

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESTUDIO DE UNA ESTRUCTURA DE CONTROL EN
EL RÍO DE LA SIERRA, TABASCO.

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

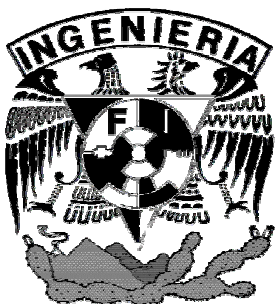
I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

Alfredo Andrés Castelo Cedillo.

DIRECTOR DE TESIS: ING. CARLOS MANUEL CHÁVARRI MALDONADO.

MEXICO, D.F. CIUDAD UNIVERSITARIA 2007





UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/095/06

Señor
ALFREDO ANDRÉS CASTELO CEDILLO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. CARLOS MANUEL CHÁVARRI MALDONADO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ESTUDIO DE UNA ESTRUCTURA DE CONTROL EN EL RÍO DE LA SIERRA, TABASCO"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO
- II. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA ESTRUCTURA DE CONTROL
- III. MODELO HIDRÁULICO DE LA ESTRUCTURA
- IV. EXPERIMENTOS DEL MODELO
- CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 9 de Octubre 2006.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/crc.



Agradecimientos.

A Dios por darme la vida y colocarme en donde estoy.

A la UNAM por brindarme mi educación medio-superior y superior.

Al Instituto de Ingeniería por permitirme hacer mi servicio social

A mi madre por darme todo lo necesario para poder ser alguien de bien: amor y cuidado.

Al Ing. Carlos Chavarri por apoyarme, creer en mí y por ser mi amigo-

A Gabriela por apoyarme en todo momento y quererme tanto como yo te quiero a ti.

A Fernando por ser mi amigo y apoyarme en todo momento

A mi tía Estela por estar conmigo siempre y quererme.

A Liz por ser como mi hermana y soportar mis bromas.

A la Bióloga Isabel Gutiérrez Fuster por apoyarme a mi y a mi madre cuando lo necesitamos, muchas gracias.

A mis maestros por guiarme a lo largo de mi educación.

A mis amigos y amigas, por caminar a mi lado las diversas etapas de mi vida, gracias.

A toda la gente que he conocido y de la que he aprendido tanto, a todos mil gracias.



Dedicatoria.

Este trabajo es para ti mama porque todo lo que soy es gracias a ti, a tu amor tu cariño y al cuidado que siempre me diste. Recuerda que yo soy tu obra y espero no defraudarte nunca, recuerda que te amo y que siempre que me necesites ahí estaré.



INDICE GENERAL.

Introducción	6
Capítulo 1 Antecedentes y descripción del proyecto	8
1.1 Información del Estado de Tabasco.	8
1.2 Generalidades de La Ciudad de Villahermosa	11
1.3 Descripción del proyecto	13
Capítulo 2 Cálculos hidráulicos de la estructura de control	17
2.1 Energía específica	17
2.2 Régimen crítico... ..	23
2.3 Pilas de puente	30
2.4 Generalidades y clasificación de las erosiones	49
2.4.1 Socavación general.	51
2.4.2 Cálculo de la socavación para suelos homogéneos	59
2.4.3 Cálculo de la socavación para suelos heterogéneos	60
2.4.4 Erosión local al pie de obras rodeadas por la corriente	61
Capítulo 3 Modelo hidráulico de la estructura	69
3.1 Disposición del modelo	69
3.2 Escala utilizada en el modelo físico	71
Capítulo 4. Experimentos del modelo	73
4.1 Descripción de los experimentos	73
4.2 Pruebas realizadas, condiciones de diseño	75
4.3 Comparación de resultados	83
Conclusiones	86
Bibliografía	88



INTRODUCCIÓN

Tabasco es el estado de la República Mexicana con mayor escurrimiento durante el año, donde los ríos más caudalosos de México: el Río Grijalva y el Río Usumacinta, junto con sus afluentes, entre ellos el Río de La Sierra, forman una compleja red que en época de lluvias causan inundaciones principalmente en la ciudad de Villahermosa, capital del Estado.

Debido a que la topografía del sitio consiste en una planicie con altitudes no mayores de 10 metros, es frecuente el daño por las inundaciones a causa de la red de ríos Grijalva-Usumacinta. Por ello la Comisión Nacional del Agua planea los llamados “Proyectos Ejecutivos para la Protección contra inundaciones de la Planicie de los ríos Grijalva y Usumacinta”, entre los cuales se encuentra el proyecto para la construcción de la estructura de control sobre el Río de La Sierra, que constituye el objeto de estudio de esta tesis.

El objetivo principal de esta investigación es comprobar si el diseño propuesto en realidad genera un control sobre la corriente. Los objetivos secundarios son: obtener las curvas de energía para las condiciones del río aguas arriba, al paso por la estructura y aguas abajo; calcular el tirante crítico para la estructura; calcular la socavación generada por la presencia de las pilas en el cauce del río y obtener parámetros hidráulicos básicos tales como: tirantes, áreas hidráulicas, perímetros



mojados y números de Froude, todo esto a condiciones de diseño, utilizando el gasto máximo.

En el primer capítulo se presenta la descripción del proyecto y se discuten los antecedentes, dando una breve explicación sobre la zona de estudio, el estado de Tabasco y en especial Villahermosa, posteriormente se describe el proyecto discutiendo los siguientes puntos: la idea de la forma de la estructura, los estudios realizados para su diseño, la zona en la que se pretende construir y la finalidad de la obra.

El segundo capítulo se denomina cálculos hidráulicos de la estructura de control, donde se analiza la ecuación de la energía, el régimen crítico, las transiciones y las pilas de puente así como la socavación en estructuras; siendo la base para la realización de los cálculos presentados al final del capítulo.

El tercer capítulo se denomina modelo hidráulico de la estructura de control en el cual

El cuarto capítulo se denomina experimentos en el modelo, y en el se describe el procedimiento para la elaboración del modelo físico a escala de la estructura de control, se presentan las pruebas realizadas bajo distintas condiciones y los resultados arrojados; enumerando los trabajos realizados anteriormente sobre el modelo.

Finalmente se analizan los resultados obtenidos y se evalúa el comportamiento del Río de La Sierra una vez construida la estructura de control, utilizando los resultados arrojados por la teoría y los resultados de las pruebas del modelo físico.



CAPITULO 1. ANTECEDENTES Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.1 Información del estado de Tabasco

Tabasco se localiza entre los 17° 15' 00" y 18° 39' 07" de latitud norte y los 90° 50' 23" y 94° 07' 49" de longitud oeste. En extensión territorial ocupa el 1.26 por ciento del total nacional, en él se ubican 2 mil 605 localidades (Figura 1.1.1)



Figura 1.1.1 Ubicación del Estado de Tabasco

De acuerdo con cifras al año 2000, Tabasco contaba con una población total de 1 millón 891 mil 829 habitantes, que representaba el 1.93 por ciento de la población nacional.

Tabasco tiene una superficie de 24,661 km² que representa el 1.3% de la superficie del país y en ella se asientan los 17 municipios que integran la división política del estado.

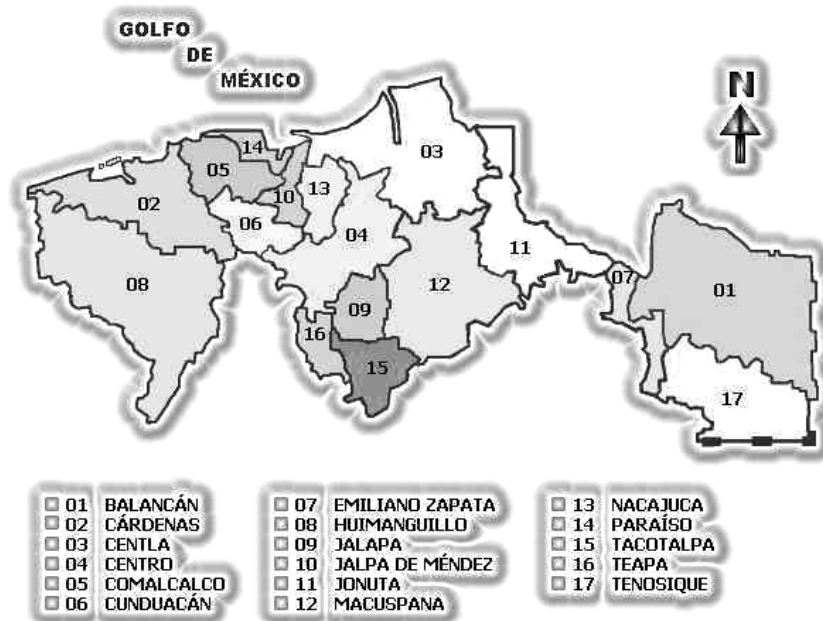


Figura 1.1.2 Municipios de Tabasco.

Clima

La ubicación de Tabasco en la zona tropical, su escasa elevación con respecto al nivel del mar y su cercanía con el Golfo de México a lo largo de 190 kilómetros de costa, determinan el desarrollo de climas cálidos con influencia marítima. El clima tropical húmedo es una característica muy singular de la región, con temperaturas que van de los 15° C en los meses más fríos (enero y diciembre) hasta 42°C en los más calurosos; la temperatura promedio es de 26°C, la cual en razón de la escasa altura con relación al nivel del mar permanece constante.

Hidrografía.

La red hidrográfica regional reconoce como arterias principales a los Ríos Usumacinta y Mezcalapa o Grijalva; los cuales constituyen las corrientes más importantes que surcan el sureste de México (Figura 1.1.3).

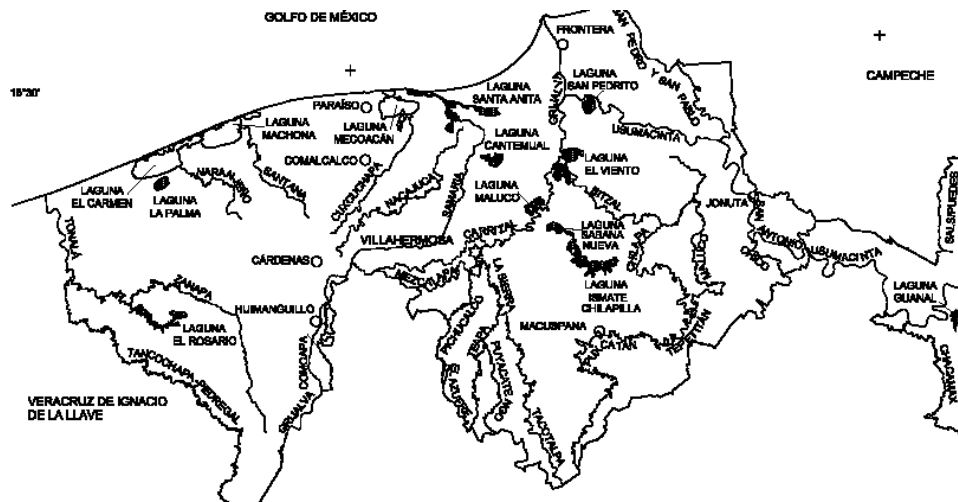


Figura 1.1.3 Hidrografía del Estado

El Río Mezcalapa bordea por el poniente y por el norte el área de Reforma, su curso se encuentra orientado de Sur a Norte, pero al abandonar las estribaciones montañosas de la Sierra de Chiapas, este cambia rápidamente hacia el Este en el lugar llamado Nueva Zelandia, situado aproximadamente a 8 km. al sur del poblado de Cárdenas.

El Nuevo Mezcalapa rumbo al Este se divide su vez en dos corrientes que son: el Río González que después de recorrer unos 50 km. hacia el oriente, cambia su curso hacia el noroeste para desembocar en la Laguna de Ponyusú; y el Río Mezcalapa, que sigue su curso hacia el este hasta la Ciudad de Villahermosa, donde empieza a desviarse hacia el noroeste y después de unirse con los Ríos Chilapa y Usumacinta, adquiere una dirección prácticamente hacia el norte hasta desembocar en el Golfo de México.

Las afluentes principales del Río Mezcalapa son los Ríos Sayula, Platanar, Pichucalco y Teapa o de La Sierra, los que al llegar a la planicie costera, en épocas



de lluvias rebasan sus cauces e inundan la mayor parte de esta. Las aguas de los Ríos conocidos como de La Sierra y Mezcalapa, se unen a 4 km. de la Ciudad de Villahermosa, en un lugar llamado Las Cruces para formar el Río Grijalva.

Región Hidrológica.

La CNA define como la Región Hidrológica No. 30 “Río Grijalva-Usumacinta”, la cual drena a la Cuenca Grijalva-Villahermosa, esta última con una superficie de 10586.6 km².

Geomorfología.

La geomorfología en esta zona está representada por una gran planicie costera, constituida en general por material granular, así mismo se aprecian algunos lomeríos que alcanzan los 20 msnm.

La mayor parte de la superficie de esta región presenta una altitud muy próxima al nivel del mar, quedando cubierta por material aluvial; morfológicamente está integrada a la planicie denominada Llanura Costera del Golfo Sur.

1.2 Generalidades de la Ciudad de Villahermosa

La ciudad de Villahermosa (Ver Figura 1.2.1), capital del estado de Tabasco y cabecera del municipio de Centro, se encuentra enclavada en el sureste de México entre los ríos Grijalva y Carrizal, y está localizada geográficamente a 17°59´ de latitud norte, a 92°56´ de longitud oeste y a una altitud media de 10 metros sobre el nivel medio del mar. La ciudad, además de los ríos que la atraviesan posee varias lagunas interiores siendo la de mayor extensión e importancia la Laguna de las Ilusiones.



Al igual que la mayor parte del estado de Tabasco, el clima en Villahermosa es cálido-húmedo. La temperatura durante la primavera puede llegar a superar los 40° C con una humedad relativa superior al 90%, durante el corto invierno el clima es mucho más seco y las temperaturas son mucho más bajas.



1.2.1 Ciudad de Villahermosa, Tabasco

En esta ciudad residen los poderes políticos del estado. Es la principal ciudad del estado de Tabasco y concentra la mayor población urbana del mismo. La ciudad se destaca como un centro de negocios y administración de la industria petrolera. Nombrada como *La Esmeralda del Sureste*, Villahermosa es actualmente una ciudad moderna con una gran abundancia de recursos naturales.

Villahermosa posee los principales edificios públicos del municipio y las representaciones estatales y federales. Su población es de 301,238 habitantes, según datos del INEGI en 1990. Las principales actividades económicas desarrolladas en Villahermosa son: el comercio y la prestación de servicios estatales y regionales.



1.3 Descripción del proyecto.

En la Subregión Bajo Grijalva-Planicie se presentan inundaciones con una frecuencia de una cada año, principalmente como consecuencia de la intensidad y duración de las lluvias, de la falta de regulación y control de avenidas extraordinarias con altas velocidades y de la gran capacidad de arrastre de sedimentos hacia ríos con escasas pendientes.

Por otra parte, la infraestructura carretera y petrolera obstruyen el drenaje natural de los cauces agravando los problemas de inundación; asimismo el azolvamiento de los cauces ha reducido paulatinamente su capacidad hidráulica. Por esta razón es que deben planearse obras de control de inundaciones, ya que dichos conceptos tienen un efecto importante en las inundaciones de la planicie de Tabasco, en consecuencia el aspecto más importante en la planicie es cómo manejar el agua en exceso.

El territorio es más que susceptible a la incidencia de inundaciones debido al sistema hidrológico dentro del que se encuentra ubicado en las cuencas de los Ríos Grijalva y Usumacinta, ya que la mayor parte del mismo está conformado por zonas bajas, sustituyendo áreas para el desarrollo agrícola, ganadero y el crecimiento urbano.

La ciudad de Villahermosa es uno de los puntos más afectados por inundaciones ya que es prácticamente una isla entre cauces de ríos, y capta los gastos extraordinarios de los mismos, así como los escurrimientos excedentes de otras corrientes o afluentes.



Con base en lo anterior se hace indispensable proteger a las localidades de Tabasco contra posibles inundaciones, evitando así los altos costos sociales y económicos que conllevan este tipo de fenómenos naturales

A través del Proyecto Integral Contra Inundaciones (PICI) que se realiza en coordinación con la Comisión Nacional del Agua, se contempló una inversión de más de 2 mil millones de pesos del 2003 al 2006 para completar la construcción de bordos de protección de los Ríos Carrizal, Usumacinta y Grijalva; así como la construcción de los sistemas de conducción de agua y excedentes que conforman los Sistemas Mezcalapa-Samaria y de La Sierra-Grijalva, el proyecto de construcción de una estructura de control sobre el Río de La Sierra es parte de dichos proyectos.

La estructura de control en el Río de La Sierra, se localizará a 10.6 km. aguas arriba de su confluencia con el Río Grijalva en el poblado de Villa Parrilla, municipio de centro, Tabasco (Figura 1.3.1)

Esta obra permitirá controlar el gasto derivado hacia el Río Grijalva, dejando pasar únicamente los gastos de conservación hacia Villahermosa, y con ello proteger la zona urbana y conurbana del sureste de la ciudad derivando los excedentes hacia la zona de regulación de los Zapotes.

En un estudio de ingeniería realizado entre 2002 y 2003 se desarrolló el diseño de una estructura de control sobre el río de La Sierra.

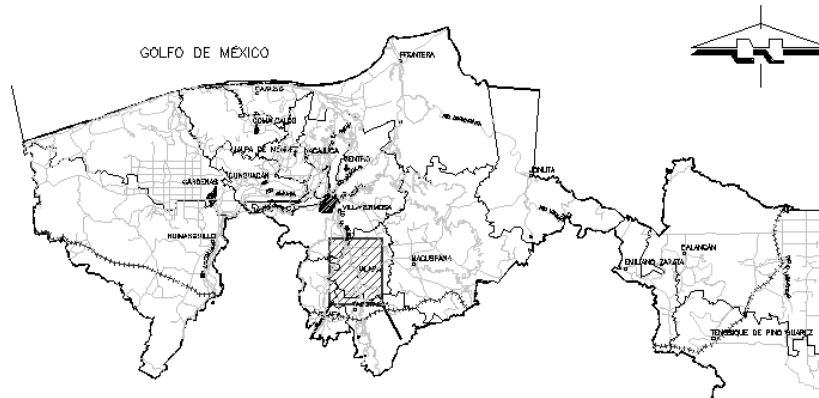


Figura 1.3.1 Ubicación de la estructura.

El propósito de esta estructura es doble, por una parte, controlar las avenidas del Río de La Sierra para así salvaguardar a la población del estado y por otra parte remansar el agua del río para poder derivar un gasto a la laguna artificial de Sabanilla, el cual es un proyecto conjunto al del Río de La Sierra.

Para poder lograr esto la estructura está diseñada para “contraer” la vena líquida y, con esto, originar un desnivel debido a la contracción en la sección del río, además, gracias a esto el tirante aguas arriba aumenta por lo que se tiene más agua para poder enviarla a donde se necesite.

La forma de la estructura, según la clasificación de Sotelo, es la de pilas lenticulares redondeadas, con una relación de redondeo igual a dos veces el diámetro de la pila, equivalente a su ancho, que es de 5 metros y, de longitud las pilas miden 41.7 metros con un ancho variable dependiendo del lugar donde se encuentre (Figura 1.3.2)

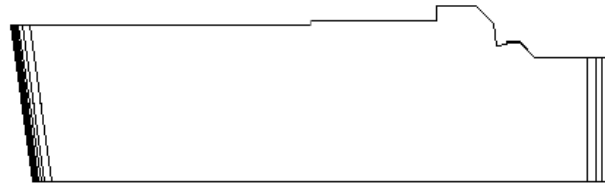


Figura 1.3.2. Forma de las pilas

En este proyecto se piensan construir 5 pilas con la forma explicada anteriormente en el cauce del Río de La Sierra y con la siguiente distribución (Figura 1.3.3).

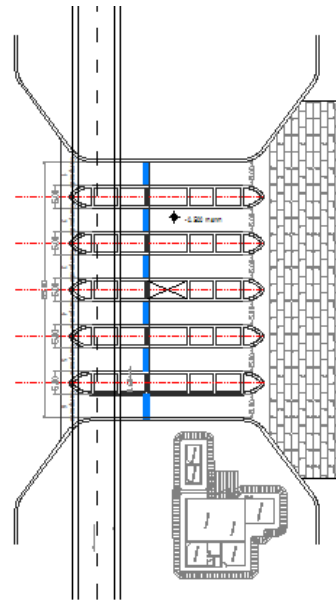


Figura 1.3.3 Distribución de las pilas.

En los capítulos siguientes se explicará la base teórica utilizada para la realización del diseño de estas pilas, los cálculos necesarios para probar la eficiencia del modelo hidráulicamente y los experimentos realizados en el laboratorio.



CAPÍTULO 2 CALCULOS HIDRAULICOS DE LA ESTRUCTURA DE CONTROL

2.1 Energía específica.

El análisis de la ecuación de la energía en un flujo rectilíneo a superficie libre es suficiente si se realiza con los términos de carga de presión y de energía cinética.

La energía específica en una sección del canal es la que corresponde al flujo a través de ella, y se mide con respecto al fondo de esta. Para una sección de forma cualquiera y área hidráulica A , donde fluye el gasto Q con velocidad V igual a Q/A y $z=0$, la energía específica queda expresada de la siguiente forma:

$$E = y \cos \theta + a \frac{V^2}{2g} = y \cos \theta + a \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (\text{Ec. 2.1.1})$$

Es decir, equivale a la suma de la carga de presión en el fondo y a la carga de velocidad. El valor de θ corresponde al ángulo de inclinación del fondo de la sección respecto de la horizontal. Si θ es pequeño $\cos \theta = 1$.

Siendo el área A función únicamente del tirante y de la geometría del canal, la energía específica lo es también de él si Q es constante. En la figura 2.1.2 se presenta la gráfica de la ecuación 2.1.1 mediante la curva ABC con dos ramas. La abscisa de cualquier punto P sobre la curva representa la energía específica en la sección donde ocurre la carga de presión y $\cos \theta$, está a su vez representada por la ordenada. La rama AC se aproxima asintóticamente al eje horizontal, y la BC a la línea OD que pasa por el origen con inclinación de 45° . Existe una tercera rama de la curva, no mostrada en la figura, que corresponde a las soluciones con tirante negativo sin interés práctico.

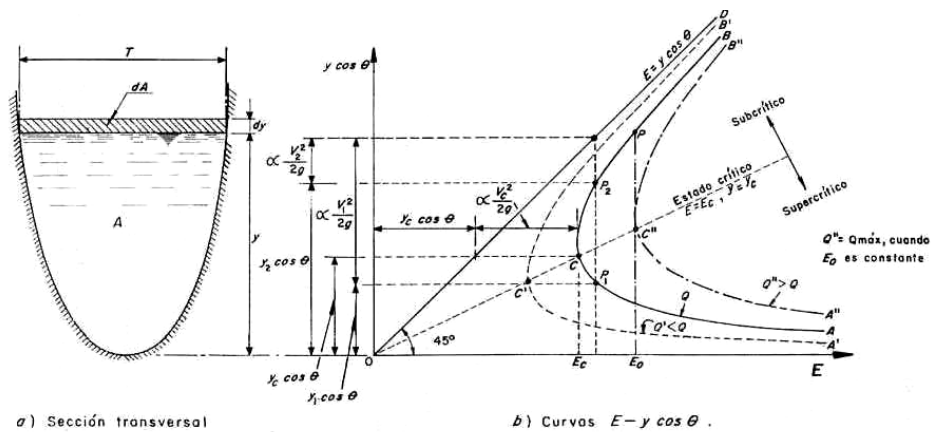


Figura 2.1.2 Gráfica de Energía específica.

La curva muestra que, para una determinada energía específica existen dos valores del tirante, llamados tirantes alternos, el menor y_1 y el mayor y_2 así como dos valores de la velocidad: V_1 y V_2 . En el punto C la energía específica E_c es la mínima con la que puede pasar el gasto a través de la sección y por consecuencia existe un solo tirante $y = y_c$ y una sola velocidad $V = V_c$, de modo que:

$$E_c = y_c \cos \theta + \alpha \frac{V_c^2}{2g} \tag{Ec. 2.1.3}$$

Este corresponde a la condición de flujo en régimen o estado crítico.

Cuando el tirante es mayor que y_c la velocidad es menor que V_c para el gasto dado, esto es, la rama superior de la curva $E-y \cos \theta$ corresponde a un régimen de flujo con tirante grande y velocidad pequeña, conocido como subcrítico o tranquilo.

Por el contrario, cuando el tirante es menor que y_c , la velocidad es mayor que V_c , es decir, un régimen de flujo con tirante pequeño y gran velocidad, conocido como supercrítico o rápido, representada por la rama inferior de la curva. El tirante o la velocidad en cada régimen adquieren el nombre que corresponda subcrítico o



supercrítico.

Si el gasto adquiere otro valor (pero de todos se mantiene constante), la curva de energía específica cambia a las posiciones $A'C'B'$ y $A''C''B''$, según el gasto sea menor o mayor respectivamente que el usado para la construcción de la curva ACB.

Por otra parte debido a que la carga de velocidad depende del gasto pero también a las dimensiones de la sección, un cambio de alguna de estas tiene un efecto similar de desplazamiento de la curva de energía específica representada, que el de un cambio del gasto.

También se observa que al elegir una energía específica E_0 constante, el punto C'' indica la última curva $E - y \cos^3 \theta$ intersecada por la vertical de la abscisa E_0 . Puesto que el gasto para cada curva crece o las dimensiones de la sección disminuyen a medida que la curva se desplaza al a derecha, dicho punto señala la condición correspondiente al gasto máximo que podría fluir con energía específica mínima igual a E_0 , esto es, $E_0 = E_c$, para el gasto Q_c que corresponde a la curva que pasa por C'' . Idéntico razonamiento se sigue si la dimensión de la sección disminuye, en cuyo caso, se obtiene la dimensión mínima con la misma E_c .

Cálculo de las curvas de energía específica para la estructura de control.

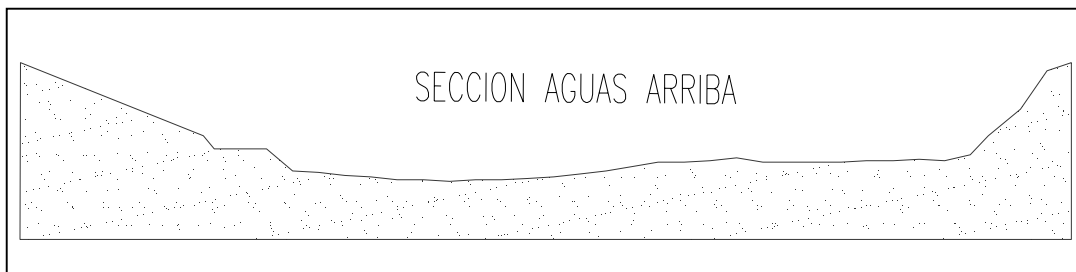
Para el caso de la estructura sobre el Río de La Sierra, se calcularon las curvas de energía específica vs. tirante para tres secciones representativas en el proceso: La primera es la sección aguas arriba de la estructura, la segunda es la sección transversal del río con la estructura construida y la tercera es la sección de aguas



abajo de la estructura.

1. Sección aguas arriba de la estructura.

Para esta sección calculamos, a partir de la ec. 2.3 la energía específica para un tirante determinado por lo cual se utiliza una hoja de cálculo a partir de la batimetría del río, la indica que la sección es:



Para la cual se obtuvo la siguiente tabla:

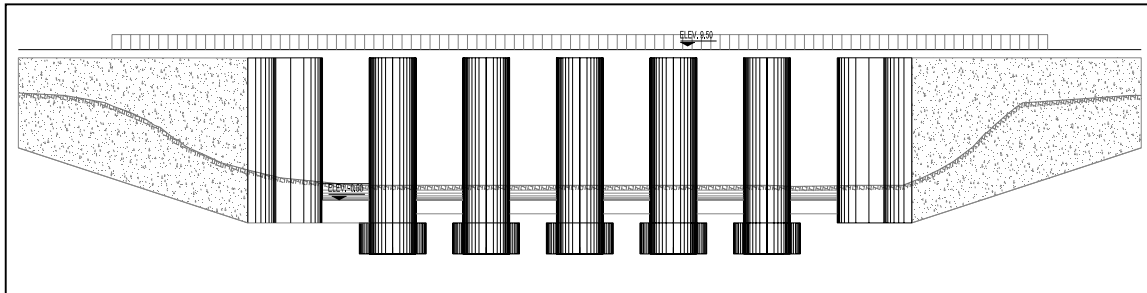
Sección aguas arriba.						
y	Q	A	P	V	V ² /2g	E
(m.)	(m ³ /s)	(m ²)	(m)	(m/s)	(m)	(m.)
-0.5	500	0	0	#¡DIV/0!	#¡DIV/0!	#¡DIV/0!
0	500	8.2373	54.4575	60.6995011	187.789471	187.789471
1	500	49.1145	135.9589	10.180293	5.28228162	6.28228162
1.5	500	87.0426	154.7106	5.7443137	1.68181141	3.18181141
2	500	127.7176	169.6709	3.91488722	0.78115912	2.78115912
2.5	500	170.2661	172.7454	2.93657986	0.43952606	2.93952606
3	500	213.7809	178.3289	2.33884318	0.2788067	3.2788067
4	500	305.2823	190.7003	1.63782833	0.1367218	4.1367218
5	500	402.6375	202.1523	1.2418118	0.07859819	5.07859819
6	500	504.8686	212.9369	0.9903567	0.04999013	6.04999013
7	500	612.9856	223.8308	0.81567985	0.03391099	7.03391099

La cual se graficó para poder comparar las curvas.



2. Sección transversal de las pilas.

Para esta sección, a partir del plano de ubicación de la estructura se puede notar que la sección es:



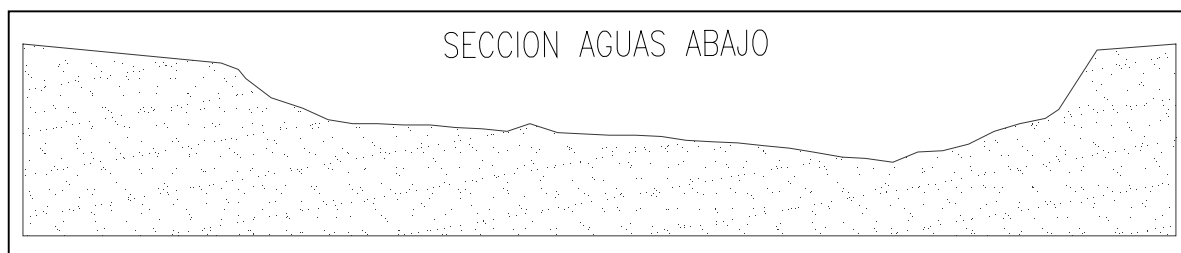
Y la tabla obtenida es:

Sección transversal					
y (m.)	Q (m ³ /s)	A (m ²)	V (m/s)	V ² /2g (m)	E (m.)
-0.5	500	0	#¡DIV/0!	#¡DIV/0!	#¡DIV/0!
0	500	0	#¡DIV/0!	#¡DIV/0!	#¡DIV/0!
1	500	30	16.6666667	14.1578888	15.1578888
1.5	500	45	11.1111111	6.29239501	7.79239501
2	500	60	8.33333333	3.53947219	5.53947219
3	500	90	5.55555556	1.57309875	4.57309875
4	500	120	4.16666667	0.88486805	4.88486805
5	500	150	3.33333333	0.56631555	5.56631555
6	500	180	2.77777778	0.39327469	6.39327469
7	500	270	1.85185185	0.17478875	7.17478875

La gráfica para esta condición se compara la final con las otras dos calculadas.

3. Sección aguas abajo de la estructura.

Para esta sección la batimetría fue la siguiente:

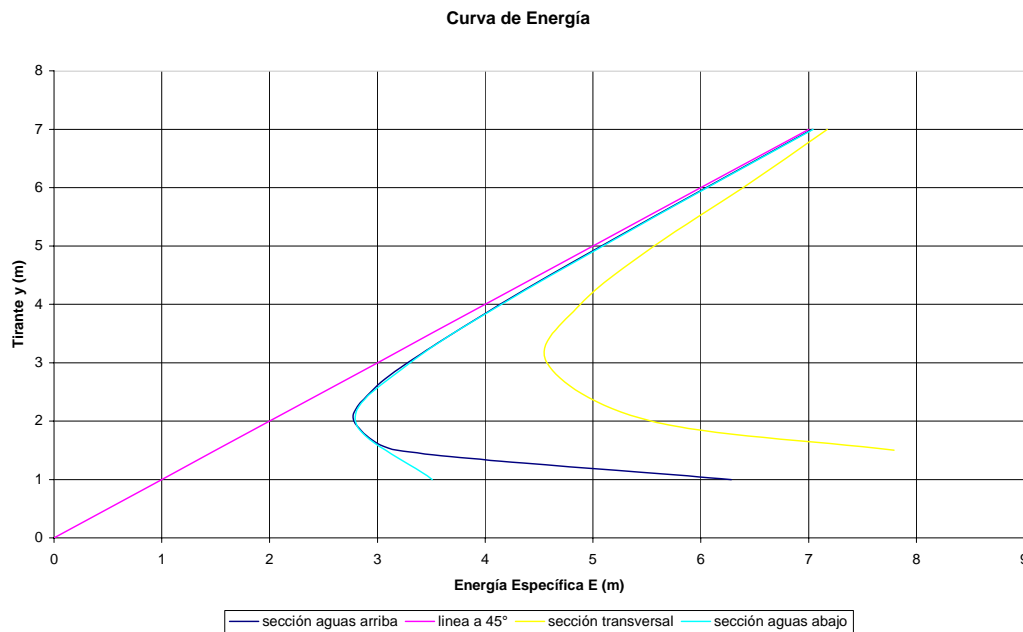




Y la tabla con los parámetros para el cálculo de la curva de Energía Específica:

Sección aguas abajo.						
y (m.)	Q (m ³ /s)	A (m ²)	P (m)	V (m/s)	V ² /2g (m)	E (m.)
0	500	20.0086	54.4575	24.9892546	31.8278719	31.8278719
1	500	71.273	135.9589	7.01527928	2.50836612	3.50836612
2	500	126.5701	169.6709	3.95038007	0.7953875	2.7953875
3	500	205.3739	178.3289	2.43458395	0.30209985	3.30209985
4	500	288.6721	190.7003	1.73206902	0.15290841	4.15290841
5	500	374.7917	202.1523	1.33407437	0.09071123	5.09071123
6	500	463.3669	212.9369	1.07905852	0.05934594	6.05934594
7	500	560.2019	223.8308	0.89253535	0.04060241	7.04060241

Finalmente graficando y comparando las curvas obtenidas para las tres secciones se ve que el tirante crítico se desplaza con la presencia de la estructura de control por lo que en el siguiente subcapítulo se calculará este para saber con exactitud su valor.



Comparación de curvas de energía específica para tres condiciones.



2.2 Régimen crítico.

Condición de gasto constante.

Anteriormente se explicó que un gasto conocido puede fluir a través de una sección dada de un canal con dos posibles tirantes, característicos de dos tipos diferentes de régimen, y la misma energía específica; es decir, que alguno de los dos regímenes puede ocurrir para cada valor de la energía específica.

Un cambio lógico para explorar la diferencia entre los dos tirantes consiste en analizar primero el que representa el punto C de la figura 2.2.7, ubicado en la condición límite entre los dos regímenes alternos, para el que la energía específica es la mínima con que puede fluir el gasto conocido a través de la sección del canal.

Para un gasto constante y suponiendo que α también es constante, la derivada con respecto a y de la ecuación 2.2.1 es:

$$\frac{dE}{dy} = \cos\theta - \frac{Q^2}{gA^3/\alpha} \frac{dA}{dy} = \cos\theta - \frac{V^2}{gA/\alpha T} \quad (\text{Ec. 2.2.1})$$

donde el elemento de área dA sobre la superficie libre en la figura 1 es igual a Tdy ; por lo que $T = dA/dy$. Además, una definición más amplia del número de Froude en canales de gran pendiente es:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gA \cos\theta / \alpha T}} \quad (\text{Ec. 2.2.2})$$

Con ésta, la ecuación anterior se convierte en:

$$\frac{dE}{dy} = \left(1 - \frac{Q^2 T}{gA^3 \cos\theta / \alpha} \right) \cos\theta = (1 - F^2) \cos\theta \quad (\text{Ec. 2.2.3})$$



Si el canal es de pendiente pequeña, $\cos \theta = 1$.

Para determinar el mínimo E se utiliza el criterio de la primera derivada ($dE/dy = 0$) y de la ecuación 2.2.2 se obtienen dos ecuaciones equivalentes entre sí, a saber:

$$F_c = \frac{V_c}{\sqrt{gA_c \cos \theta / \alpha T_c}} = 1 \quad (\text{Ec. 2.2.4 a})$$

$$\frac{Q^2}{g \cos \theta / \alpha} = \frac{A_c^2}{T_c} \quad (\text{Ec. 2.2.4 b})$$

La última también se puede escribir en la forma:

$$\alpha \frac{Q^2}{2gA_c^2} = \alpha \frac{V_c^2}{2g} = \frac{1}{2} \frac{A_c}{T_c} \cos \theta \quad (\text{Ec. 2.2.4 c})$$

La ecuación 2.2.4, en cualquiera de sus formas, impone las condiciones del flujo en régimen crítico, coincidentes con el punto de energía específica mínima o crítica. La ecuación 2.2.4 a corresponde a la misma condición del flujo en régimen crítico, a través de la definición general del número de Froude en canales de gran pendiente. La ecuación 2.2.4 b indica una clara relación entre el gasto en la sección, sus elementos geométricos y el ángulo θ de inclinación del canal en dicha sección.

Por todo lo anterior, es válido considerar que la rama superior E – $y \cos \theta$ en la figura 2.2.7 corresponde al régimen subcrítico o tranquilo y la inferior, al supercrítico o rápido, y que en cada régimen el tirante o la velocidad adquieren el nombre que corresponda: subcrítico o supercrítico.

Si el canal es de pendiente pequeña, las ecuaciones 2.2.4 a, b y c, se



convierten de la siguiente manera:

$$F_c = \frac{V_c}{\sqrt{gA_c/\alpha T_c}} = 1 \quad (\text{Ec 2.2.5 a})$$

$$\frac{Q^2}{g/\alpha} = \frac{A_c^3}{T_c} \quad (\text{Ec 2.2.5 b})$$

$$\alpha \frac{V_c^2}{2g} = \frac{1}{2} \frac{A_c}{T_c} \quad (\text{Ec 2.2.5 c})$$

De acuerdo a la ecuación 2.2.4c, la energía específica mínima del canal se obtiene de la expresión:

$$E_c = \left[y_c + \frac{1}{2} \frac{A_c}{T_c} \right] \cos \theta \quad (\text{Ec 2.2.6})$$

Si el canal es de pendiente pequeña, $\cos \theta = 1$.

Todas las ecuaciones anteriores son válidas cualquiera que sea la geometría de la sección del canal. Sin embargo, se debe mencionar que el coeficiente α varía realmente con el tirante. Por tanto, considerarlo constante en la derivación de la ecuación 2.2.1 significa que las ecuaciones resultantes no son del todo exactas, pero su grado de precisión es suficiente en la práctica.

Condición de energía específica constante.

En las curvas de la figura 2.2.7 se considera el caso de energía específica E_0 constante para encontrar con ella la variación de Q y la magnitud del gasto máximo que podría fluir a través de la sección de dimensión conocida con dicha energía específica. El valor máximo de Q corresponde al de la última curva $E - y \cos \theta$ intersecada en el punto C'' por la vertical de abscisa E_0 .

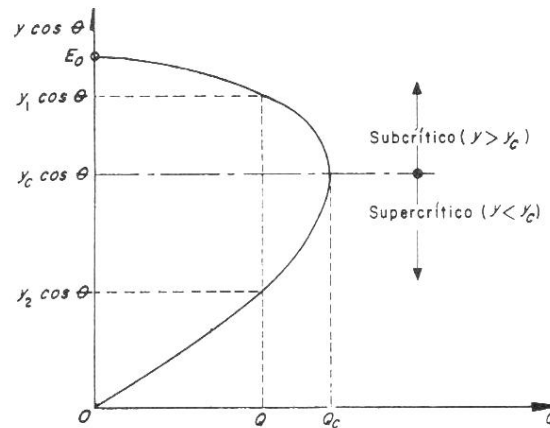


Figura 2.2.7 Curva gasto-tirante para energía específica constante

Como antes se explicó también aquí es válida la aclaración de que el cambio en la dirección de la sección con gasto constante tiene un efecto equivalente al cambio de gasto con dimensión constante de la sección, y que la determinación del gasto máximo es igual a obtener la dimensión mínima. De la ecuación 2.2.1 se tiene:

$$Q = \sqrt{2g/\alpha} A (E_0 - y \cos \theta)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec 2.2.8})$$

En ésta, para $y = 0$, $Q = 0$, y para $y \cos \theta = E_0$, $Q = 0$, existe un máximo de Q entre estos dos valores. En efecto, la curva $Q - y \cos \theta$ que se muestra en la figura 2.2.7 representa el lugar geométrico de la ecuación anterior con la forma general para las secciones más usuales, donde se observan dos valores de y para cada valor de Q excepto en el máximo. Para obtener el tirante único correspondiente al gasto máximo, se puede acudir nuevamente al criterio de la primera derivada.

$$\frac{dQ}{dy} = \sqrt{2g/\alpha} \left[\frac{A}{2} (E_0 - y \cos \theta)^{-1/2} (-\cos \theta) + \frac{dA}{dy} (E_0 - y \cos \theta)^{1/2} \right] = 0 \quad (\text{Ec 2.2.9})$$

Con $dA/dy = T$, se obtiene:



$$E_0 = y \cos \theta = \frac{A}{2T} \cos \theta \quad (\text{Ec 2.2.10})$$

Por otra parte, de la ecuación 2.2.10 $E_0 - y \cos \theta = \alpha Q^2 / 2gA^2$, por tanto resulta:

$$\frac{Q^2}{g \cos \theta / \alpha} = \frac{A^3}{T} \quad (\text{Ec 2.2.11})$$

Que es idéntica a la ecuación 2.2.4b e indica que el gasto máximo o crítico $Q = Q_c$ ocurre para el régimen crítico de energía específica mínima $E_c = E_0$, esto es:

$$\frac{Q^2}{g \cos \theta / \alpha} = \frac{A_c^3}{T_c} \quad (\text{Ec 2.2.12})$$

Flujo en una transición.

Los conceptos de energía específica y régimen crítico hacen posible analizar el comportamiento del perfil del flujo a lo largo de un tramo de canal de pendiente pequeña donde cambia el nivel de su plantilla, las dimensiones de su sección o ambas.

La estructura hidráulica en que se producen dichos cambios se conoce comúnmente como transición y las variaciones se cuantifican a lo largo de la coordenada en x , positiva en la dirección del movimiento. Aquí se considera la transición en un canal, suficientemente gradual y lisa para despreciar la pérdida de energía que se produce. Esto simplifica la exposición sin limitar los resultados, ya que pueden generalizarse fácilmente otras formas de sección.



Canal de ancho variable.

Una transición en que cambia el ancho de la sección pero no el nivel de fondo y el gasto total se mantiene constante, se tiene que tratar como de energía específica también constante. O sea, si 1 es la sección aguas arriba y la 2 aguas abajo se debe cumplir que:

$$E_1 = y_2 + \frac{\alpha Q^2}{2gA_2^2} \quad (\text{Ec 2.2.13})$$

Las raíces de la ecuación anterior corresponden a los posibles tirantes y_2 , y para elegir el correcto es necesario analizar el comportamiento del flujo. Con el fin de simplificar el análisis, conviene referirse al caso de una sección rectangular, figura 2.2.16 donde b_2 es el ancho en la sección 2 y $q_2 = Q/b_2$ el gasto unitario en la misma.

La ecuación 2.15 se convierte en:

$$E_1 = E_2 = y_2 + \frac{\alpha q_2^2}{2gy_2^2} \quad (\text{Ec 2.2.14})$$

Existiendo inicialmente el gasto $q_1 = Q/b_1$ en la sección 1. De este modo, el problema se convierte en uno de E constante pero de q variable, como se muestra en la figura 2.2.16 d. De esta manera y de acuerdo con lo que indica dicha figura, se pueden presentar los siguientes casos:

- a) $y_1 > y_c$, $b_2 > b_1$, $q_2 < q_1$, por tanto $y_2 > y_1$; es decir, el tirante crece de 1 a 2.
- b) $y_1 > y_c$, $b_2 < b_1$, $q_2 > q_1$, por tanto $y_2 < y_1$; es decir, el tirante decrece de 1 a 2.
- c) $y_1 < y_c$, $b_2 > b_1$, $q_2 < q_1$, por tanto $y_2 < y_1$; es decir, el tirante decrece de 1 a 2.
- d) $y_1 < y_c$, $b_2 < b_1$, $q_2 > q_1$, por tanto $y_2 > y_1$; es decir, el tirante crece de 1 a 2.

Los casos b) y d) necesitan de algunas aclaraciones adicionales. La disminución



de b no puede ser mayor que la correspondiente a q_c , de manera que el ancho mínimo es:

$$b_c = \frac{Q}{q_c} \quad (\text{Ec 2.2.15})$$

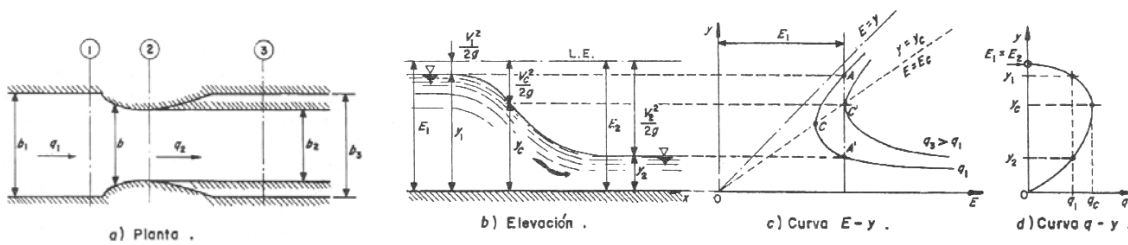


Figura 2.2.16, Flujo en una transición.

toda vez que si $b_2 < b_c$, en el caso b) origina una contracción que altera las condiciones del flujo en la sección 1, modifica el tirante y_1 y con este a E_1 . En este caso la contracción influye de manera importante en las condiciones del flujo aguas arriba y se convierte en un tipo especial de control llamado estrangulamiento, por la forma en que actúa. Para este mismo caso si $b_2 = b_c$ en la sección 2 y después se amplía al ancho final $b_3 = b_1$ (figura 2.2.16 a), el tirante en 2 es y_c para q_c y después disminuye cambiando al régimen supercrítico y ubicándose la solución en la rama inferior correspondiente a $q_2 = q_1$ (figura 2.2.16 b y c). Si $b_2 < b_c$ en el caso d) origina un cambio de régimen supercrítico a subcrítico, que solo se produce mediante un salto hidráulico.

Cálculo del tirante crítico.

Partimos de la ecuación 2.2.12 la cual es:

$$\frac{Q^2}{g \cos \theta / \alpha} = \frac{A_c^3}{T_c}$$



Los datos que se tienen son:

$$Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

T = ancho de la superficie libre = 30 m.

$$A_c = 30y_c$$

Sustituyendo los valores en la ecuación se llega al tirante crítico para la sección entre las pilas, el cual es:

3.05 m.

2.3 Pilas de Puente.

Son una obstrucción del flujo; por tanto, debe presentarse una interacción entre las pilas y el flujo. Aunque el empuje del flujo sobre las pilas es menor en comparación con otras cargas a las que se someten estos elementos estructurales, no se pueden ignorar los efectos de remanso que producen las pilas levantando el nivel del agua aguas arriba de estas. La importancia de los efectos del remanso se debe al aumento en los costos que este produce para la protección por inundaciones.

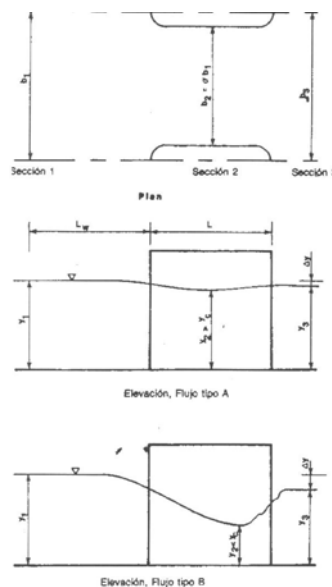


Figura 2.3.1 Esquema de definición para el flujo entre pilas de puentes



La figura 2. 3. 1 define de forma esquemática la situación que se presenta con un par de pilas. Cuando se tiene una contracción como la mostrada en la figura 2.3.1 en un flujo controlado por fricción entonces:

1. El agua en la vecindad de la sección 1 empieza a acelerarse en el área central, mientras que se desacelera en la vecindad de las fronteras. Una aproximación adecuada de la ubicación de la sección 1 se determina si se supone que se encuentra a un ancho de abertura, aguas arriba, del centro de la abertura. Mathai dice que la sección 1 se presenta a una distancia igual a dos veces el ancho de abertura aguas arriba del puente.
2. En la contracción, el flujo se caracteriza por aceleraciones paralelas y normales a las líneas de corriente y por una baja rápida del nivel del agua.
3. Dentro de la contracción, el flujo “vivo” se contrae a un ancho que es menor al de la abertura. El espacio entre el flujo vivo y la frontera sólida está ocupada por vórtices.
4. En la sección 2, el flujo vivo tiene su contracción mínima, que es análoga a la vena contracta en flujo a través de un orificio.
5. En la sección 4 se restablece el flujo uniforme. Entre las secciones 3 y 4 se tiene un flujo gradualmente variado.

La discusión se puede centrar sobre las Figuras 2.3.2 que muestran el esquema básico más sencillo de pilas colocadas en dirección paralela al flujo, inicialmente uniforme, en un canal de sección rectangular de pendiente pequeña u horizontal. El flujo original puede ser subcrítico o supercrítico. El primero es el caso más común, el



segundo ocurre poco en la práctica y el efecto de las pilas consiste en dividir el escurrimiento, produciendo una estela de disturbios hacia aguas abajo, sin transmitir más efectos hacia aguas arriba que los puramente locales en el entorno de la nariz de la pila; la magnitud de aquellos depende de la forma de ésta.

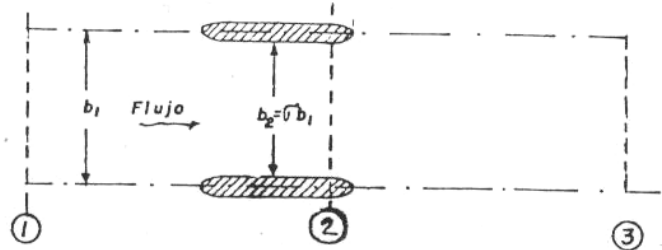


Figura 2.3.2 a Geometría en planta de pilas en dirección del flujo.

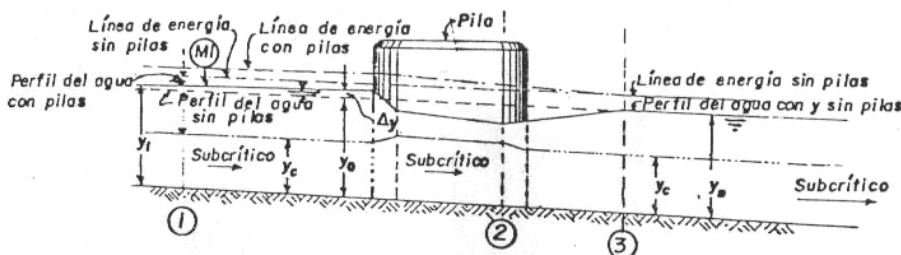


Figura 2.3.2 b Elevación de pilas para un flujo subcrítico. Tipo I

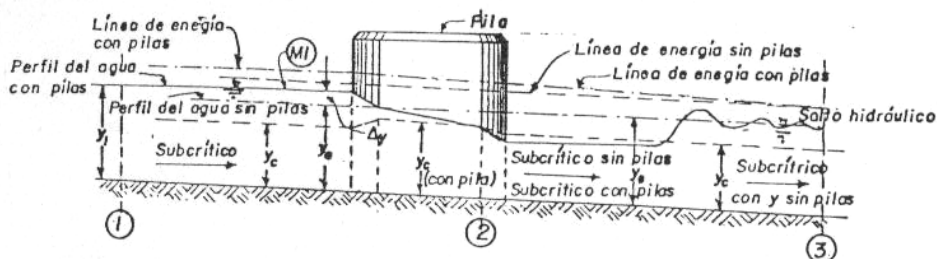


Figura 2.3.2 c Elevación de pilas para un flujo originalmente subcrítico con cambio supercrítico. Tipo II

La Fig. 2.3.2 b muestra el comportamiento de la superficie del agua, en caso de flujo uniforme subcrítico, el cual, hacia aguas arriba, genera un remanso con perfil M1. Entre las pilas se produce un flujo acelerado con disminución del tirante (aunque siempre mayor que el crítico) y que es el resultado de la reducción en el área. Aguas abajo de la pila más allá de cualquier estela turbulenta creada por el obstáculo, las



condiciones del flujo son cercanas al uniforme.

Este flujo se denomina tipo I y es el que encuentra con más frecuencia en la práctica.

La fig. 2.3.2 c muestra el comportamiento en el caso del flujo uniforme originalmente subcrítico y que también genera hacia aguas arriba un remanso con perfil M1. Entre pilas, el flujo se acelera y disminuye el tirante hasta valores iguales o menores que el crítico, para después expandirse aguas abajo de la pila.

En esta expansión puede llegar a producirse un salto hidráulico, de intensidad cada vez mayor, en la medida que el tirante disminuye por debajo del crítico. En cualquier caso se utiliza el mismo criterio para el análisis del flujo de este tipo.

La fig. 2.3.2 d muestra el comportamiento del perfil del agua en el caso de flujo supercrítico antes y después de las pilas, sin generar disturbios hacia aguas arriba y es del tipo III. Para los dos primeros tipos de flujo, la sobreelevación o remanso Δy se define como la diferencia causada en el nivel del agua de la sección 1, por la introducción de las pilas en la corriente. Esta sobreelevación se produce por la presencia de diferentes pérdidas de energía por el paso del agua a lo largo de la estructura y que son: a) la pérdida al pasar de la sección 1 a la zona entre pilas, debida al efecto de las separaciones, vórtices, etc. b) Pérdida por fricción entre las pilas, por el incremento de la velocidad. c) Pérdida por ampliación al pasar de la sección 2 a la 3.

La figura 2 define un sistema rotacional para el siguiente desarrollo. La sección 1 se localiza inmediatamente aguas arriba de la nariz de las pilas del puente, mientras



que la sección A se localiza inmediatamente aguas abajo de la nariz de las pilas. Al aplicar la ecuación de la cantidad de movimiento entre las secciones 1 y A.

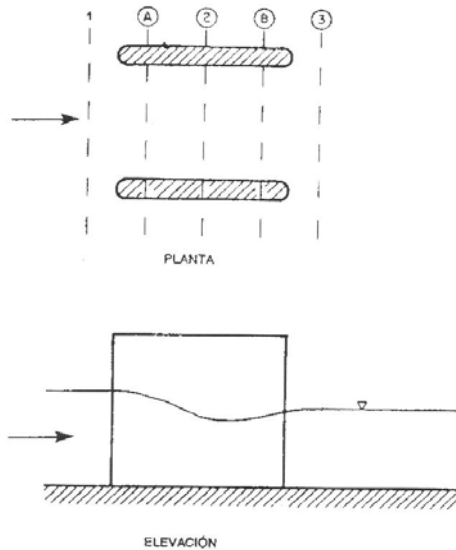


Figura 2.3.3 Planta y perfil del flujo a través de pilas de puentes

$$\beta_1 Q \rho V_1 + \gamma A_1 y_1 - \beta_A Q \rho V_A - \gamma A_A y_A = F \quad (\text{Ec. 2.3.4})$$

Donde

Q = gasto

ρ = densidad del fluido

V_1 y V_A = velocidades medias en las secciones 1 y A respectivamente

β_1 y β_A = coeficientes de corrección de cantidad de movimiento (coeficientes de Boussinesq) en las secciones 1 y A respectivamente

La ecuación 2.3.4 es válida para canales con forma arbitraria y es idéntica a la de cantidad de movimiento general. La ecuación 2.3.4 supone tácitamente que las pérdidas por fricción en las fronteras son despreciables, en los que concierne a la



fuerza ejercida por las pilas sobre el flujo. Si $\beta_1 = \beta_A = 1$, la ecuación 2.3.4 puede reordenarse para dar:

$$\frac{Q^2}{gA_1} + A_1 y_1 - \frac{Q^2}{gA_A} - A_A y_A = \frac{F}{\gamma} \quad (\text{Ec. 2.3.5})$$

Si se supone que las fuerzas estáticas y dinámicas ejercidas por las pilas son:

$$F_s = \gamma A_{P1} y_{P1} \quad (\text{Ec. 2.3.6})$$

$$F_D = \gamma \frac{C_D}{2} \left(\frac{A_{P1}}{A_1} \right) \left(\frac{Q^2}{gA_1} \right) \quad (\text{Ec. 2.3.7})$$

Donde:

F_s = fuerza estática

F_D = fuerza dinámica

A_{P1} = área proyectada de las pilas o pilas con detritos, normal a la dirección del flujo correspondiente a la profundidad y_1

y_{P1} = distancia vertical desde la superficie libre del agua al centroide de A_{P1}

La ecuación 2.3.5 puede reordenarse para dar:

$$M_A = \frac{Q^2}{gA_A} + A_A y_A = A_1 y_1 - A_{P1} y_{P1} + \frac{Q^2}{gA_1^2} \left(A_1 - \frac{C_D}{2} A_{P1} \right) \quad (\text{Ec. 2.3.8})$$

Donde por definición M_A = función momentum en la sección A. Eichert y Peters sugieren que $C_D = 2$ para pilas de aristas cuadrada y $C_D = 1.33$ para pilas con aristas semicirculares. En forma similar, el principio de conservación de cantidad de movimiento, se puede aplicar entre las secciones B y 3 o

$$M_B = \frac{Q^2}{gA_B} + A_B y_B = A_3 y_3 - A_{P3} y_{P3} + \frac{Q^2}{gA_3} \quad (\text{Ec. 2.3.9})$$



Donde: A_{P3} = área proyectada normal a la dirección del flujo correspondiente al tirante y_3 , y_{P3} = distancia vertical entre la superficie del agua y el centroide de A_{P3} , además, solo se presenta una componente de fuerza estática.

Si se supone que la fuerza ejercida por las pilas de puente es insignificante entre las secciones A y B, entonces la función momentum debe mantenerse constante en estas dos secciones y en todas las secciones intermedias o

$$M_A = M_2 = M_B \tag{Ec. 2.3.10}$$

Las ecuaciones 2.3.8 pueden combinarse para dar

$$A_1 y_1 - A_{P1} y_{P1} + \frac{Q^2}{g A_1^2} \left(A_1 - \frac{C_D}{2} A_{P1} \right) = \frac{Q^2}{g A_2^2} + A_2 y_2 = A_3 y_3 - A_{P3} y_{P3} + \frac{Q^2}{g A_3^2} \tag{Ec. 2.3.11}$$

La ecuación 2.3.11 contiene tres expresiones para la función momentum dentro de la abertura del puente que se dibujan en la figura 2.3.12. Estas tres expresiones para la función momentum relacionan los tirantes aguas arriba, aguas abajo y dentro de la abertura del puente. Así mismo, estas expresiones solo están en función de: el gasto, la geometría del canal y la geometría de las pilas de puentes.

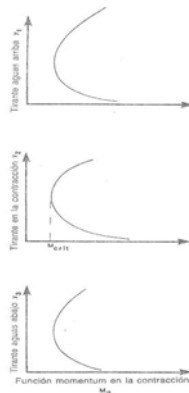


Figura 2.3.12 Relación de la función moméntum en contracciones a tirantes a) aguas arriba de, b) dentro y c) aguas debajo de la contracción.



Dada la situación descrita arriba, se tienen varios enfoques posibles para la solución del problema. Por ejemplo se puede suponer que:

$$M_1 - M_2 = P_f \quad (\text{Ec. 2.3.13})$$

Donde M_1 y M_2 = funciones de cantidad de movimiento específico en las secciones 1 y 2 respectivamente, y P_f = coeficiente de arrastre de la pila.

Aunque la ecuación anterior 2.3.13 es un enfoque racional a la solución del problema, generalmente no se considera porque no toma en cuenta la forma de la pila. La solución precisa del problema de las pilas de puentes necesita experimentos.

Yarnell, examinó experimentalmente el flujo a través de las pilas de puentes y determinó

$$\frac{\Delta y}{y^3} = kF_3^2(k + 5F_3^2 - 0.6)(\sigma + 15^4) \quad (\text{Ec. 2.3.14})$$

Donde, refiriéndose a la figura 2.3.1, Δy = diferencia de tirantes entre las secciones 1 y 3 ; F_3 = número de Froude en la sección 3; k = parámetro empírico que caracteriza la forma de la pila (tabla 2.3.17); y

$$\sigma = 1 - \Gamma \quad (\text{Ec. 2.3.15})$$

$$\Gamma = \frac{b_2}{b_1} \quad (\text{Ec. 2.3.16})$$

En sus experimentos Yarnell examinó casos en los que Γ se encontraba entre 0.88 y 0.50. Aunque estos valores de Γ representan contracciones más fuertes que las encontradas en la práctica moderna, la tendencia de los resultados de Yarnell es que la extrapolación de estos, para los valores de σ en el rango de 0.95, deben ser válidos.



Tabla 2.3.17 Valores de K en la ecuación 2.3.14

Forma de la pila	k
Inicio y final semicirculares	0.9
Inicio y final en forma de lente*	0.9
Pilas de dos cilindros con diafragma entre ellos	0.95
Pilas de dos cilindros sin diafragma	1.05
Inicio y final triangulares de 90°	1.05
Inicio y final cuadrados	1.25

*Un inicio o final en forma de lente se forma con dos curvas circulares que tienen cada una un radio igual al doble del ancho de la pila y son tangenciales a una cara de la pila.

Los experimentos de Yarnell suponen que σ es lo bastante grande para no estrangular el flujo, i.e., provoca flujo crítico. El valor del límite de Γ , debajo del cual el flujo se estrangula, puede estimarse si se tienen dos suposiciones diferentes. Si $E_1 = E_2$, entonces el valor límite de Γ puede estimarse por

$$\Gamma_L = \left[\frac{27F_1^2}{(2 + F_1^2)^3} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec 2.3.18})$$

Y si $M_2 = M_3$, entonces

$$\Gamma_L = \frac{[2 + (1/\Gamma L)]^3 F_3^4}{(1 + 2F_3^2)^3} \quad (\text{Ec 2.3.19})$$

Donde Γ_L = valor límite de Γ y E_1 y E_2 son las energías específicas en las secciones 1 y 2 respectivamente. Henderson recomendó que la ecuación 2.3.19 debe emplearse para estimar Γ porque no depende de la suposición de la conservación de energía; además sus variables independientes se conocen inicialmente. Siempre y



cuando la Ecuación de Yarnell hubiera empleado para distinguir entre el flujo tipo A y el tipo B. Cuando se tiene flujo tipo B se presenta un salto hidráulico aguas debajo de la sección 2.

La contracción del campo de flujo en un puente puede servir también para medir de manera indirecta el gasto. La ecuación para el gasto se deriva al escribir y combinar las ecuaciones de energía y continuidad entre las secciones 1 y 3 o:

$$Q = C_D A_2 \sqrt{2g \left(\Delta y + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} - h_f \right)} \quad (\text{Ec 2.3.20})$$

Donde:

Q = gasto

C_D = coeficiente de gasto

V_1 = velocidad en la sección 1

h_f = pérdida por fricción entre las secciones 1 y 2

A_2 = área de flujo de la sección 2

Mathai notó que la sección 2 define el área mínima sobre una línea paralela a la contracción, que a menudo se localiza entre las pilas. Si se presenta socavación entre las pilas entonces quizás alguna sección entre estas no sea la del área mínima. Además, cuando la socavación es muy marcada el flujo entre las pilas puede controlarse por el vado de socavación en vez de por la contracción.

El factor de corrección por energía cinética de la ecuación 2.3.20 se estima mediante

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^N (K_i)^3 / (A_i)^2}{K_T^3 / A_T^2} \quad (\text{Ec 2.3.21})$$



Donde:

A = área de flujo

K = factor de sección

i = subíndice de la subsección de la sección transversal entera

T = subíndice de la sección transversal entera

La pérdida por fricción de la ecuación se estima al dividir la distancia entre la sección 1 y 3 en dos tramos: de la sección 1 a la cara aguas arriba de la entrada del puente y, desde ésta hasta la sección 3.

La variable h_f se estima entonces por

$$h_f = L_w \left(\frac{Q^2}{K_1 K_3} \right) + L \left(\frac{Q}{K_3} \right)^2 \quad (\text{Ec 2.3.22})$$

Donde

L_w = longitud de la sección de llegada

L = longitud de la contracción del puente

K_1 y K_3 = factores de sección en las secciones 1 y 3, respectivamente

Las distancias L_w y L se definen en la figura 2.3.1.

En la ecuación 2.3.20 el coeficiente de gasto es una combinación de: 1) un coeficiente de contracción, 2) un coeficiente de pérdidas por turbulencia, y 3) un coeficiente de corrección por velocidad para la sección de control. En notación funcional

$$C_D = f\left(\sigma, \frac{L}{b}, \frac{r}{b}, \frac{w}{b}, \theta, \frac{x}{b}, \frac{ya + yb}{2b}, \frac{t}{y3 + \Delta y}, j, F, \xi, e, S\theta, Ld, \frac{Ld}{bd}\right) \quad (\text{Ec 2.3.23})$$



Rehbock, en 1921, publicó una serie de fórmulas experimentales para determinar el valor Δy . Estas fueron simplificadas por Reh, en 1958, para obtener una sola que es:

$$\Delta y = \frac{a_2}{A_3} \left[\delta - \frac{a_2}{A_3} (\delta - 1) \right] \left[0.4 + \frac{a_2}{A_3} + 9 \left(\frac{a_2}{A_3} \right)^3 \right] \left(1 + 2 \frac{V_3^2}{2gy_3} \right) \frac{V_3^2}{2g} \quad (\text{Ec 2.3.24})$$

En esta ecuación: a_2 es el área ocupada por las pilas debajo del nivel del agua, A_3 el área hidráulica en la sección 3, δ es un coeficiente que depende de la forma de la pila y y_3 el tirante hidráulico o medio en la sección original. La ecuación 2.3.24 es válida aún en el caso de canales rectangulares donde cambia el ancho de plantilla.

En el caso de ancho constante: $a_2/A_3 = 1 - \sigma = \alpha$ y puesto que $\Delta y = y_1 - y_3$, de la ecuación 2.3.24 con $Fr_3^2 = V_3^2/gy_3$ se obtiene que:

$$\frac{y_1}{y_3} = 1 + \alpha \left[\delta - \alpha (\delta - 1) \right] \left[0.4 + \alpha + 9\alpha^3 \right] \left(1 + Fr_3^2 \right) \frac{Fr_3^2}{2} \quad (\text{Ec 2.3.25})$$

De la ecuación de la energía entre las secciones 1 y 3, la pérdida de energía vale:

$$\frac{h_r}{y_3} = \frac{y_1}{y_3} - 1 + \frac{V_1^2 - V_3^2}{2gy_3} = \frac{y_1}{y_3} + \frac{1}{2} \left(\frac{V_1^2}{gy_3} - Fr_3^2 \right) - 1 \quad (\text{Ec 2.3.26})$$

Además de la ecuación de continuidad: $V_1 = V_3 y_3 / y_1$, por tanto:

$$\frac{h_r}{y_3} = \frac{y_1}{y_3} + \frac{1}{2} \left[Fr_3^2 \left(\frac{y_3}{y_1} \right)^2 - Fr_3^2 \right] - 1 \quad (\text{Ec 2.3.27})$$

Finalmente se tiene que:

$$\frac{h_r}{y_3} = \frac{y_1}{y_3} - \frac{1}{2} Fr_3^2 \frac{(y_1/y_3)^2 - 1}{(y_1/y_3)^2} - 1 \quad (\text{Ec 2.3.28})$$



en la que y_1/y_3 se obtiene de la ecuación 2.3.26

Considerando que la pérdida de energía se puede calcular con la ecuación general:

$h_r = KV_3^2/2g$, de la ecuación 2.3.28 se tiene que el coeficiente K vale:

$$K = 2 \left(\frac{y_1/y_3 - 1}{Fr_3^2} \right) - \frac{(y_1/y_3)^2 - 1}{(y_1/y_3)^2} \quad (\text{Ec. 2.3.29})$$

Los resultados de las ecuaciones 2.3.25 a 2.3.29 son válidos en el caso de velocidades normales.

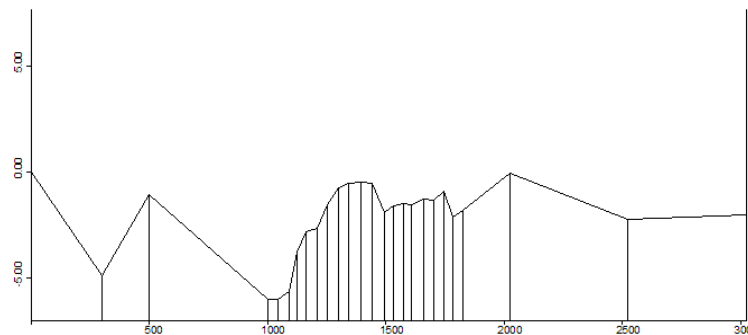
La forma de la ecuación empleada por Eichert y Peters es la siguiente:

$$\Delta y = 2k \left(k + \frac{10V_3^2}{2gy_3} - 0.6 \right) \left[\frac{A_{P3}}{A_3} + 15 \left(\frac{A_{P3}}{A_3} \right)^4 \right] \frac{V_3^2}{2g} \quad (\text{Ec. 2.3.30})$$

Donde $\Delta y = y_1 - y_3 =$ diferencia entre las elevaciones aguas arriba y abajo y $k =$ un coeficiente (tabla 2.3.17).

Cálculos realizados.

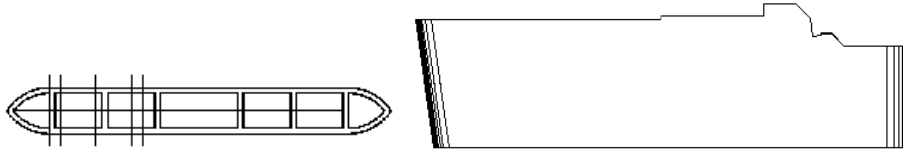
Se define la sección a estudiar dentro del perfil del río, de acuerdo a datos proporcionados por la Comisión Federal de Electricidad, CFE, el perfil del río de La Sierra es el siguiente:



Perfil del río de La Sierra.

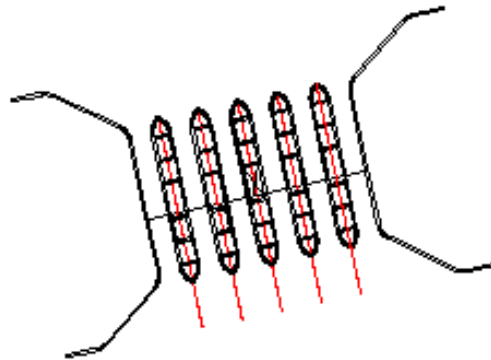


Como se observa se escogió un punto en donde la cota de fondo fuera uniforme para evitar problemas con el lecho del río; la longitud de las pilas es, de acuerdo al proyecto, de 41.71 m. con la forma señalada en la figura, planta y perfil:



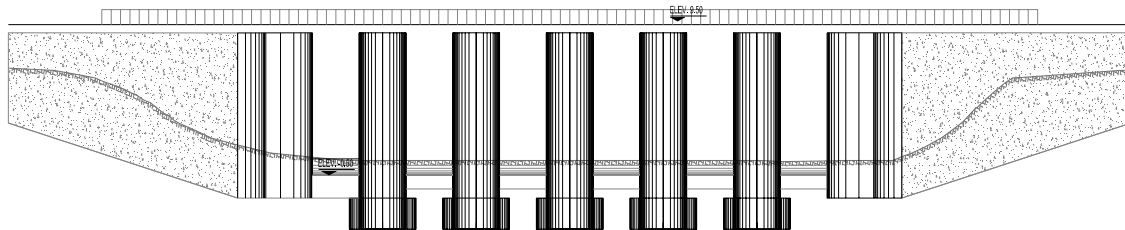
Planta y perfil de las pilas.

La cual según la clasificación de Sotelo, es la de pilas semicirculares, el ancho de las pilas es de 5 m. y la distribución es la siguiente:



Distribución de las pilas.

La sección del río a considerar en el cálculo hidráulico de la estructura es el siguiente:

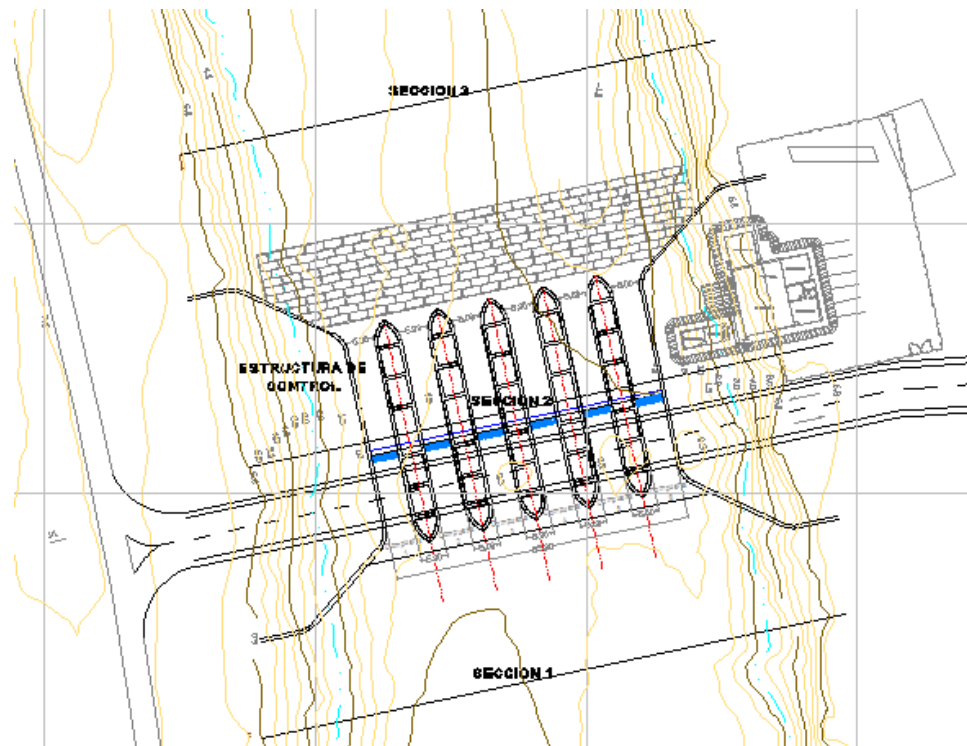


Sección transversal del río.



Definición de secciones.

En este estudio se toman tres secciones: la sección 1 ubicada aguas arriba de la estructura. La sección 2 se ubica exactamente a la mitad de la estructura en la sección conocida como eje 0. Por último la sección 3 está ubicada aguas abajo de la estructura en una zona en la cual no estuviera afectada por efectos del agua a la salida de la estructura como es turbulencias, vórtices cambio de sección debido a socavación, etc.



Definición de secciones.

Se realiza el cálculo de los parámetros hidráulicos básicos, tirantes, áreas, perímetros mojados y anchos de superficie libre, para las secciones definidas anteriormente, no tomando en cuenta el efecto producido por las pérdidas de fricción ni por el cambio de geometría de la sección del río ni por la contracción brusca y



posterior ampliación brusca generada por el agua en su paso por la estructura de control.

En primer lugar consideramos que la energía permanece constante, esto debido a que el gasto nunca se modifica, por lo que nuestra ecuación de la energía entre las secciones 2 y 3 será:

$$y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = y_3 + \frac{V_3^2}{2g}$$

De las cuales se conocen todos los parámetros en la sección 3, los cuales son:

Condiciones en la sección 3			
y_3	6.75	Q_3	500
A_3	534.6024	$b_3 = T_3$	120
V_3	0.935274514	P	204.8909
$V_3^2/2g$	0.044584017		
E_3	6.795		
F_3	0.141475021	F_3^2	0.020015182

y para la sección 2 se tiene lo siguiente:

y_1 (m)	¿?	Q (m ³ /s)	500
A_1 (m ²)	función de y_1	b_1 (m)	30

Sustituyendo todos los datos obtenidos y simplificando queda:

$$y_2^3 - 6.795y_2^2 + 14.15789 = 0$$

La ecuación es de tercer grado por lo que tiene tres soluciones de las cuales se toma el valor mayor positivo el cual es:

$$y_2 = 6.4552 \text{ m.}$$

Ahora, conociendo el valor del tirante y_2 se conocen los parámetros hidráulicos básicos para la sección 2, los cuales son:



Condiciones en la sección 2			
y_2	6.4552	Q_2	500
A_2	193.656	$b_2 = T_2$	30
V_2	2.581897798		
$V_2^2/2g$	0.339765354		
E_2	6.7950		
F_2	0.32445143	F_2^2	0.10526873

Cálculo de la sección 2 a la sección 1.

Ahora se realiza el cálculo para la sección 1 conociendo los datos de la sección 2 . Por lo que utilizando la ecuación de la energía entre las secciones 1 y 2 sección es:

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

Los datos para la sección 1 son:

y_1 (m)	$?_i$	Q (m ³ /s)	500
A_1 (m ²)	función de y_1	b_1 (m)	120

Resolviendo la ecuación de tercer grado generada y tomando el valor del tirante y más alto se obtiene:

$$y_1 = 6.72 \text{ m.}$$

Cálculo para comprobar si hay cambio de régimen.

Se utiliza la ecuación 2.3.19:

$$\sigma = \frac{(2 + \frac{1}{\sigma})^3 Fr_{3L}^4}{(2Fr_{3L}^2 + 1)^3}$$

Con $\sigma = b_2/b_1, = 30/120, = 0.25$, el cual sustituyéndolo en la ecuación da:

$$Fr_{3L} = 0.1949$$



El cual comparado con $Fr_3 = 0.1414$, vemos que: $Fr_{3L} > Fr_3$, o sea que el flujo es de tipo I, de tipo subcrítico, por lo que se comprueba que la estructura de control aún cuando es un gran estrangulamiento el que genera a la corriente, no modifica el régimen del río, el cual siempre permanece en subcrítico, por lo que al no presentarse un cambio en el régimen de la corriente no se obtiene una sección de control.

Cálculo de desniveles y pérdidas de energía debidas a la estructura.

Se utiliza la fórmula de Rehbock modificada por Reh, la cual es:

$$\Delta y = \frac{a_2}{A_3} \left[\delta - \frac{a_2}{A_3} (\delta - 1) \right] \left[0.4 + \frac{a_2}{A_3} + 9 \left(\frac{a_2}{A_3} \right)^3 \right] \left(1 + 2 \frac{V_3^2}{2gy_3} \right) \frac{V_3^2}{2g}$$

De la que se obtienen los siguientes parámetros: a_2 es el área ocupada por las pilas debajo del nivel del agua, A_3 el área hidráulica en la sección 3, δ es un coeficiente que depende de la forma de la pila y y_3 el tirante hidráulico o medio en la sección original los cuales son:

$$a_2 = 6.4538 * 25 = 161.345 \text{ m}^2.$$

$$A_3 = 560.4479 \text{ m}^2.$$

$$\delta \text{ de la tabla} = 1.65$$

$$V_3^2/2g = 0.04458.$$

$$y_3 = 6.75 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores se obtiene que $\Delta y = 1.26 \text{ cm.}$

Ahora bien se obtiene Δy utilizando la fórmula de Yarnell, la cual es:

$$\frac{\Delta y}{y_3} = K_y Fr_3^2 (K_y + 5 Fr_3^2 - 0.6) (\alpha + 15 \alpha^4)$$

Para la cual se necesita calcular ciertos parámetros los cuales son:



K_y de la tabla 2 = 0.9

$$\alpha = 1 - \sigma = 1 - 0.25 = 0.75$$

$$Fr_3^2 = 0.020$$

Sustituyendo valores llegamos a:

$$\Delta y = 0.25918 \text{ m.}$$

Para el cálculo de las pérdidas se utilizando la ecuación general: $h_r = KV_3^2 / 2g$,

y obteniendo el coeficiente K con la fórmula:

$$K = 2 \left(\frac{y_1 / y_3 - 1}{Fr_3^2} \right) - \frac{(y_1 / y_3)^2 - 1}{(y_1 / y_3)^2}$$

Los valores necesarios para el cálculo son:

$$y_1 / y_3 = 1.0041$$

$$Fr_3^2 = 0.020$$

Sustituyendo valores llegamos a:

$$K = 0.41193216$$

Por lo que la pérdida es:

$h_r = 1.80 \text{ cm.}$, lo cual nos dice que las pérdidas generadas por la estructura de control son muy bajas.



2.4. Generalidades y clasificación de las erosiones

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 de 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 sujeto 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 esta en equilibrio, aunque dicha forma se desplace lentamente con las márgenes.

Cuando se estudian tramos de ríos y se consideran periodos grandes como por ejemplo de un año, se puede analizar también si el cauce, incluidas sus márgenes están en equilibrio, o bajo proceso de erosión o de sedimentación. Así como si al comparar varios perfiles de secciones transversales del tramo en estudio, obtenidas en un mismo mes dentro de los periodos de estiaje, la elevación media del fondo es la misma para cada sección, el tramo donde se encuentran dichas secciones esta en



equilibrio, aunque haya estado sujeto a un proceso erosivo durante las grandes avenidas y una de sedimentación al descender los caudales.

En igual forma se dirá que el tramo está sujeto a erosión si la elevación media del fondo de las secciones, obtenidas anualmente en el mismo mes en un periodo de secas, desciende año con año. En cambio, el tramo estará bajo un proceso de sedimentación si el nivel medio del fondo se eleva cada año.

Los procesos antes descritos ocurren en forma natural y dependen de las pendientes, de los gastos que escurren por los cauces y de los sedimentos que transportan y forman parte del conjunto de procesos erosivos y de sedimentación que tiene lugar en la corteza terrestre.

La acción del hombre modifica en ocasiones estos procesos, ya sea acelerándolos aún en forma incontrolada o retardándolos, mediante trabajos y obras que tengan lugar en los cauces propiamente dichos, en las curvas de los ríos o en las cuencas. Conviene resaltar que la presencia de una obra en un cauce de un río, altera y modifica sus escurrimientos y por ende el equilibrio o proceso natural al que esta sujeto. Dichas alteraciones pueden ser muy locales, como en el caso de la presencia de una única pila en el centro de un cauce, o puede abarcar varios kilómetros como ocurre en los vasos de almacenamiento formados con la construcción de una presa.

Las alteraciones que una obra produce en el flujo de un río se traducen de inmediato en erosiones o sedimentaciones en el cauce, que por lo dicho, pueden ser muy locales o abarcar grandes tramos de río. Esos procesos así inducidos, tienden a la destrucción de la obra o cuando menos a alterar su funcionamiento y a hacerla



inservible. Para que ello no ocurra y así garantizar el adecuado funcionamiento para el cual fue construida la obra se deben conocer las posibles erosiones y sedimentaciones que podrán llegar a ocurrir, tanto cualitativa como cuantitativamente, para conocer de antemano su efecto en la obra y de ser necesario reducir su magnitud o anularla con obras de protección o modificaciones adecuadas al diseño de la obra.

Las principales erosiones que pueden ocurrir en los cauces, tanto en forma natural como por la presencia de las obras más naturales que el hombre construye dentro de los ríos, se han agrupado y denominado en la forma siguiente:

- 1 General
- 2 Transversal
- 3 En curvas
- 4 Local al pie de obras rodeadas por las corrientes
- 5 Local al pie de obras unidas a la margen
- 6 Aguas debajo de presas
- 7 Local aguas debajo de tanques o de flectores
- 8 Erosión de aguas arriba de cortes de meandros y rectificaciones
- 9 Local bajo tuberías

2.4.1 Socavación general.

El conocer el descenso del nivel del fondo de un río, producido por la socavación general es de importancia cuando se diseñan obras como puentes o pozos Raney o cuando se desea cruzar un río con un acueducto o cualquier tubería colocada bajo el fondo. Al descender a l nivel del fondo, como consecuencia de la erosión general, llegan a quedar al descubierto capas del subsuelo con otros



materiales. Ello dependerá tanto de la estratigrafía del subsuelo como de la magnitud del gasto del diseño para el cual se desea obtener el probable descenso del nivel del fondo. Si el gasto de diseño esta asociado a un periodo de gasto bajo, por ejemplo 10 a 25 años, es frecuente solo encontrar un solo material, pero cuando el periodo de retorno es muy alto, 100 años o mas, con frecuencia se descubren y erosionan estratos con material distinto al que forma el fondo inicial del cauce.

Dependiendo de la distribución de los materiales que hay en el subsuelo, se pueden distinguir dos condiciones diferentes: homogénea y heterogénea. La condición de distribución homogénea existe cuando la erosión se produce en un mismo y único material, mientras que la heterogénea ocurre cuando el proceso erosivo descubre dos o mas capas con material distinto. Los materiales del subsuelo pueden ser cohesivos y no cohesivos, siendo, según Lichtvan-Lebediev, el peso específico seco la principal característica de los primeros, y el diámetro de sus partículas la de los segundos.

Para valuar la socavación general se dispone del método propuesto por Lichtvan-Lebediev que se basa en la obtención de la condición de equilibrio entre la velocidad media del flujo y la velocidad media máxima necesaria para no erosionar el material del fondo. Dicha condición general de equilibrio se representa por

$$U_r = U_e \quad (\text{Ec. 2.4.1})$$

Donde

U_r Velocidad media real del flujo, en m/s, en una franja o línea vertical

U_e Velocidad media que necesita el flujo para empezar a erosionar un material dado del fondo, en m/s



Considerado un gasto Q_d la velocidad media del flujo disminuye a medida que se profundiza el fondo y aumenta el área hidráulica. El área aumenta por incremento de la profundidad del cauce, pero no por erosiones laterales o ampliaciones del ancho, el cual se considera constante durante todo el paso de la avenida; es decir, durante todo el proceso erosivo del fondo.

Por otra parte, la velocidad media que necesita el flujo para garantizar el transporte de sedimentos sin erosión, depende de los materiales que vayan formando la superficie del fondo en contacto con el agua.

Para calcular la socavación general, se requiere de los datos siguientes:

- Sección transversal, indicando en ella la elevación que alcance el agua al pasar el gasto de diseño. Normalmente es obtenida en época de aguas bajas o secas cuando es más fácil hacer el levantamiento. Durante el cálculo, la sección se divide imaginariamente en franjas verticales. Las líneas verticales trazadas en el centro de esas franjas son a las que se hace mención mas adelante.
- Gasto de diseño asociado a su periodo de retorno.
- Características físicas del material del fondo inicial y de los diferentes estratos del subsuelo que pueden llegar a ser descubiertos y erosionados durante el paso de la avenida seleccionada. Las más importantes son la granulometría de suelos no cohesivos y el peso específico seco de los materiales cohesivos.



Velocidad media del flujo, U_r .

La velocidad U_r , esta dada por la siguiente expresión:

$$U_r = \frac{\alpha d_o^{5/3}}{d_s} \quad (\text{Ec. 2.4.2})$$

En que

$$\alpha = \frac{Q_d}{\mu B_e d_m^{5/3}} \quad (\text{Ec. 2.4.3})$$

Donde

d_o Profundidad inicial, en una línea vertical dada, entre el nivel del agua cuando se presenta en el gasto de diseño y el nivel del fondo inicial (levantada normalmente en el estiaje anterior) en m. Véase figura 13.1

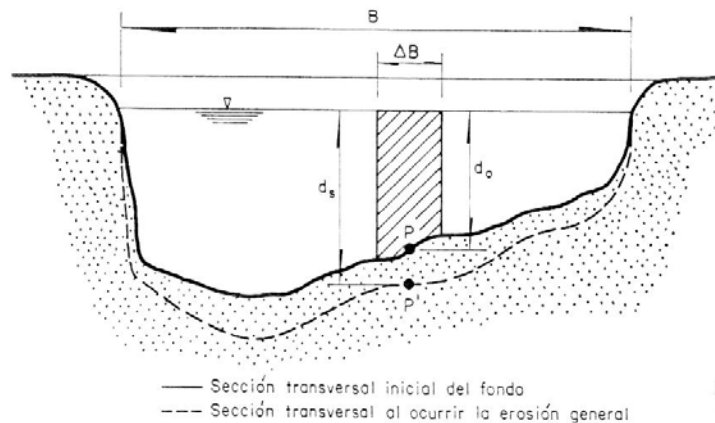


Figura 2.4.4 Variables a considerar en el cálculo de U_r



d_s Profundidad hasta el fondo ya socavado en m. Se mide desde la elevación de la superficie del agua al presentarse el gasto del diseño y sobre la misma vertical en que se mide d_0 . Ver figura 2.4.4

U_r Velocidad media en la vertical de d_0 , en m/s.

Q_d Gasto de diseño o gasto máximo de la avenida para la cual se desea calcular la erosión en m³/s.

d_m Tirante medio o profundidad media entre la superficie del agua al pasar el gasto Q_d y el perfil del fondo original, en m. Se obtiene dividiendo el área hidráulica A entre el ancho efectivo B_e .

$$d_m = \frac{A}{B_e} \quad (\text{Ec. 2.4.5})$$

ν Coeficiente que toma en cuenta las contracciones laterales del flujo que se produce en las caras de los obstáculos que están dentro de la corriente, como por ejemplo las pilas de un puente. Es función de la velocidad media del flujo y del claro entre pilas. Se evalúa a partir de la expresión propuesta pro Maza, teniendo en cuenta los datos proporcionados por Lichtvan-Lebediev. No tiene unidades.

$$\mu = 1 - \frac{0.387U}{L} \quad (\text{Ec. 2.4.6})$$

Cuando no hay obstáculos, $\nu=1$

En la ecuación 2.4.6 U es la velocidad media del agua en la sección, en m/s, dada por la relación



$$U = \frac{Q_d}{A} \quad (\text{Ec. 2.4.7})$$

y L el claro entre dos pilas u obstáculos, en m. Puesto que la ecuación 2.4.6 no es dimensionalmente correcta, deben respetarse las unidades indicadas.

B_e Ancho efectivo de la superficie libre del cauce, n m. Se calcula a partir del ancho real del cauce al que se le reduce el ancho de todos los obstáculos. Para encontrar B_e se proyectan en un plano perpendicular a la dirección del flujo, todos los espacios libres delimitados por los obstáculos, y generalmente son pilas y estribos. Cuando no hay obstáculos dentro del cauce B_e es igual al ancho del río.

Cuando se desea calcular la socavación general que afecta a un puente, el ancho efectivo se obtiene analíticamente con la expresión siguiente, véanse figuras 2.4.9 y 2.4.10

$$B_e = (B - \Sigma b_i) \cos \phi - (c + 1 - N) a \operatorname{sen} \phi \quad (\text{Ec. 2.4.8})$$

Donde

B Claro total del puente, o de un tramo de él en estudio, en m.

a Largo de las pilas, en m.

Σb_i Suma de los anchos de las pilas del tramo B, en m.

c Número de caras de las pilas y estribos dentro y en los límites de B.

N Número de pilas y estribos considerados al tomar en cuenta a c.

θ Ángulo que forma la dirección de un flujo con el eje longitudinal de las pilas.



-Nótese la importancia de que, en el cruce de un puente, el flujo sea paralelo al eje mayor de las pilas, ya que de otra manera el ancho real se ve reducido notablemente.

En las ecuaciones 2.4.2 y 2.4.3 deben respetarse las unidades señaladas, ya que α no es adimensional.

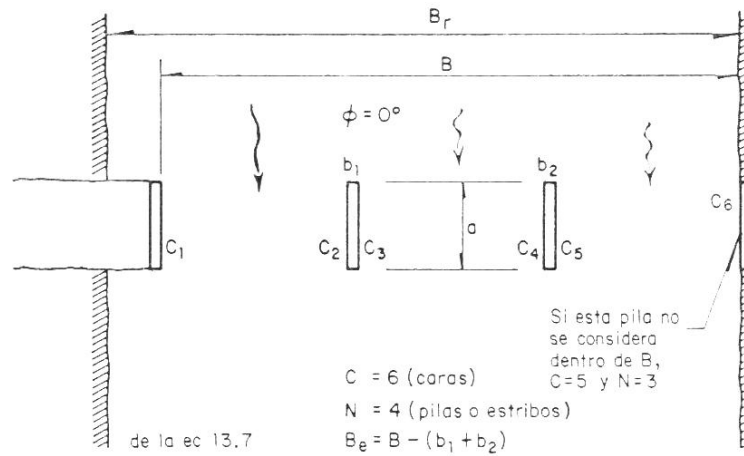


Figura 13.2 Ancho efectivo B_e en puentes cuando las pilas están alineadas con el flujo.

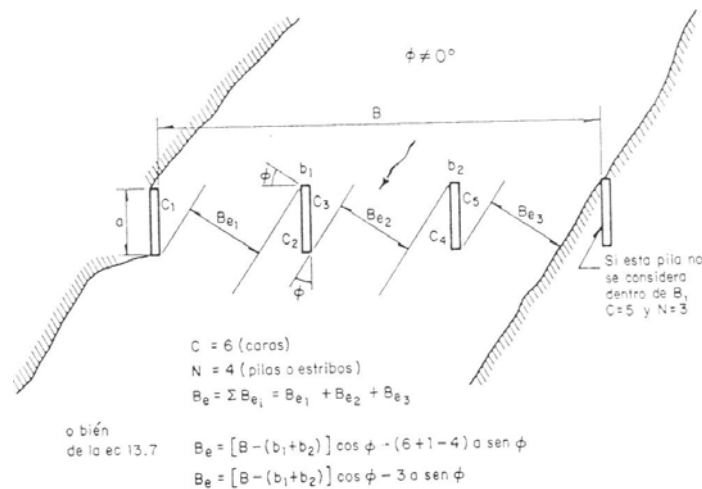


Figura 13.3 Ancho efectivo B_e en puentes cuando las pilas están esviadas con respecto a la dirección del flujo.



Velocidad media erosiva, U_e

La velocidad media necesaria para erosionar el material del fondo se obtiene de las expresiones que a continuación se indican, ellas han sido obtenidas por Maza siguiendo lo establecido por Lichtvan-Lebediev, para evitar al máximo el uso de tabla. Puesto que las ecuaciones propuestas no son dimensionalmente correctas, se deben respetar las unidades indicadas para cada variable.

Para suelos no cohesivos U_e , se obtiene con una de las siguientes ecuaciones según sea el diámetro de la partícula

Si $0.00005 \text{ m} < D_{84} < 0.0028 \text{ m.}$, es decir para arenas, se utiliza

$$U_e = 4.7 \beta D_{84}^{0.28} d_s^{0.322/D_{84}^{0.03}} \quad (\text{Ec. 2.4.11 a.})$$

Si $0.0028\text{m} < D_{84} < 0.082\text{m.}$, se usa

$$U_e = 4.7 \beta D_{84}^{0.28} d_s^{0.223/D_{84}^{0.092}} \quad (\text{Ec.2.4.11 b.})$$

Y finalmente, si $0.082\text{m.}, < D_{84} < 1.0 \text{ m.}$,

$$U_e = 4.7 \beta D_{84}^{0.28} d_s^{0.191/D_{84}^{0.187}} \quad (\text{Ec. 2.4.11 c.})$$

Los exponentes de y d_s aquí propuestos y los de Lichtvan-Lebediev no difieren en mas de 1.5 %, por lo que el error máximo alcanzado en U_e , es menor de 0.55 % para tirantes menores de 12 m.

Para suelos cohesivos U_e vale

$$U_e = 0.000173 \beta \gamma_d^{1.18} d_s^{66.28/\gamma_d^{0.725}} \quad (\text{Ec. 2.4.12})$$



2.4.2 Cálculo de la socavación para suelos homogéneos

Conocido el material del fondo en la sección o tramo en estudio, y aceptando que la rugosidad es constante en todo el ancho de la sección, la profundidad de la socavación se obtienen a partir de la ecuación 2.4.1, con lo que se llega a las siguientes expresiones.

Para suelos granulares no cohesivos, y utilizando las ecuaciones 2.4.2 y 2.4.11a, se obtiene:

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_o^{5/3}}{4.7 \beta D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.03}}{0.322 + D_{84}^{0.03}}} \quad (\text{Ec. 2.4.12 a})$$

Válida si $0.00005\text{m} < D_{84} < 0.0028 \text{ m}$.

Con las ecuaciones 13.2 y 13.8b

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_o^{5/3}}{4.7 \beta D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.092}}{0.223 + D_{84}^{0.092}}} \quad (\text{Ec. 2.4.12 b})$$

Válida si $0.0028\text{m} < D_{84} < 0.182 \text{ m}$.

Por último con las ecuaciones 13.2 y 13.8c

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_o^{5/3}}{4.7 \beta D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.187}}{0.191 + D_{84}^{0.187}}} \quad (\text{Ec. 2.4.12 c})$$

Válida si $0.182\text{m} < D_{84} < 1.0 \text{ m}$.

$$d_s = \left(\frac{5780 \alpha d_o^{5/3}}{\beta \gamma_d^{1.18}} \right)^{\frac{\gamma_d^{0.725}}{66.28 + \gamma_d^{0.725}}} \quad (\text{Ec. 2.4.13})$$



Las ecuaciones 2.4.12 y 2.4.13 deben aplicarse para varias líneas verticales de la sección del cruce. La profundidad en cada una de ellas es una función de la profundidad inicial d . Al unir todas las profundidades de d_s se tiene el perfil de la sección teórica erosionada.

2.4.3 Cálculo de la socavación para suelos heterogéneos

Cuando la distribución del material del suelo es heterogénea, la profundidad del material se puede obtener ya sea por medio de un método semigráfico o analíticamente por tanteos.

El método semigráfico consiste en lo siguiente: para cada vertical, véase la figura 2.4.14, en que se desea obtener la profundidad de la socavación, se identifican los siguientes estratos y sus características físicas y se fija la elevación del agua para el gasto que se está analizando. Se trata de un sistema de ejes coordenados en que el de las profundidades d , coincide con la vertical y esta dirigido hacia abajo; el otro eje, perpendicular al primero coincide con la superficie del agua y en él se indican las velocidades U_e y U_r . Para cada vertical se trazan dos curvas: la de U_r contra d_s ec. 2.4.2 y U_e contra d_s , ecs. 2.4.11 o 2.4.12 según el material que constituye cada estrato. El punto de cruce de ambas curvas señala la profundidad d_s y la velocidad media U_d de la corriente al alcanzarse la profundidad máxima.

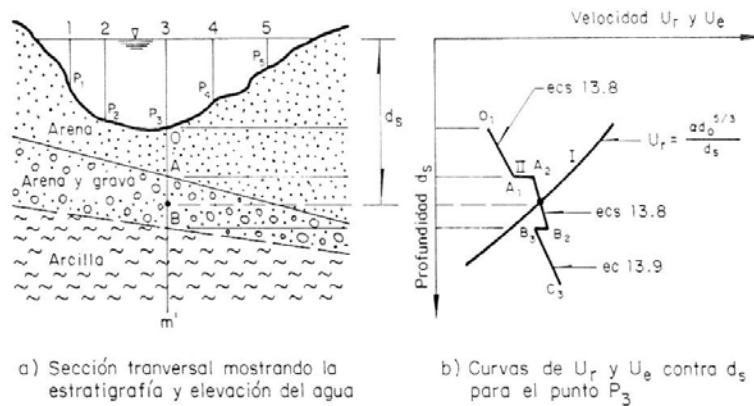


Figura 2.4.14 Método semigráfico para obtener la erosión general en una vertical cuando el material es heterogéneo.

2.4.4 Erosión local al pie de obras rodeadas por la corriente

Como ejemplo mas frecuente, esta erosión es la que ocurre al pie de las pilas de los puentes, por lo que en lo que sigue, se hará mención a estas obras, y por lo mismo se le conoce usualmente con el nombre de “erosión al pie de pilas”. Aunque esta erosión ha sido estudiada por diversos autores, aquí se presenta el método de Maza-Sánchez.

Los autores mencionados proponen tres diagramas que se muestran en las figuras 2.4.15 a 2.4.18, con los que se puede determinar la erosión total como una función de la relación del ancho de la pila al tirante del agua y el número de Froude en la corriente. Este método es útil únicamente para fondos formados con arena y grava. Los diagramas fueron obtenidos para pilas con sección rectangular, cilíndrica y rectangular con extremos redondeados, y sirven tanto para pilas alineadas con el flujo como envajadas. Cuando la pila esta envajada el número de Froude debe corregirse por un factor f_c si su valor es mayor que 0.25. El valor del coeficiente f_c , se indica en



las figuras 13.6 a 13.8 y es función del ángulo θ que forma la dirección del flujo con el eje de la pila.

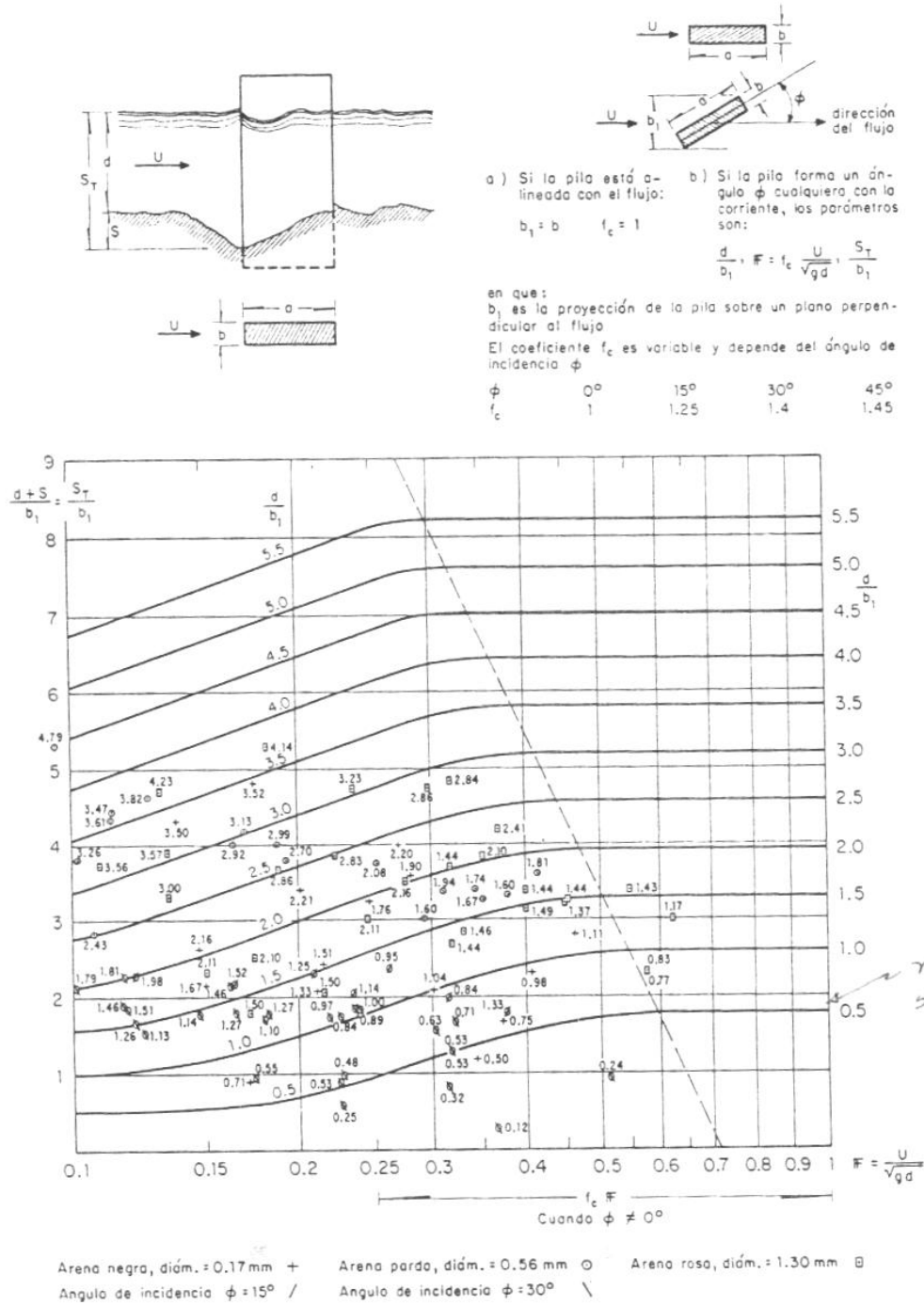
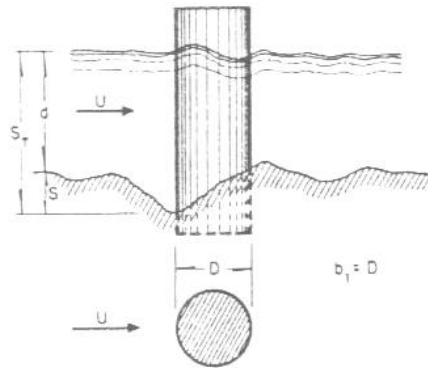


Figura 2.4.15 Socavación al pie de pilas rectangulares según Maza y Sánchez.



SIMBOLOGIA

- Arena negra, diám. = 0.17 mm +
- Arena parda, diám. = 0.56 mm ○
- Arena rosa, diám. = 1.30 mm ◻

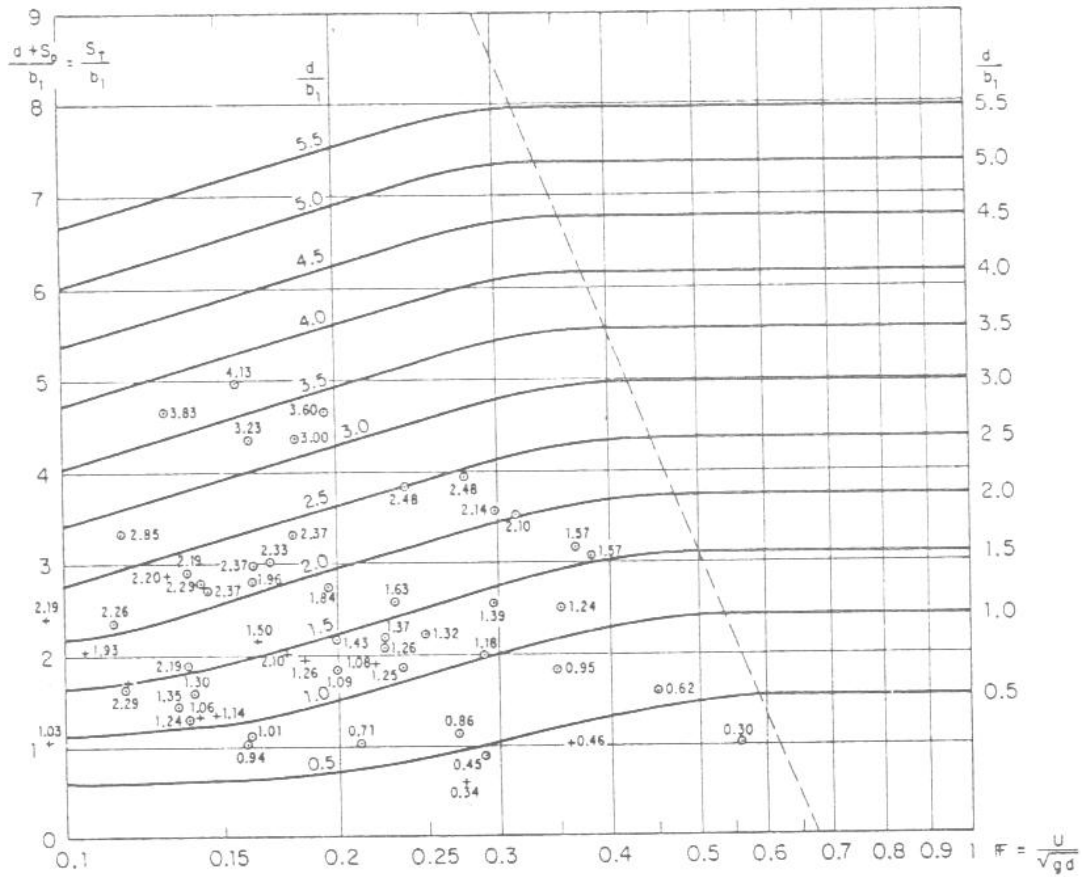


Figura 2.4.16 Socavación al pie de pilas circulares según Maza y Sánchez.

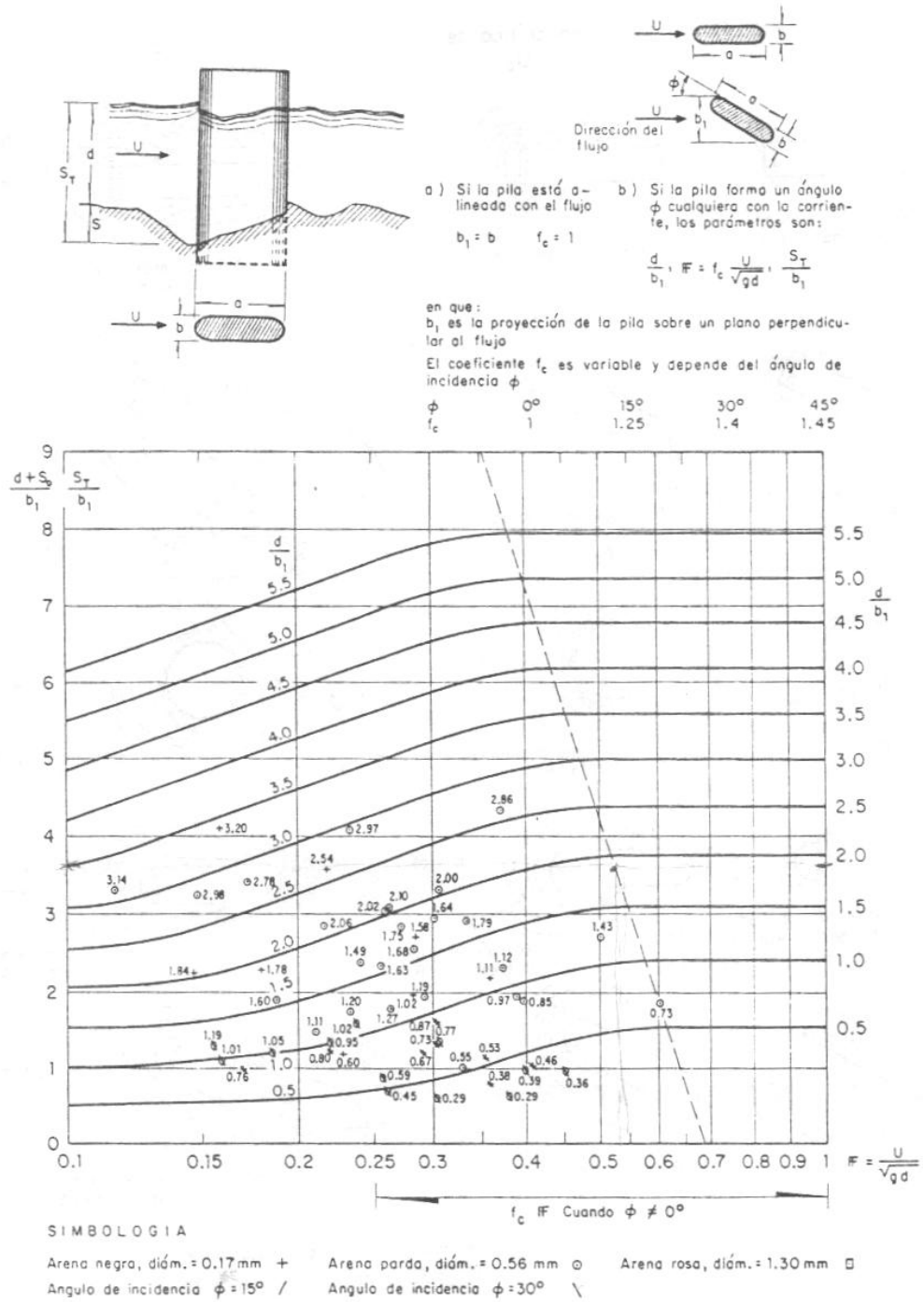


Figura 2.4.17 Socavación al pie de pilas con extremos redondeados según Maza y Sánchez.



La erosión local que se obtiene con ayuda de las figuras señaladas es la máxima que puede presentarse, y se produce en los lugares que a continuación se indican, y que se visualizan en la figura 13.9.

a. Pila rectangular alineada con el flujo.

Para velocidades menores que la crítica de arrastre, la máxima erosión ocurre en las esquinas de la cara aguas arriba y a medida que aumenta la velocidad tiende a uniformarse a lo ancho de esa cara. Para altas velocidades con gran transporte de sedimentos, la socavación máxima se presenta en todo lo ancho de la cara aguas arriba.

b. Pila rectangular encajonada con respecto a la velocidad del flujo

La erosión se inicia en la esquina exterior de la cara aguas arriba y a medida que aumenta la velocidad del flujo, se hace uniforme frente a esa cara. Por último, para velocidades altas con mucho transporte de sedimentos, la máxima socavación ocurre en la esquina de aguas abajo opuesta a aquella en la que se inició la socavación. Cuando la pila está encajonada, las erosiones pueden ser dos o más veces mayores que para pilas alineadas, como la máxima erosión se presenta aguas debajo de la pila, se observa que cuando en grandes avenidas fallan las pilas encajonadas, se inclinan hacia aguas abajo, lo que se interpreta erróneamente, suponiendo que el empuje de la corriente es la causa que las hace fallar.

c. Pila circular.

Cuando la velocidad de la corriente es pequeña, la erosión ocurre a ambos lados del diámetro alineados con la dirección del flujo, en puntos que forman un ángulo de 65° con dicho diámetro. Al aumentar la velocidad, la profundidad de la



erosión tiende a uniformarse en todo el frente de la pila entre los dos puntos mencionados. Cuando no se puede garantizar que la dirección del flujo no varíe en la sección del cruce, conviene utilizar pilas circulares. Pocas veces se sigue esta recomendación.

d. Pila rectangular con frentes redondeados.

Cuando se trata de pilas alargadas y enrijadas, la máxima erosión que pueda ocurrir casi no depende de la forma de sus extremos, por lo que la erosión obtenida con la figura 13.6, para pilas enrijadas, se aplica cualquiera que sea la forma de las mismas, y es la misma que se obtiene con las figuras 13.8.

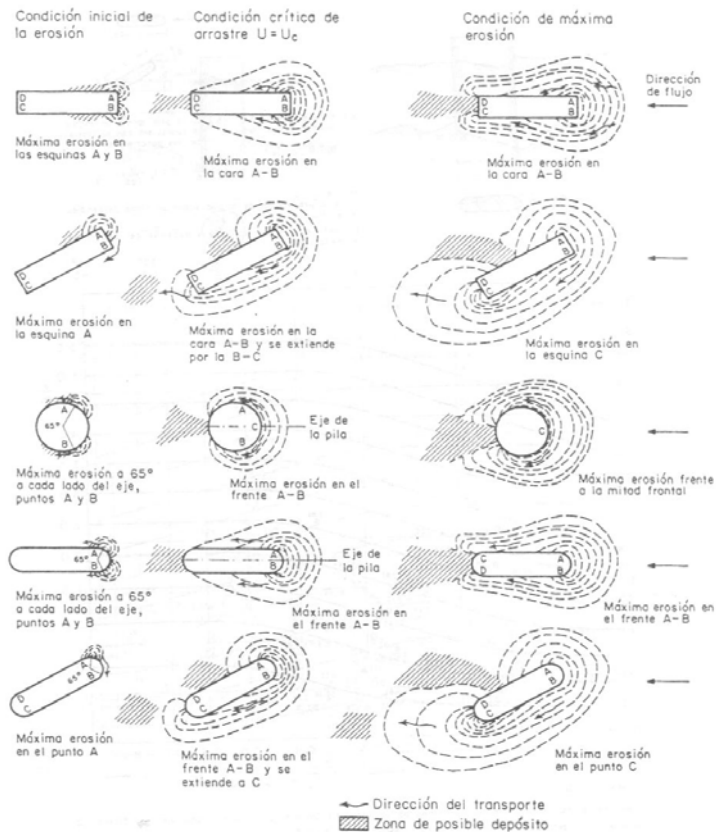


Figura 2.4.18 Esquemas sobre las diferentes etapas del proceso erosivo según Maza y

Sánchez.



Cálculos realizados.

Se calculará la socavación por la presencia de la estructura de control utilizando los parámetros disponibles.

1. Cálculo de la socavación general.

Los datos con que se cuenta son:

$D_{50} = 0.45 \text{ mm.}$, $\sigma_g = 2.6$, $Q_{dis} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ Periodo de retorno = 100 años.

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_o^{5/3}}{4.7 \beta D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.03}}{0.322 + D_{84}^{0.03}}}$$

Se utiliza la fórmula 2.4.12 a, la cual es: _____, por lo que

necesitamos conocer α , d_o , B y D_{84} .

$\sigma_g = D_{84} / D_{50}$ por lo que $D_{84} = (0.45 * 2.6) = 1.17 \text{ mm.} = 0.00117 \text{ m.}$

$$\alpha = \frac{Q_d}{\mu B_e d_m^{5/3}}, \text{ donde } v \text{ se obtiene de: } \mu = 1 - \frac{0.387U}{L} \text{ y } U = \frac{Q_d}{A} = 500 /$$

$202.5 = 2.47 \text{ m/s.}$

$v = 1 - (0.387 * 2.47) / 5 = 0.8088$

$d_m = 6.75 \text{ m.}$, $d_0 = 6.75 \text{ m.}$

$B = 0.8416 + 0.03342 \text{ Ln}(100) = 0.9955$

$\alpha = 500 / (0.8088 * 30 * 6.75^{5/3}) = 0.8549$

Por lo tanto obtenemos d_s :

$$d_s = (0.8549 * 6.75^{5/3} / 4.7 * 0.9955 * 0.00117^{0.28})^{0.00117^{0.03} / (0.322 + 0.00117^{0.03})}$$



$$d_s = 11.2355 - 6.75 = 4.4855 \text{ m.}$$

Si ahora incluimos el efecto del transporte de sedimentos debido a que es una arena

d_s es:

$$\Psi = 0.38 + 0.618 (1400/1000)^2 = 1.59128$$

$$d_s = 8.05 - 6.75 = 1.30 \text{ m.}$$

2. Cálculo de la socavación ocasionada al pie de las pilas.

Utilizando el método de Maza-Sánchez, de la figura 2.4.17, con los parámetros

siguientes:

$$b = 5 \text{ m.}$$

$$d = 5.75 \text{ m.}$$

$$F_3 = 0.1414$$

Con los datos obtenidos, y utilizando la figura llegamos a:

$$St/b = 2.1$$

$$St = 2.1 * 5 = 10.5.$$

$$S = St - d = 10.5 - 6.75 = 3.75 \text{ m.}$$

Con estos datos podemos comprobar que la socavación generada por la presencia de la estructura es grande, del orden 3.75 m., mayor a la obtenida de la fórmula general.



CAPITULO 3. MODELO HIDRAULICO DE LA ESTRUCTURA.

3.1 Disposición del modelo.

En un estudio de ingeniería realizado entre el 2002 y el 2003 se desarrolló el diseño de una estructura de control sobre el río La Sierra. En esta propuesta se planteaba la construcción de un modelo físico y la realización de pruebas para comprobar el funcionamiento hidráulico, se consideró un modelo de fondo móvil para determinar el comportamiento del sedimento y en especial, los problemas de socavación.

La realización de este trabajo fue una labor conjunta entre el personal técnico del Instituto de Ingeniería de la UNAM y los ingenieros responsables de la construcción del modelo, primero se trazó el tramo de río que se iba a estudiar, aproximadamente 700 m. aguas arriba y 700 m. aguas abajo, a una escala de 1:40. sobre el piso y se colocaron varillas para cada altura de acuerdo a las cotas del terreno recaudadas en la batimetría proporcionada por la Comisión Nacional del Agua, las cuales corresponden a un levantamiento realizado anteriormente. Posteriormente se procedió a llenar con arena el lugar y se logró dar la forma más parecida al río apisonando la tierra y afinando el modelo, mientras, se utilizaba teodolito y nivel para que todo quedara de la mejor manera posible (ver figura 3.1.1).

El proceso de construcción del modelo físico, realizado en la mesa de arena del Instituto de Ingeniería, tomó alrededor de 45 días durante los cuales se realizaron las actividades anteriormente descritas, además de construir el vertedor necesario para medir el gasto a utilizar para la realización de cada prueba.

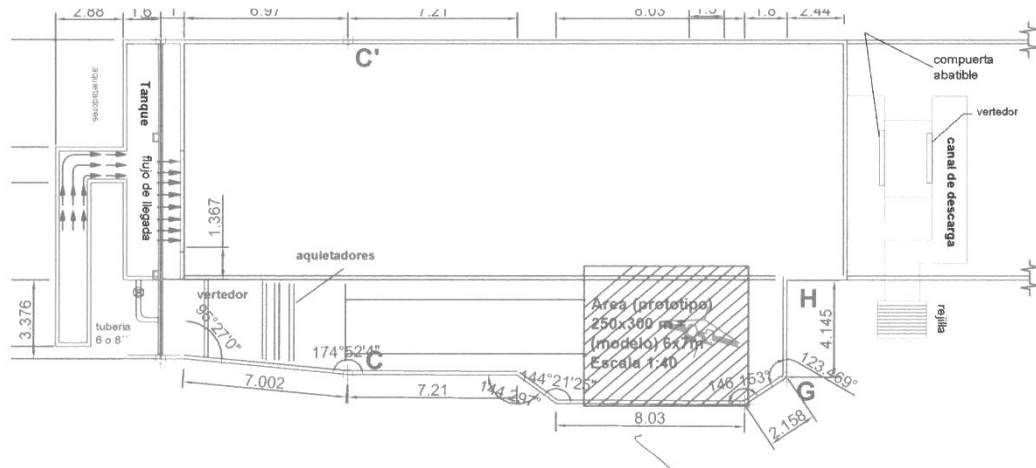


Figura 3.1.1, Plano base de modelo físico.

La construcción del vertedor a utilizar para la realización de las pruebas fue de tipo rectangular, el cual fue diseñado para la escala con la que estaba diseñado el modelo de la estructura y para el cual se elaboró la curva de elevaciones vs gastos obtenida a partir de la utilización de la fórmula de Rehbock para el cálculo de los gastos y que era fundamental para poder calibrar el modelo.

El proceso de calibración del modelo fue una tarea larga dado que una vez terminado el modelo, y afinado a detalle se procedió a humedecer el modelo.

Al mismo tiempo que se realizaba esta labor, al carpintero se le proporcionaron los planos de la forma de las pilas que componen a la estructura de control, ya que estas iban a ser fabricadas con madera. La forma de estas pilas tiene una gran semejanza con un barco

Después se procedió a colocar la estructura en la sección del río especificada en los planos para su calibración.



3.2 Escala utilizada en el modelo físico.

Se define la escala como la relación entre la dimensión dibujada respecto de su dimensión real, esto es:

$$E = \text{dibujo} / \text{realidad}$$

Si el numerador de esta fracción es mayor que el denominador, se trata de una escala de ampliación, y será de reducción en caso contrario. La escala 1:1 corresponde a un objeto dibujado a su tamaño real (escala natural).

Escala gráfica

Basado en el Teorema de Tales se utiliza un sencillo método gráfico para aplicar una escala.

Véase, por ejemplo, el caso para E 3:5

1º) Con origen en un punto O arbitrario se trazan dos rectas r y s formando un ángulo cualquiera.

2º) Sobre la recta r se sitúa el denominador de la escala (5 en este caso) y sobre la recta s el numerador (3 en este caso). Los extremos de dichos segmentos son A y B.

3º) Cualquier dimensión real situada sobre r será convertida en la del dibujo mediante una simple paralela a AB.

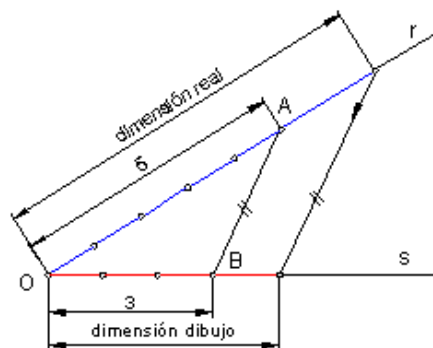


Figura 3.2.1 Escala



Escalas normalizadas

Aunque, en teoría, sea posible aplicar cualquier valor de escala, en la práctica se recomienda el uso de ciertos valores normalizados con objeto de facilitar la lectura de dimensiones mediante el uso de reglas o escalímetros. Estos valores son:

Ampliación: 2:1, 5:1, 10:1, 20:1, 50:1...

Reducción: 1:2, 1:5, 1:10, 1:20, 1:50...

No obstante, en casos especiales (particularmente en construcción) se emplean ciertas escalas intermedias tales como:

1:25, 1:30, 1:40, etc.

Para el modelo físico de la estructura de control sobre el río La Sierra, se utilizó una escala 1:40, esto debido al espacio que se tenía en la mesa de arena del Instituto de Ingeniería, podemos realizar la transformación de la escala para determinar la superficie cubierta por el modelo.

Si la escala es 1:40 y se van a modelar 1400 m. del río de La Sierra a lo largo, entonces se necesitan:

1 m. en el modelo = 40 m. en la realidad, por lo tanto:

$X = 1400 \text{ m.} / (1 \text{ m.} * 40 \text{ m.}) = 35 \text{ m.}$, en la mesa de arena para el modelo físico.

A su vez, si el ancho a modelar son 250 m:

$X = 250 \text{ m.} / (1 \text{ m.} * 40 \text{ m.}) = 6.25 \text{ m.}$, por lo que el área necesaria es:

$A = 6.25 \times 35 = 218.75 \text{ m}^2$.

Para el gasto de diseño, $Q_{\text{dis}} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$, es necesario hacer circular por el modelo:

$$Q_{\text{modelo}} = Q_{\text{dis}} * \text{Escala}^{2.5}$$

$$Q_{\text{modelo}} = 500 / (40)^{2.5} = 0.04941 \text{ m}^3/\text{s} = 49.41 \text{ (l/s)}$$



CAPÍTULO 4 EXPERIMENTOS DEL MODELO.

4.1 Descripción de los experimentos.

Para el modelo físico de la estructura de control del Río de La Sierra, se realizaron experimentos en el modelo físico los cuales se describirán a lo largo del presente capítulo.

En la primera parte del capítulo, se describen las etapas que se siguieron para la realización de las pruebas sobre el modelo físico, partiendo del capítulo anterior, donde se explicó el como se concibió y construyó el modelo; posteriormente se presentan las pruebas realizadas, incluyendo la metodología utilizada, y tablas con los resultados obtenidos para cada serie de pruebas. Por último se realiza una comparación de los resultados de los cálculos realizados en el capítulo 2 y los obtenidos en el presente con el fin de mostrar en una tabla ambos resultados.

El procedimiento fue el siguiente:

Primero, a partir de la gráfica de elevaciones contra gastos obtenida anteriormente, se planeaba el gasto con el que se realizaría la prueba, el cual podía o no ser el de diseño, para así indicar el nivel del agua sobre el vertedor de descarga que se utilizaba para controlar el gasto vertido sobre el modelo.

El gasto utilizado para la realización de las pruebas era el máximo, estimado en $500 \text{ m}^3/\text{s}$ para condiciones de NAME, Nivel Máximo de Aguas Extraordinarias, y utilizando como condición de frontera la cota en la descarga, controlada por un vertedor rectangular a partir del cual se ajustaban las condiciones deseadas para la realización de las pruebas.



Posteriormente, se encendía la bomba y se dejaba pasar un lapso de 2 horas en el modelo para que el modelo se hidratara, es decir, se saturara de agua la arena del modelo dando un efecto de NAF, Nivel de aguas freáticas, para poder obtener condiciones representativas.

Una vez transcurrido el lapso preestablecido se procedía a calibrar el modelo a partir de los niveles de aguas debajo de la estructura, una vez determinado y aprobado el nivel se procedía a medir las cotas del agua para los distintos puntos de interés para el personal del Instituto como son la parte de aguas arriba de la estructura, la parte central de la estructura de control y a la salida de ésta, en las zonas de recirculación y en la parte de aguas abajo, la cuál era la más importante ya que esta cota era la que tenía que permanecer sin ningún cambio en el nivel porque esta era la condición de frontera y era así como nos guiábamos para ver si el modelo estaba funcionando correctamente o había que modificarlo.

La tarea de medir las cotas del agua para cada punto se realizaba cada 15 minutos durante 1 o 2 horas, esto, con el objeto de tener un rango de valores representativo para su posterior vaciado para la realización del informe, todas las cotas se debían cambiar a escala real para evitar errores en el momento de realizar los cálculos.

Al término de cada prueba se procedía a obtener la magnitud de la socavación en el modelo, esto se logró realizando el siguiente procedimiento:

Primero se cerraba la bomba para que dejara de pasar agua por el modelo, después se esperaba hasta que el nivel del agua descendiera hasta llegar a un valor cercano a la cota 0.



Posteriormente se montaba la cámara fotográfica en un sitio por encima de la zona de la estructura de control para sacar las fotos necesarias.

Se colocaba un papel indicando el nivel de la cota del agua y se tomaba una foto de ésta, después se procedía a retirar agua hasta que el nivel descendiera en la regla guía de 2.5 cm., los cuales en escala real equivalen a un metro, para proceder a repetir la misma secuencia hasta cuando no se tuviera más agua en el hueco de socavación.

Posteriormente, a partir de las imágenes que se tenían, estas se llevaban a la computadora para realizar una especie de montaje de todas ellas para así poder obtener una imagen en la cual se viera, con distintos colores, la profundidad del hueco de socavación.

4.2 Pruebas realizadas, condiciones de diseño.

En esta parte explicará cada prueba realizada en el Instituto de Ingeniería y se procederá a indicar los resultados en forma de tabla al final de cada explicación.

Prueba 1.

En esta prueba se obtuvieron los siguientes niveles, una vez transcurrido el tiempo de la prueba, cabe destacar que dichos niveles están referidos a un gasto de 500 m³/s, condición de NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias), y que son promedios de las distintas mediciones realizadas cada 15 minutos. Esta prueba fue únicamente con la presencia de la estructura, es decir, sin costales de arena-cemento.



Lugar	Cota (m.)
Aguas Arriba	7.28
Aguas Arriba de la Estructura	7.22
Aguas Abajo de la Estructura	6.54
Aguas Abajo	6.75

Prueba 2.

Esta prueba fue bajo condiciones idénticas a la prueba 1.

Lugar	Cota (m.)
Aguas Arriba	7.28
Aguas Arriba de la Estructura	7.22
Aguas Abajo de la Estructura	6.50
Aguas Abajo	6.75

Prueba 3.

Esta prueba se realizó con la presencia de costales arena-cemento realizados a escala, con el fin de reducir la socavación.

Lugar	Cota (m.)
Aguas Arriba	7.96
Aguas Arriba de la Estructura	6.90
Aguas Abajo de la Estructura	6.34
Aguas Abajo	6.75



Prueba 4.

Esta prueba se realizó haciendo un poco más pronunciado el canal de llegada a la estructura.

Lugar	Cota (m.)
Aguas Arriba	7.87
Aguas Arriba de la Estructura	6.50
Aguas Abajo de la Estructura	6.34
Aguas Abajo	7.00

La figura 4.2.1 representa el hueco generado por la socavación, medido al término de una de las pruebas:

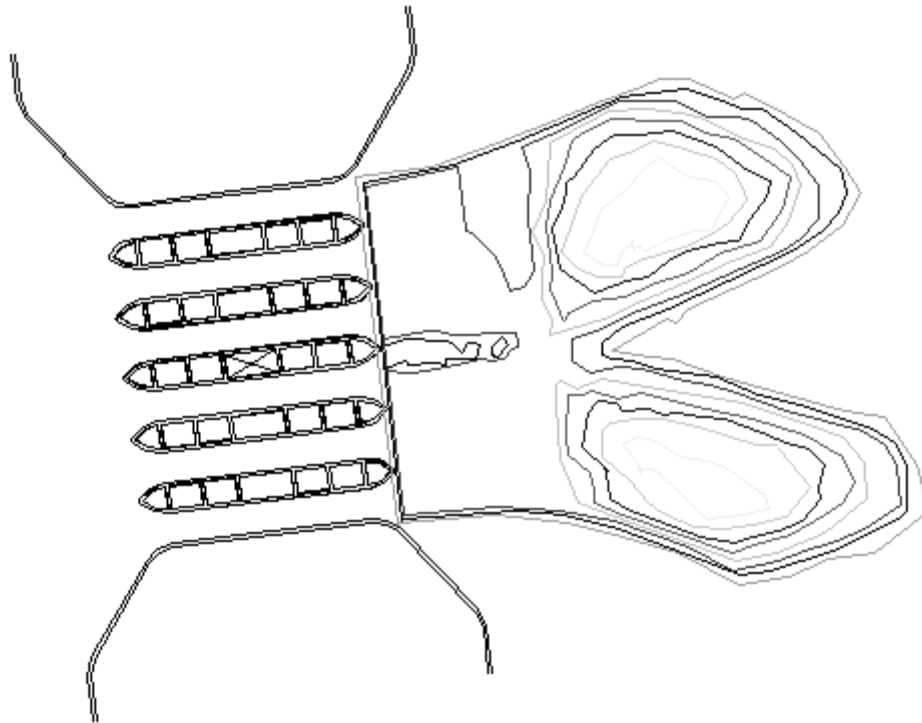


Figura 4.2.1 Detalle de socavación generada por la estructura de control.



La imagen muestra el hueco debido a la socavación y generado por la estructura en el transcurso de un día, lo cual muestra la gran velocidad alcanzada por el agua a su paso por la estructura y la cual hace necesario el buscar controlar dicha socavación de una forma eficiente. Dicha socavación, fue superior a los 3 m.

Se utilizaron diversas opciones, entre la que destaca la colocación de costales de arena-cemento, lo cual redujo la socavación aunque no en la forma deseada, las siguientes fotos fueron tomadas durante la realización de una de las pruebas en la cual se colocaron los costales de cemento-arena, representados a escala:

La siguiente es una serie de fotografías tomadas durante la realización de una de las pruebas:



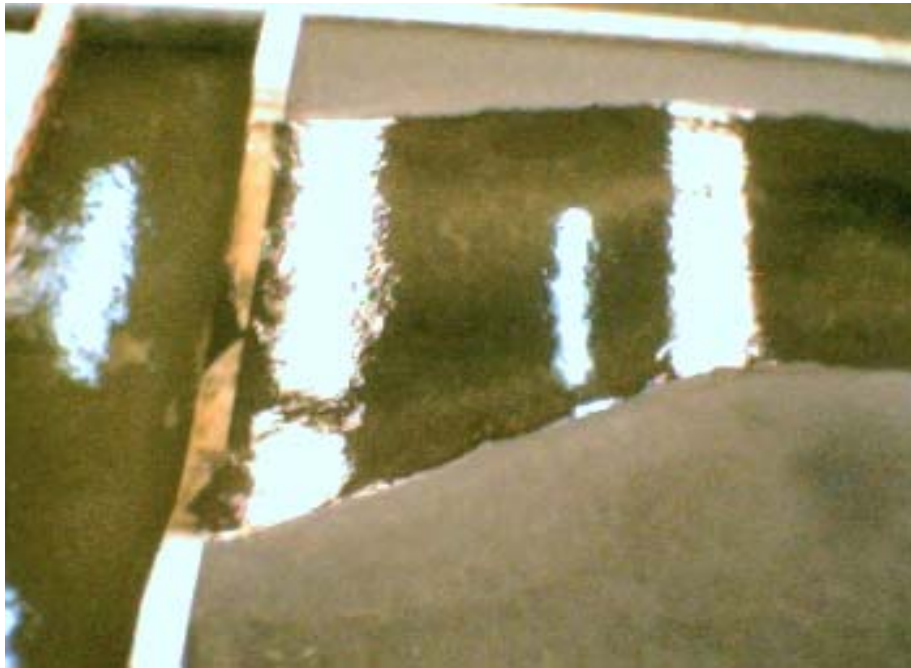
Fotografía 4.2.2 Detalle de forma y distribución de las pilas.



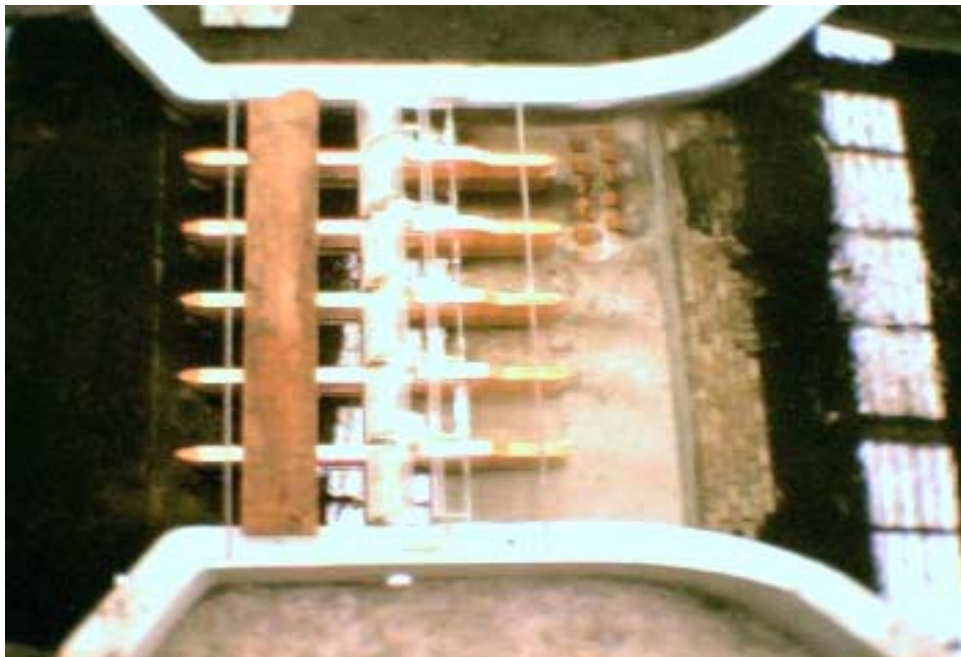
Fotografía 4.2.3 Vista de la zona de aguas arriba



Fotografía 4.2.4 Detalle del modelo antes de su paso por la estructura.



Fotografía 4.2.5 Detalle de inicio de modelo.



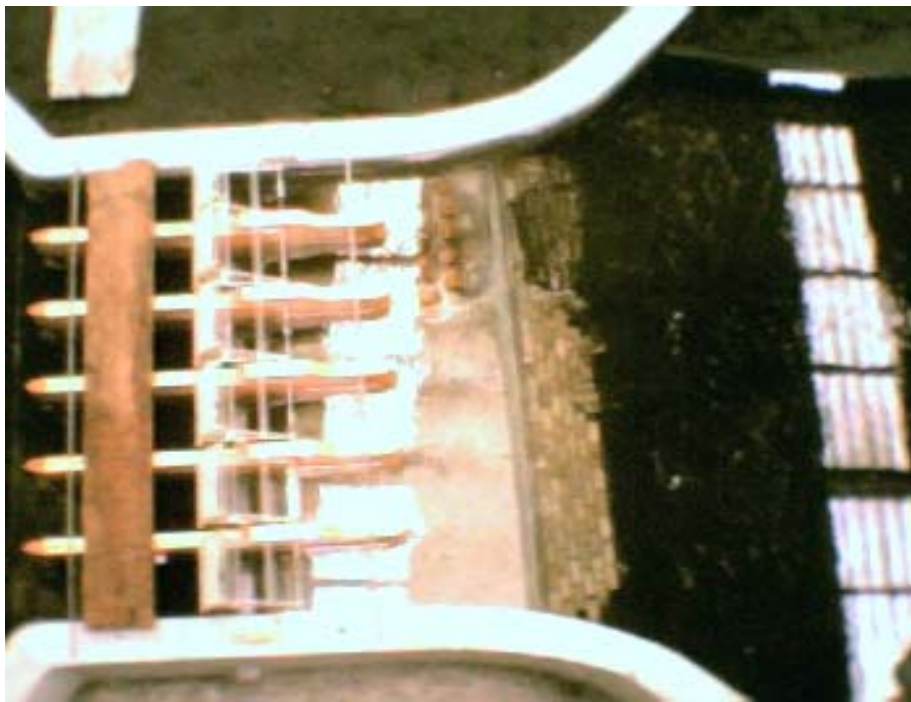
Fotografía 4.2.6 Detalle de socavación generada por la estructura.



Fotografía 4.2.7 Detalle de fin de modelo.



Fotografía 4.2.8 Detalle de paso por la estructura.



Fotografía 4.2.9 Detalle de paso por la estructura de control.



Fotografía 4.2.10 Detalle de hueco de socavación.



Como se observa en las fotografías, la velocidad del agua es tan elevada que se lleva los costales y genera la socavación, además se observa que ni con dientes para disipar la energía se pudo lograr un mejor funcionamiento.

4.3 Comparación de resultados.

La imagen 4.3.1 muestra los resultados de las pruebas realizadas a la estructura, cabe destacar que los resultados son similares para cada prueba lo cual confirma la correcta realización de las mismas.

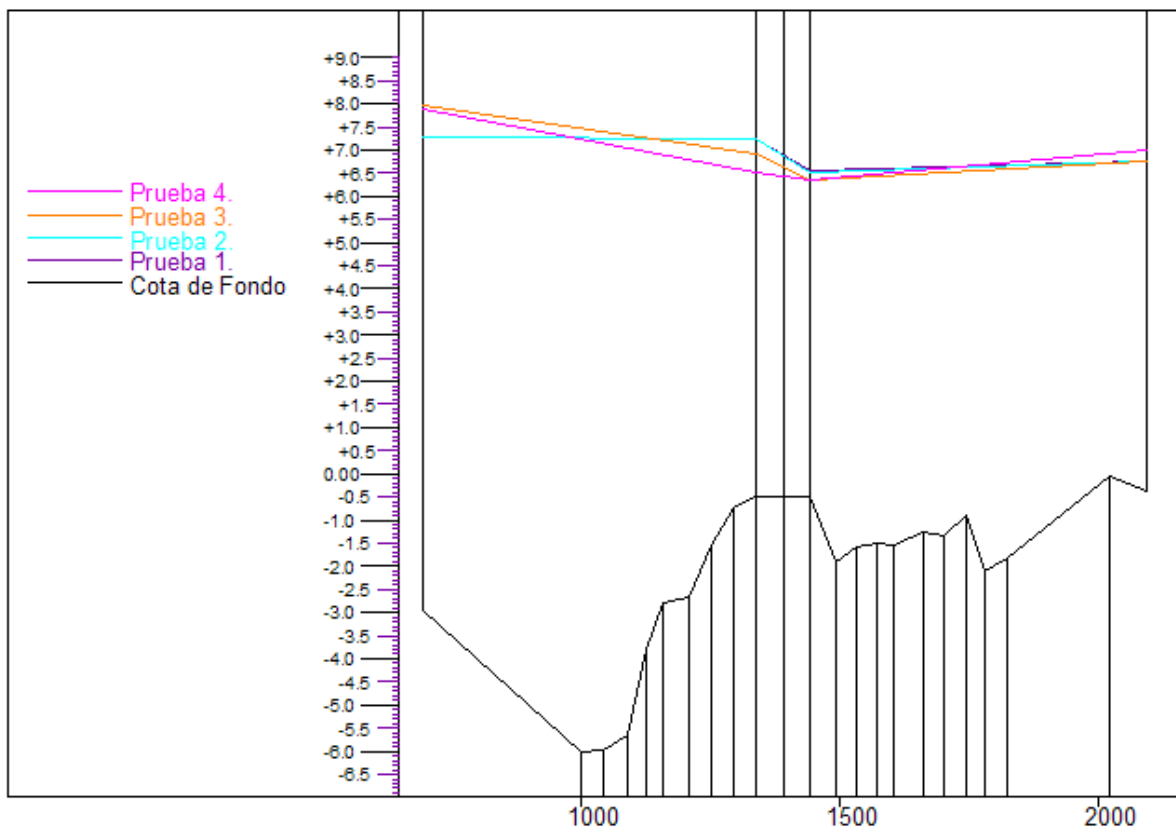


Figura 4.3.1 Resultados de las pruebas realizadas en el Instituto de Ingeniería.



Los resultados de estas pruebas nos indican que la pérdida de energía entre las secciones por el paso de la estructura prácticamente es nula, o mejor dicho, menor de 5 cm. Por lo que se puede considerar un buen funcionamiento debido a la forma de las pilas. Otro aspecto revisado es el cambio en la velocidad medida entre las pilas, esto debido a la contracción generada por la estructura de control dado que es de más del 50%, y que es del orden de los 3.0 m/s, contra los 0.9 m/s medidos aguas arriba, todo esto medido con el medidor de velocidades tridimensional, y que nos indica el aumento en la cota de aguas arriba debido al remanso generado por la estructura y que es de 0.74 m. y quizá el punto más sensible para comentar es la gran socavación, debida a la presencia de la estructura en el río y recargada hacia la derecha y que concuerda con los resultados obtenidos en el estudio previo realizado por parte de la Comisión Federal de Electricidad los cuales decían que se generaba una socavación en la parte final de la estructura, recargada un poco a la derecha, esto debido a la presencia de una velocidad transversal a lo largo de la estructura la cual generaba este efecto, y por último que la velocidad debido al paso del agua por la estructura era del orden de los 2.5 m/s, similar a los resultados generados por las pruebas sobre el modelo físico.

Los niveles de socavación obtenidos para las distintas pruebas van del orden de los 3.00 m. de socavación por debajo del nivel de terreno natural medido en el campo, el cual es de -0.5 m., además se observó que bajo condiciones naturales, aumentando costales de arena-cemento y con piedras de gran rugosidad la socavación existe y es grande por lo que la mejor opción sería la inclusión de un tanque amortiguador con el fin de romper la gran carga de velocidad con la que sale el



agua a su paso por la estructura de control. Estos comparados con la socavación obtenida de la teoría nos indican valores similares, por lo que se podrían hacer mejoras en el proyecto.

Cuando revisamos los resultados de las pruebas realizadas, podemos darnos cuenta que la estructura de control sobre el río de la Sierra, SP1, no proporciona los resultados deseados.

Estos resultados nos indican que la estructura produce un remanso debido a que se mantiene siempre en flujo subcrítico, razón por la cual no se observan cambios importantes en los tirantes por su paso entre las secciones 1 y 3, pero que aguas arriba del río si aumenta su tirante de 7.5 a 8.24 m., debido al perfil de tipo M1 generado por la presencia de la estructura, lo cual denota que la contracción esta bien propuesta pero que es necesaria la inclusión de un tanque amortiguador para controlar la velocidad de salida del flujo a su paso por la estructura de “control”,

Se mencionó “control” porque el objetivo primario de la estructura es la de modificar el régimen de la corriente, por ello el nombre de estructura de control, el cual consistía en poder controlar el flujo por medio de las compuertas, dado que así se tendría un dominio del flujo, tanto aguas arriba como aguas abajo, esto porque si la estructura proporcionaba dicho control se podría estimar la cantidad del remanso necesario para dar la cota deseada aguas arriba para poder derivar esos excedentes a la zona de los Zapotes.



CONCLUSIONES.

Como se vio anteriormente al proceder a realizar el calculo de los parámetros hidráulicos básicos para poder predecir el comportamiento de la estructura nos encontramos con formulas de diversos autores las cuales nos ayudaron a detallar la teoría general sobre canales y ríos y nos dio un procedimiento a seguir para poder calcular las velocidades y las perdidas, principalmente estas ultimas, necesarios para saber si se cumplían las expectativas o se necesitaban realizan afinaciones al proyecto original, para poder dar un veredicto acerca del funcionamiento de la estructura, el cual fue deficiente, dado que produjo una gran socavación, debida al incremento de la velocidad a su paso por los 41.7 m. de largo de las pilas

El flujo a lo largo del cauce del río es siempre subcrítico, debido al estrechamiento producido por la presencia de las pilas, el tirante aguas arriba aumenta y el flujo gana velocidad para poder pasar por entre las pilas, pero nunca pasa de flujo subcrítico a supercrítico, lo que nos dice que no existe un control por las pilas, esto ayuda a conseguir un remanso mayor aguas arriba, necesario para cumplir las condiciones de tirante requeridas para poder derivar el gasto necesario a la laguna; el defecto que sufre esta propuesta es que genera una gran socavación lo que afectaría, a largo plazo, la estabilidad de la estructura, dado que la cimentación quedaría expuesta a erosiones y por ende a perder estabilidad y capacidad de mantener la estructura, tal vez poniendo un



tanque amortiguador se podría solucionar esta situación únicamente para evitar este fin, claro que esto ayudaría cuando se pusieran en acción las compuertas dado que al tener un control por medio de estas las velocidades aumentarían de manera mayor a cuando esta funcionando la estructura bajo condiciones normales.

La alternativa que se propone es reducir el largo de las pilas y construir un tanque amortiguador con el fin de evitar la socavación con lo que se completarían los dos objetivos básicos que eran: primero el tener una estructura que pudiera controlar las avenidas generadas por el río en la temporada de lluvias evitando, a su vez, que se inunde la ciudad de Villahermosa y la segunda que es la de derivar dichos excedentes a la laguna artificial de Sabanilla, aprovechando dichos excedentes a una actividad turística.

El análisis de nuevas propuestas, las cuales incluyen la inclusión de un tanque amortiguador y logrando un control mediante el uso de compuertas, se están realizando en el Instituto de Ingeniería, dado que esta es solo una opción más de las planteadas en el proyecto de la C.F.E., por lo que el presente trabajo de tesis únicamente se enfoca a la opción SP3, vista y analizada anteriormente.



BIBLIOGRAFÍA

- 1 Sotelo, Ávila, Gilberto. *Hidráulica de canales*. México, UNAM, Facultad de Ingeniería, 2002.pp. 836
- 2 Novak, Moffat, Nalluri. *Estructuras hidráulicas*. McGraw Hill 2a Ed. Colombia 2001.
- 3 French, Richard. *Hidráulica de canales abiertos*. Mc Graw Hill. Traducción Facultad de Ingeniería UNAM. México 1988.
- 4 Chow, Ven Te. *Hidráulica de los canales abiertos*. Ed. Diana, México 1985.
- 5 Silvestre, Paschoal. *Fundamentos de Hidráulica General*. Ed. Limusa, México 1983
- 6 Sotelo, Ávila , Gilberto. *Hidráulica General Vol. 1 Fundamentos*. Ed. Limusa 2001
- 7 Henderson, F. M. *Open Channel Flow*. Ed. Macmillan New York 1966
- 8 Capítulos 6, 8, 10, 12, 13,14 y 15 del Manual de hidráulica fluvial de la CNA.