación sobre el cauce de un río debemos considerar la importancia del tipo de suelo, así como también estudios hidrológicos de la cuenca que permitirán pronosticar las avenidas máximas sobre el cauce y conllevará a determinar los posibles niveles de socavación, todo esto con el fin de evitar el colapso de la estructura por la socavación local y general.

La vulnerabilidad de un puente, está determinada por diferentes parámetros que inciden directa e indirectamente, entre los cuales están los parámetros hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos. El análisis realizado al Puente Majahua I, es un ejemplo de lo que se debe de realizar para evaluar a los puentes que se encuentran en servicio y con un gran potencial de sufrir la acción del tránsito de avenidas

El estudio de la ingeniería de ríos es de suma importancia, debido que al conocer el comportamiento y la morfología de ríos se puede conocer como un puente construido sobre un cauce se comportará y los posibles daños que éste pueda presentar. Para esto el conocimiento en este ámbito, debe ir acompañado por estudios geofísicos a fin de conocer el perfil estratigráfico de las márgenes de los ríos y además de la sección transversal, ya que el conocimiento de la estratigrafía permite dar el primer paso: conocer el posible arrastre de materiales originado por las características de los materiales originados por erosión del fondo y al mismo tiempo conocer las características físico-mecánicas del suelo. Esto con la finalidad de proponer soluciones a fin de contrarrestar o mitigar la acción de los parámetros que inciden en la vulnerabilidad.

Si bien es cierto, todas las formulas empleadas en este trabajo son formulas empíricas, fueron desarrolladas en investigaciones de laboratorio, en las cuales las condiciones de modelado son a escala y realizados con una peculiaridad: no contemplan la duración de dicho fenómeno, siendo el tiempo de duración un aspecto relevante. En algunos casos las ecuaciones se enfocan a ciertos parámetros dejando siempre a un lado algunos otros que pudieran tener más acción durante el evento, por lo cual se debe realizar más investigación en esta área así como también analizar puentes reales, para que las futuras metodologías y fórmulas que se desarrollen se apeguen mucho más a la realidad.

Cabe hacer mención que la velocidad es el parámetro más importante, pero aun siendo un factor de suma importancia, falta conocer a exactitud la velocidad real del cauce, ya que la empleada en las formulas expuestas tanto en este trabajo y las existentes en la bibliografía, se refieren a una velocidad media. Es por



eso que se deben realizar más estudios a fin de obtener velocidades de los cauces más aproximadas a la realidad.

El puente Majahua I, es uno de los tantos puentes que existen en la República Mexicana en los que la estructuración con pilas de gran tamaño y con extremos angulares han garantizado su estabilidad y resistencia ante diversos fenómenos naturales uno de ellos el fenómeno de tránsito de avenidas, esto se debe a que la forma y la orientación de las pilastras hacen que el impacto hidrodinámico que actúa sobre ellas sea menor.

Tal y como se presentó durante el desarrollo de este trabajo, algunos puentes presentaron algún tipo de falla o en el peor de los casos fallaron durante el impacto de los fenómenos Ingrid y Manuel en el 2013, puede concluirse que además de que las condiciones climáticas están cambiando, el fenómeno de socavación sigue siendo la causa principal de colapso de puentes, por lo que es necesario darles especial atención al momento de diseñarlos, al construirlos y también al momento de inspeccionarlos, esto nos permitirá tomar medidas para contrarrestar la socavación o disminuir la acción de este fenómeno, como pudiera ser el revestimiento del fondo del río o bien construir obras de protección a la subestructura de los puentes y no tener el mismo desenlace del puente Tonalá en el que únicamente se realizó una valoración de la estructura mediante una inspección visual y que dejó como evidencia lo necesario de realizar estudios hidrológicos y a su vez análisis de vulnerabilidad que nos permitan conocer la susceptibilidad de sufrir algún tipo de daño teniendo como referencia un parámetro que físicamente se puede medir: el tirante del río.

La realización de estudios de vulnerabilidad a diferentes tipologías de puentes existentes, nos darán una referencia del posible comportamiento de algún puente en particular que este experimentando la acción de una avenida extraordinaria. Estos análisis de vulnerabilidad deben continuar en diferentes puentes, ya que existe muy poca información documentada sobre el comportamiento de puentes ante la acción de dicho fenómeno.



BIBLIOGRAFÍA

1. Aguado S. Alejandro (2012) "**Estimación de la socavación en puentes para su uso en el cálculo del riesgo físico**" Tesis Licenciatura Universidad Nacional Autónoma de México.
2. Aparicio M. F. (1992) "**Fundamentos de hidrología de superficie**", Editorial Limusa.
3. Delgado H. D. J., Jiménez M. J. O., Martínez M. L., González R. J, Hernández M. S. (2010) "**Relación entre la falla de puentes vehiculares producida por eventos hidrológicos extraordinarios y la falta de mantenimiento**", Publicación Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México.
4. Dobry R. And Gazetas G. (1986) "**Dynamic response of arbitrarily shaped foundations; experimental verification**", Journal of Geotechnical Engineering, Vol.112, No.2.
5. Escolero F. O, Domínguez M. E., Martínez E. S. (2002) "**Ciclo hidrológico**", Atlas de la cuenca Lerma-Chapala, México.
6. Eslava M. H., Jiménez E. M., Salas S. M. A., García, J. F., Vázquez C. M. T. (2004) "**Atlas Nacional de riesgos**" Capítulo VI, CENAPRED, México D.F.
7. Espinoza, F. D., Gómez S. C., Carrillo S. J. J. (2010) "**Vulnerabilidad por socavación de puentes carreteros ante avenidas**" Publicación Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México.
8. Farías H. D. (2009) "**Socavación local en pilas de puentes: formulación general y análisis crítico de metodologías existentes**" Instituto de Recursos hídricos, Argentina.
9. Frías, A. R. (2010) "**Mantenimiento y Conservación de Puentes**". Secretaria de Comunicaciones y Transportes, SCT, México.
10. Frías, A. R. (2013) "**Efectos de los fenómenos meteorológicos**" Publicación Núm. 26, Revista Vías Terrestres, AMIVTAC, México.
11. García F. M. y Maza A. J. A. (1996) "**Origen y propiedades de los sedimentos**" Capitulo 7 Manual de Ingeniería de Ríos, Comisión Nacional del Agua, México.
12. García S. J y Maza A. J. A. (1996) "**Morfología de ríos**", Capitulo 11 Manual de Ingeniería de Ríos, Comisión Nacional del Agua, México.
13. Gómez E. C. y Espinoza F. D. (2009) "**Vulnerabilidad de puentes ante avenidas**", Publicación Universidad Autónoma Metropolitana, México.
14. Martín V. J. P. (2003) "**Ingeniería de Ríos**", Editorial AlfaOmega.

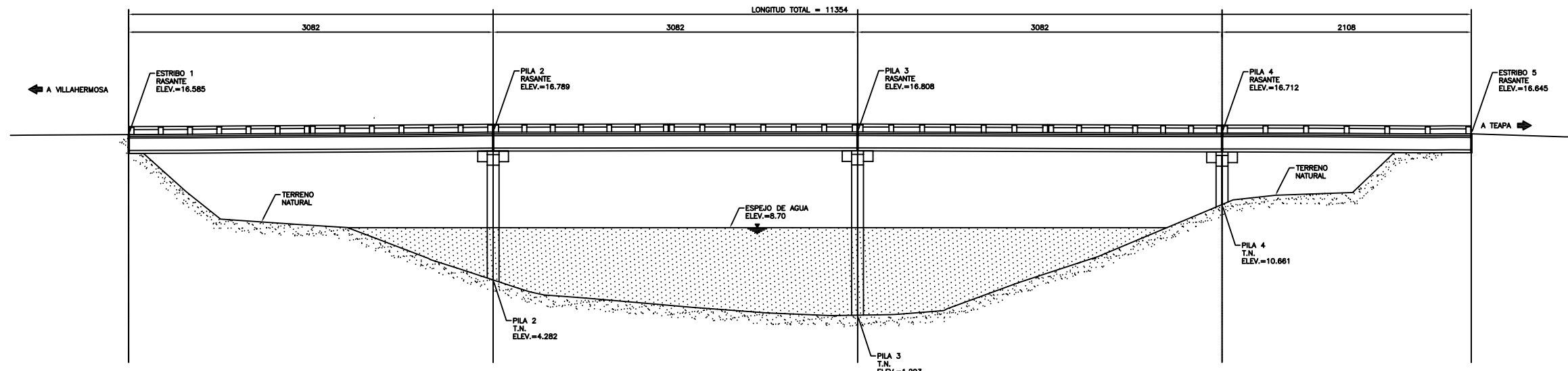


15. Martínez L. Griselda (2007) **"Socavación en obras civiles y su problemática"** Tesis Licenciatura Instituto Politécnico Nacional, México.
16. Martínez M. J. E. (2009) **"Aspectos básicos de la vulnerabilidad de puentes por el paso de avenidas extraordinarias"** Tesis Licenciatura Universidad Nacional Autónoma de México.
17. Maza A. J. A. (1966) **"Socavación total en las pilas de los puentes"** Tesis de Maestría Universidad Nacional Autónoma de México, México D. F.
18. Maza A. J. A. y García F. M. (1996) **"Transporte de sedimentos"** Capitulo 10 Manual de Ingeniería de Ríos, Comisión Nacional del Agua, México.
19. Melville B. W. y Coleman E. S. (2000) **"Bridge Scour"**, Water Resources Publications, LLC. USA.
20. Reed D. W. (2004) **"A review of British Railway Bridge Flood Failures"** Hydrology Science & Practice for the 21st Century, Vol 1 pp 210-216.
21. Rivera V. D., Echevarría L. A., Pacheco M. M. A. (2006) **"Daños observados en puentes durante el paso del huracán Stan"** Publicación Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México.
22. SAGARPA (2010) **"Hidrología aplicada a las pequeñas obras hidráulicas"**, Publicación SAGARPA, México.
23. Sánchez T. S. (1997) **"Inestabilidad de puentes por efecto de socavación"** Tesis Maestría Universidad Nacional Autónoma de México.
24. Santiago C. M. E. (2007) **"Hidráulica de ríos"** Tesis Licenciatura Instituto Politécnico Nacional, México.
25. SCT, (2009) **"Dictamen técnico de la causa del colapso del Puente Tonalá"**. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, México.
26. Tapia R. G. (2012) **"Metodología para la medición de la velocidad de flujo en un río en el diagnóstico de la socavación en pilas de un puente, utilizando un dispositivo electrónico"** Publicación Técnica 356, IMT.
27. Torres A. A. (2010) **"Inspección de puentes carreteros"** Revista Vías Terrestres AMIVTAC.
28. Velázquez M. J. C. (2011) **"Estudio de socavación de pilas en un puente ferroviario esviado"**, Tesis Licenciatura Universidad Nacional Autónoma de México.
29. Whitman R.V., (1972) **"Analysis of soil-structure interaction-A state of the art review"** Soils publication No. 300, Massachusetts Institute Technology.

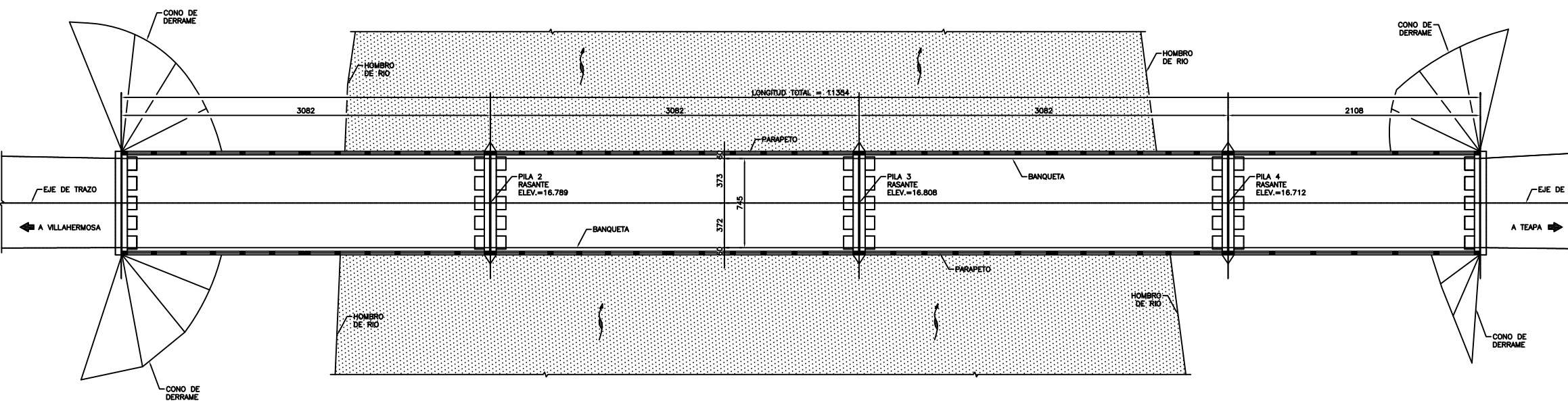


ANEXOS

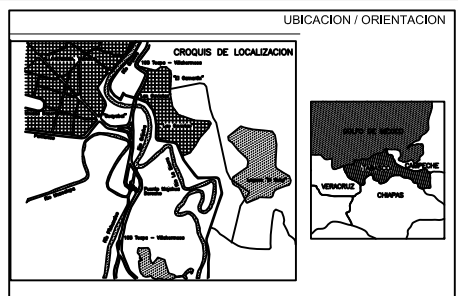
0+060 0+070 0+080 0+090 0+100 0+110 0+120 0+130 0+140 0+150 0+160 0+170 0+180 0+190



ELEVACION POR EJE DE TRAZO
ESCALA 1:200 ACOT.: cm



PLANTA
ESCALA 1:200 ACOT.: cm



SIMBOLOGIA

- ▣ POSTE DE FIBRA OPTICA
- ➔ DIRECCION DE DESTINO
- ➔ SENTIDO DE ESCURRIMIENTO
- ⊕ BANCO DE NIVEL (CONAGUA)
X = 509,028.6280
Y = 1,985,564.7802
ALTURA M.S.N.M. 17.168 m
- EJE DE PUENTE
- PUENTE
- PARAPETO
- HOMBRO DE RIO
- CONO DE DERRAME
- EJE DE PILA
- CURVA DE NIVEL MAESTRA A CADA 2 m
- CURVA DE NIVEL SECUNDARIA A CADA 0.5 m
- ⊕ POSTE DE LUZ
- PI
- COMETIDA
- LUMINARIA
- POSTE DE MEDERA

NOTAS

1. NIVELES Y COORDENADAS EN METROS.
2. CADENAMIENTOS EN KILOMETROS.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN
INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
"VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES ANTE
EL TRÁNSITO DE AVENIDAS EXTRAORDINARIAS"

Para obtener el título de
INGENIERO CIVIL

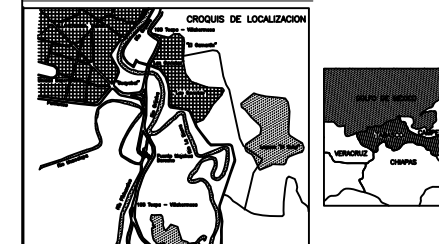
Asesor: Dr. Darío Rivera Vargas

Presenta:
CARLOS IVÁN RAMÓN DIEGO

PUENTE MAJAHUA I
CARRETERA: VILLAHERMOSA - TUXTLA GUTIERREZ
TRAMO: VILLAHERMOSA - TEAPA
km 5+800

LEVANTAMIENTO GEOMÉTRICO DEL
PUENTE "MAJAHUA I"

ANEXO 01
PLANO 001/003



SIMBOLOGIA

- POSTE DE FIBRA OPTICA
- DIRECCION DE DESTINO
- SENTIDO DE ESCURRIMIENTO
- BANCO DE NIVEL (CONAGUA)
X = 509,028.6280
Y = 1,985,564.7802
ALTURA M.S.N.M. 17.168 m
- EJE DE PUENTE
- PUENTE
- PARAPETO
- HOMBRO DE RIO
- CONO DE DERRAME
- EJE DE PILA
- CURVA DE NIVEL MAESTRA A CADA 2 m
- CURVA DE NIVEL SECUNDARIA A CADA 0.5 m
- POSTE DE LUZ
- PI
- COMETIDA
- LUMINARIA
- POSTE DE MEDERA

NOTAS

1. NIVELES Y COORDENADAS EN METROS.
2. CADENAMIENTOS EN KILOMETROS.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN
INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
"VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES ANTE
EL TRÁNSITO DE AVENIDAS EXTRAORDINARIAS"

Para obtener el título de
INGENIERO CIVIL

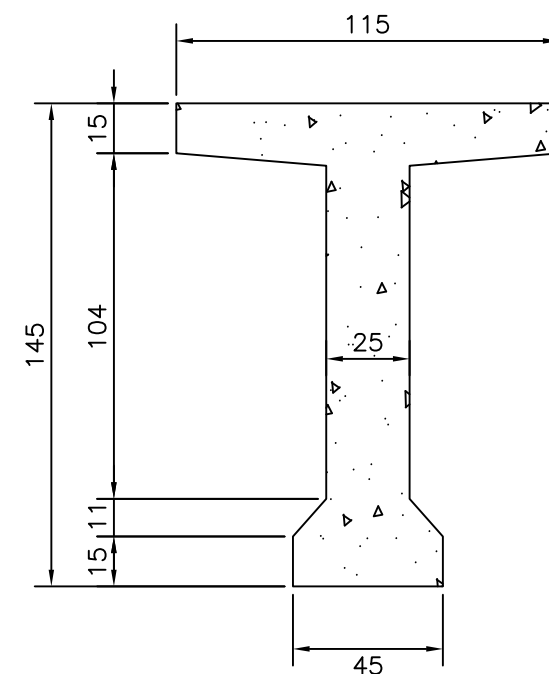
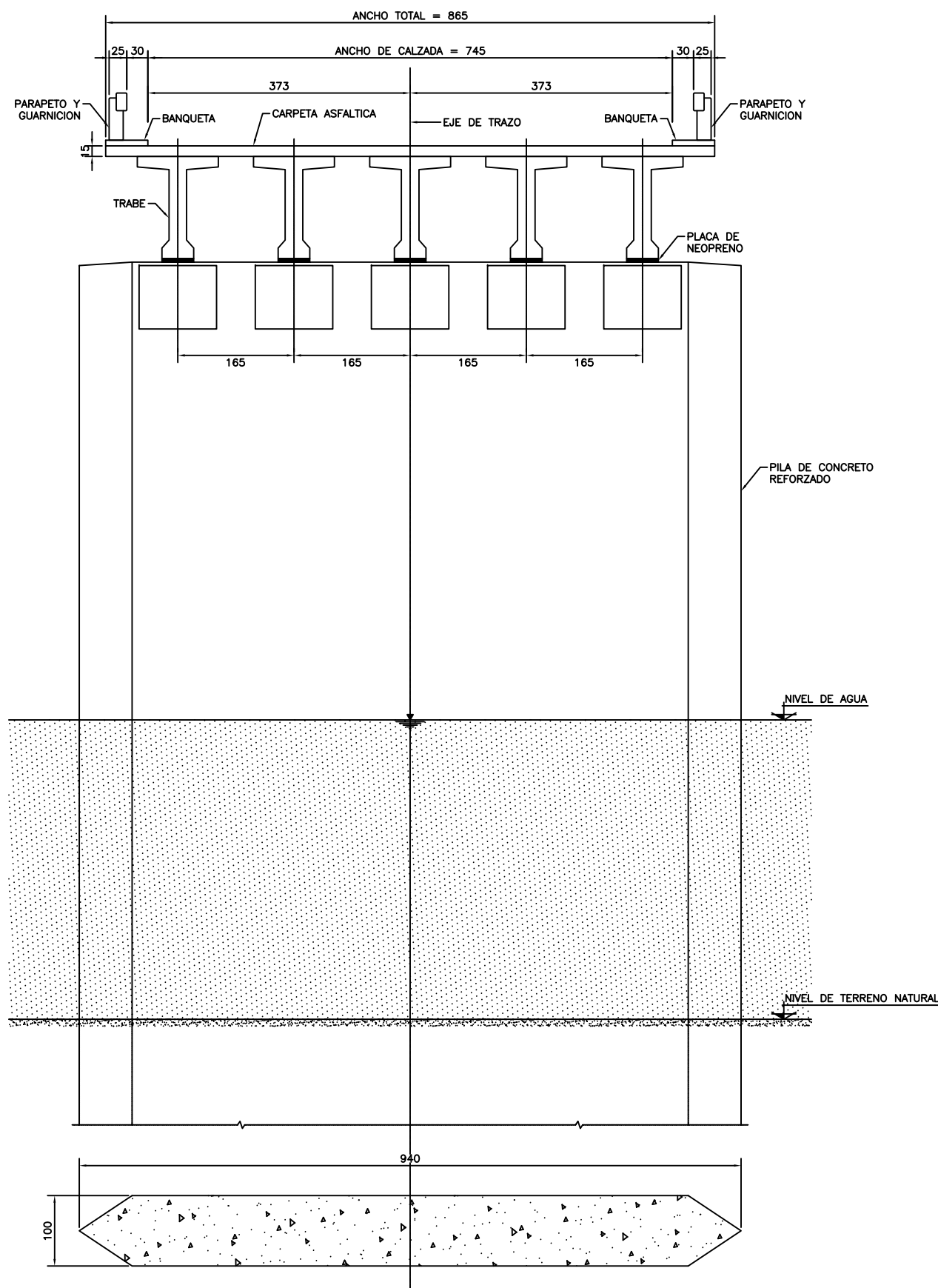
Asesor: Dr. Darío Rivera Vargas

Presenta:

CARLOS IVÁN RAMÓN DIEGO

PUENTE MAJAHUA I
CARRETERA: VILLAHERMOSA - TUXTLA GUTIERREZ
TRAMO: VILLAHERMOSA - TEAPA
km 5+800

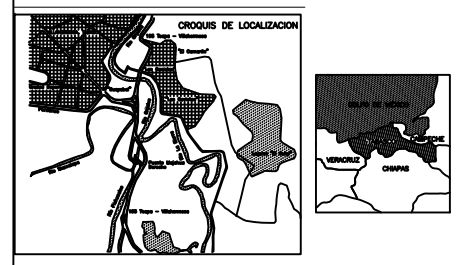
LEVANTAMIENTO GEOMÉTRICO DEL
PUENTE "MAJAHUA I"



SECCION DE TRABES

ESCALA 1:50

ACOT.: cm



SIMBOLOGÍA

- POSTE DE FIBRA OPTICA
- DIRECCION DE DESTINO
- SENTIDO DE ESCURRIMIENTO
- BANCO DE NIVEL (CONAGUA)
X = 509,028.6280
Y = 1,985,564.7802
ALTURA M.S.N.M. 17.168 m
- EJE DE PUENTE
- PUENTE
- PARAPETO
- HOMBRO DE RIO
- CONO DE DERRAME
- EJE DE PILA
- CURVA DE NIVEL MAESTRA A CADA 2 m
- CURVA DE NIVEL SECUNDARIA A CADA 0.5 m
- POSTE DE LUZ
- PI
- COMETIDA
- LUMINARIA
- POSTE DE MEDERA

NOTAS

1. NIVELES Y COORDENADAS EN METROS.
2. CADENAMIENTOS EN KILOMETROS.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN
INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
"VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES ANTE
EL TRÁNSITO DE AVENIDAS EXTRAORDINARIAS"

Para obtener el título de
INGENIERO CIVIL

Asesor: Dr. Darío Rivera Vargas

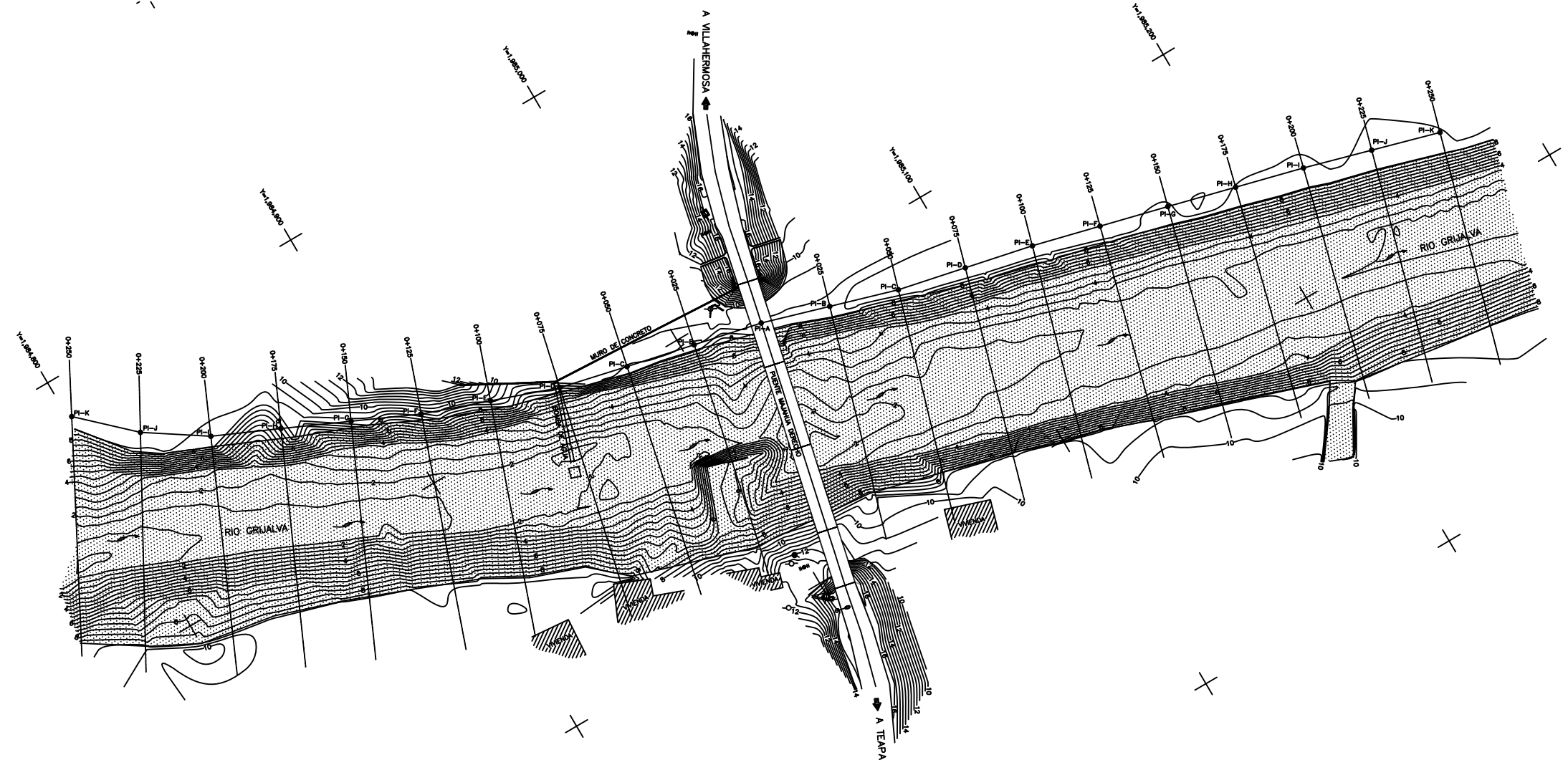
Presenta:

CARLOS IVÁN RAMÓN DIEGO

PUENTE MAJAHUA I
CARRERA: VILLAHERMOSA - TUXTLA GUTIERREZ
TRAMO: VILLAHERMOSA - TEAPA
km 5+800

LEVANTAMIENTO TOPOBATIMÉTRICO
DEL PUENTE "MAJAHUA I"

ANEXO 03
PLANO 003/003

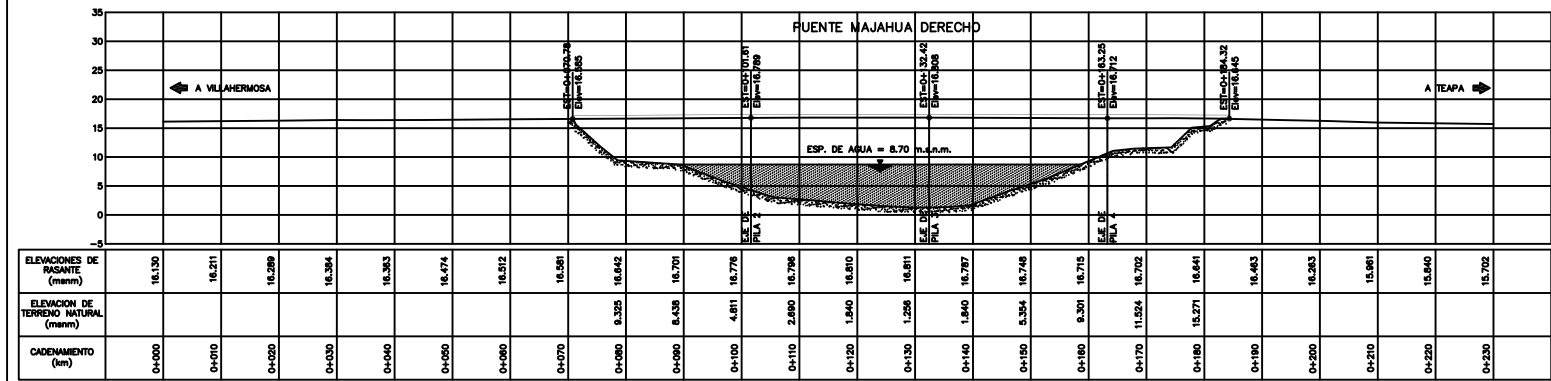


CUADRO DE CONSTRUCCION DE LA POLIGONAL AGUAS ARRIBA

| LADO | EST | PV | RUMBO | DISTANCIA | V | COORDENADAS | |
|------|-----|----|------------------|-----------|---|---------------|-------------|
| | | | | | | Y | X |
| | | | | | A | 1,985,028.881 | 508,909.882 |
| A B | | | S 12°27'31.90" W | 25.000 | B | 1,985,004.469 | 508,904.489 |
| B C | | | S 12°27'31.90" W | 25.000 | C | 1,984,980.058 | 508,899.095 |
| C D | | | S 13°02'54.86" W | 25.000 | D | 1,984,955.704 | 508,893.451 |
| D E | | | S 19°39'25.43" W | 25.000 | E | 1,984,932.161 | 508,885.041 |
| E F | | | S 19°39'25.43" W | 25.000 | F | 1,984,908.618 | 508,876.631 |
| F G | | | S 24°30'18.32" W | 25.000 | G | 1,984,885.869 | 508,866.262 |
| G H | | | S 24°30'18.32" W | 25.000 | H | 1,984,863.121 | 508,855.892 |
| H I | | | S 24°07'29.17" W | 25.000 | I | 1,984,840.305 | 508,845.674 |
| I J | | | S 33°36'30.31" W | 25.000 | J | 1,984,819.484 | 508,831.836 |
| J K | | | S 43°25'03.60" W | 25.000 | K | 1,984,801.325 | 508,814.654 |

CUADRO DE CONSTRUCCION DE LA POLIGONAL AGUAS ABAJO

| LADO | EST | PV | RUMBO | DISTANCIA | V | COORDENADAS | |
|------|-----|----|------------------|-----------|---|---------------|-------------|
| | | | | | | Y | X |
| | | | | | A | 1,985,028.881 | 508,909.882 |
| A B | | | N 16°47'28.98" E | 25.000 | B | 1,985,052.815 | 508,917.104 |
| B C | | | N 16°47'28.98" E | 25.000 | C | 1,985,076.749 | 508,924.326 |
| C D | | | N 12°15'55.54" E | 25.000 | D | 1,985,101.178 | 508,929.637 |
| D E | | | N 12°15'55.54" E | 25.000 | E | 1,985,125.608 | 508,934.948 |
| E F | | | N 14°16'15.60" E | 25.000 | F | 1,985,149.836 | 508,941.111 |
| F G | | | N 14°16'15.60" E | 25.000 | G | 1,985,174.065 | 508,947.274 |
| G H | | | N 14°32'44.66" E | 25.000 | H | 1,985,198.263 | 508,953.553 |
| H I | | | N 14°32'44.66" E | 25.000 | I | 1,985,222.462 | 508,959.831 |
| I J | | | N 15°50'39.77" E | 25.000 | J | 1,985,246.512 | 508,966.657 |
| J K | | | N 15°50'39.77" E | 25.000 | K | 1,985,270.562 | 508,973.483 |



PERFIL LONGITUDINAL EN EL EJE DEL PUENTE SECCION 0+000

ESCALA HORIZONTAL 1:500
ESCALA VERTICAL 1:500

| ELEVACIONES DE PAGANTE (mamm) | 18.130 | 18.271 | 18.289 | 18.384 | 18.363 | 18.474 | 18.572 | 18.586 | 18.642 | 18.701 | 18.778 | 18.798 | 18.810 | 18.811 | 18.748 | 18.715 | 18.702 | 18.641 | 18.483 | 18.263 | 18.091 | 15.890 | 15.702 | |
|-------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| ELEVACION DE TERRENO NATURAL (mamm) | | | | 8.325 | 8.438 | 4.811 | 2.890 | 1.840 | 1.298 | 1.840 | 0.301 | 0.301 | 0.301 | 0.301 | 0.301 | 0.301 | 0.301 | 0.301 | 0.301 | 0.301 | 0.301 | 0.301 | 0.301 | |
| CADENAMIENTO (km) | 0+000 | 0+010 | 0+020 | 0+030 | 0+040 | 0+050 | 0+060 | 0+070 | 0+080 | 0+090 | 0+100 | 0+110 | 0+120 | 0+130 | 0+140 | 0+150 | 0+160 | 0+170 | 0+180 | 0+190 | 0+200 | 0+210 | 0+220 | 0+230 |

