



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERIA
INGENIERIA HIDRAULICA

**COMPARATIVA DEL ESTUDIO DE SOCAVACIÓN DEL PUENTE
“TEAPA”, EL REALIZADO EN 1986 Y SU COMPORTAMIENTO EN
ESTE AÑO.**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ING MARIANO GABRIEL NAVA OLGUIN

TUTOR PRINCIPAL
DR. CARLOS ESCALANTE SANDOVAL

MÉXICO, D. F. 11 DE NOVIEMBRE DEL 2013

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. VICTOR FRANCO
Secretario: DR CARLOS ESCALANTE SANDOVAL
Vocal: DRA LILIA REYES CHAVEZ
1 er. Suplente: DRA ALBA BEATRIZ VAZQUEZ GONZALEZ
2 d o. Suplente: MARCO TULIO MENDOZA ROSAS

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: MEXICO D.F.

TUTOR DE TESIS:

DR CARLOS ESCALANTE SANDOVAL

FIRMA

ÍNDICE

Introducción

1.- Distribución de frecuencias -----	1
2.- socavación -----	17
3.- Cálculo de socavación del puente	
“Teapa” -----	33
3.1.-Antecedentes del puente Teapa	
3.4.-Cálculo de socavación del puente “Teapa” utilizando el gasto obtenido por el análisis de frecuencias Gamma-3, tomando los gastos máximos de los periodos 1950-1980, 1950-2007 y 1944-2007.	
Conclusiones. -----	62
Bibliografía -----	64

INTRODUCCIÓN

El desarrollo de nuestro país en los últimos años exige la construcción de vías de comunicación cada día más seguras y eficientes.

En el caso de las vías terrestres es muy importante una planeación adecuada para la construcción de carreteras en la que va incluida la buena operación de los puentes.

Cuando no se tiene un estudio hidrológico, hidráulico y de mecánica de suelos adecuado, los puentes se pueden colapsar y por ende se suspende la comunicación y el movimiento de materiales y de personas.

En base a lo anterior, el diseño de puentes sobre corrientes naturales, es de gran importancia para la construcción de estas vías de comunicación.

En el proyecto de un puente, desde el punto de vista hidráulico, es necesario tomar en cuenta varios parámetros en el análisis, de los cuales los más importantes son: el caudal de agua que pasará por el puente al presentarse una avenida máxima, según el periodo de retorno considerado (el cual dependerá de la vida útil de la obra), la velocidad de la corriente, el área hidráulica y la longitud que debe tener la estructura para permitir el paso de dicha corriente y la profundidad de socavación que se puede presentar.

La socavación es una erosión la cual va degradando el lecho del cauce de una corriente natural, si dentro de la misma se coloca un obstáculo como lo es una pila de un puente, se modifican las condiciones del escurrimiento, produciéndose un aumento de velocidad, lo cual puede traer como consecuencia que la profundidad de socavación llegue hasta la cimentación de la estructura y entonces se produzca su falla total.

En el presente trabajo se hace una comparación del estudio de socavación del puente Teapa construido sobre la Vía Férrea Coatzacoalcos-Mérida, realizado con datos hasta el año 1980 y el estudio actual que se realizó con datos hasta el año 2007, que son los últimos datos que proporciona la Comisión Nacional del Agua (Conagua).

En el capítulo I, se hace un análisis de frecuencias de eventos extremos, donde se obtiene la distribución de probabilidad que más se ajuste al trabajo que se realiza. Se toman en cuenta los estadísticos muestrales, el periodo de retorno, las pruebas de homogeneidad e independencia, las principales distribuciones de probabilidad empleadas en la práctica hidrológica y por último se ve la prueba de bondad de ajuste.

En el capítulo II, se ven los tipos de socavación que existen, como influye el gasto y la velocidad de flujo en el arrastre y depósito de materiales tanto en suelos cohesivos como en granulares y se describen algunos métodos para el cálculo de la socavación general y local en pilas para puentes.

En el capítulo III, se presenta una descripción del puente “Teapa” haciendo referencia a su historia, su ubicación y el colapso que tuvo en el año 1986.

Se hace un análisis de frecuencias donde se determina utilizar la distribución gamma-3p, también se realiza el cálculo de socavación general y local del puente “Teapa” utilizando el gasto obtenido utilizando los datos de Conagua del periodo 1944-2007.

Al final del trabajo se presentan las conclusiones derivadas de este trabajo, haciendo una comparativa de los resultados obtenidos en el año 1986 con los que se obtienen en este trabajo.

1.- Distribución de frecuencias.

1. Análisis de frecuencias de eventos extremos

Para la estimación de los eventos hidrológicos asociados a cierto periodo de retorno se requiere realizar un adecuado análisis de frecuencias de eventos extremos. Dicho análisis requiere de la determinación de las características estadísticas de la muestra, la aplicación de pruebas de homogeneidad e independencia, y de la obtención de la distribución de probabilidad que mejor ajusta a la muestra analizada.

1.1 Estadísticos muestrales

Las técnicas de estimación de parámetros de las distribuciones de probabilidad hacen uso de las características estadísticas de las series de tiempo analizadas. Las características principales son:

Media

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (1.1)$$

Varianza no sesgada

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (1.2)$$

Coefficiente de asimetría no sesgado

$$g = \frac{\left\langle \frac{[n(n-1)]^{1/2}}{(n-2)} n^{1/2} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \right\rangle}{\left(\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right)^{(3/2)}} \quad (1.3)$$

Coefficiente de curtosis no sesgado

$$k = 3 + \left\langle \frac{(n-1)}{(n-2)(n-3)} \{[(n-1)g_1] + 6\} \right\rangle \quad (1.4)$$

Donde

$$g_1 = \frac{\left\{ \frac{n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4}{\left(\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right)^2} \right\} - 3}{\left(\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right)^2} \quad (1.5)$$

Coefficiente de variación

$$Cv = \frac{S}{\bar{x}} \quad (1.6)$$

Debido a que las series hidrológicas se consideran relativamente cortas, se deben utilizar estos estadísticos no sesgados.

1.2 Periodo de retorno

El período de retorno se define como el número de años que transcurren en promedio para que un evento de magnitud dada x sea igualado o excedido por lo menos una vez en ese periodo de tiempo.

$$T = \frac{1}{P(X > x)} = \frac{1}{[1 - P(X \leq x)]} \quad (1.7)$$

Sea la Ley empírica de Weibull:

$$T = \frac{n+1}{m} \quad (1.8)$$

Donde

n tamaño de la muestra analizada en años.

m número de orden del registro.

Y la probabilidad de no excedencia:

$$F(X \leq x) = 1 - \frac{1}{T} \quad (1.9)$$

1.3 Pruebas de homogeneidad e independencia

Las características estadísticas de las series hidrológicas, como la media, desviación estándar y los coeficientes de correlación serial, se afectan cuando la serie presenta

tendencia en la media o en la varianza, o cuando ocurren saltos negativos o positivos; tales anomalías son producidas por la pérdida de homogeneidad o consistencia.

En general, la falta de homogeneidad de los datos es inducida por las actividades humanas como la deforestación, apertura de nuevas áreas al cultivo, rectificación de cauces, construcción de embalses y reforestación. También es producto de los procesos naturales súbitos, como incendios forestales, terremotos, deslizamiento de laderas y erupciones volcánicas.

Las pruebas estadísticas que miden la homogeneidad de una serie de datos presentan una hipótesis nula y una regla para aceptarla o rechazarla. En este trabajo se aplican las técnicas de Helmert, t de Student y Cramer

Adicionalmente, se emplea la prueba de independencia de Anderson para verificar si las muestras analizadas están formadas por variables aleatorias, requisito indispensable para aplicar el análisis de frecuencias.

Prueba estadística de Helmert

Esta prueba es sencilla y consiste en analizar el signo de las desviaciones de cada evento Q_i^j de la serie j para $i = 1, 2, \dots, n_j$, con respecto a su valor medio \bar{Q}^j . Si una desviación de un cierto signo es seguida de otra del mismo signo, entonces se dice que se forma una secuencia S , de lo contrario se considera como un cambio C .

La serie se considera homogénea si se cumple

$$-\sqrt{n_j - 1} \leq (S - C) \leq \sqrt{n_j - 1} \quad (1.10)$$

Prueba estadística t de Student

Cuando la causa probable de la pérdida de homogeneidad de la serie sea un cambio abrupto en la media, la prueba del estadístico t es muy útil.

Si se considera una serie Q_i^j para $i = 1, 2, \dots, n_j$, del sitio j , la cual se divide en dos conjuntos de tamaño $n_1 = n_2 = \frac{n_j}{2}$, entonces, el estadístico de prueba se define con la expresión

$$t_d = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\left[\frac{n_1 s_1^2 + n_2 s_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{1/2}} \quad (1.11)$$

Donde

\bar{x}_1, S_1^2 media y varianza de la primera parte del registro de tamaño n_1 .

\bar{x}_2, S_2^2 media y varianza de la segunda parte del registro de tamaño n_2 .

El valor absoluto de t_d se compara con el valor de la distribución t de Student de dos colas con $\nu = n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad y para un nivel $\alpha = 0.05$. Sí y sólo si el valor absoluto de t_d es mayor que el de la distribución t de Student, se concluye que la diferencia entre las medias es evidencia de inconsistencia y por lo tanto la serie Q_i^j se considera no homogénea.

Prueba estadística de Cramer

Esta prueba se utiliza con el propósito de verificar homogeneidad en el registro Q_i^j de la serie j para $i = 1, 2, \dots, n_j$, y también para determinar si el valor medio no varía significativamente de un período de tiempo a otro. Con este propósito se consideran tres bloques, el primero, del tamaño total de la muestra n_j ; el segundo de tamaño n_{60} (60% de los últimos valores de la muestra n_j); y el tercero de tamaño n_{30} (30% de los últimos valores de la muestra n_j). La prueba compara el valor de \bar{Q}^j del registro total con cada una de las medias de los bloques elegidos \bar{Q}_{60}^j y \bar{Q}_{30}^j . Para que se considere la serie analizada como estacionaria en la media, se deberá cumplir que no existe una diferencia significativa entre las medias de los bloques.

$$\bar{Q}^j = \sum_{i=1}^{n_j} \frac{Q_i^j}{n_j}, \text{ para una sola muestra analizada } j = 1 \quad (1.12)$$

$$S_Q^j = \left[\frac{1}{(n_j - 1)} \sum_{i=1}^{n_j} (Q_i^j - \bar{Q}^j)^2 \right]^{1/2} \quad (1.13)$$

$$\bar{Q}_{60}^j = \sum_{k=1}^{n_{60}} \frac{Q_k^j}{n_{60}} \quad (1.14)$$

$$\bar{Q}_{30}^j = \sum_{k=1}^{n_{30}} \frac{Q_k^j}{n_{30}} \quad (1.15)$$

$$\tau_{60}^j = \frac{\bar{Q}_{60}^j - \bar{Q}^j}{S_Q^j} \quad (1.16)$$

$$\tau_{30}^j = \frac{\bar{Q}_{30}^j - \bar{Q}^j}{S_Q^j} \quad (1.17)$$

$$t_w = \left\{ \frac{n_w(n_j - 2)}{n_j - n_w [1 + (\tau_w^j)^2]} \right\}^{1/2} |\tau_w^j| \quad \text{para } w = 60 \text{ y } w = 30 \quad (1.18)$$

El estadístico t_w tiene distribución t de Student de dos colas con $v = n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad y para un nivel $\alpha = 0.05$. Sí y solo si el valor absoluto de t_w , para $w = 60$ y $w = 30$, es mayor que el de la distribución t de Student, se concluye que la diferencia entre las medias es evidencia de inconsistencia y por lo tanto la serie Q_i^j se considera no homogénea.

Prueba de independencia de eventos

Para probar que la muestra Q_i^j de la serie j para $i = 1, 2, \dots, n_j$ esta compuesta por variables aleatorias, se puede aplicar la prueba de independencia de Anderson (Salas *et al*, 1988), la cual hace uso del coeficiente de autocorrelación serial r_k^j para diferentes tiempos de retraso k . Si se analiza un solo registro, entonces $j = 1$.

La expresión para obtener el coeficiente de autocorrelación serial de retraso k es:

$$r_k^j = \frac{\sum_{i=1}^{n_j-k} (Q_i^j - \bar{Q}^j)(Q_{i+k}^j - \bar{Q}^j)}{\sum_{i=1}^{n_j} (Q_i^j - \bar{Q}^j)^2}; \quad \text{para } r_0^j = 1 \text{ y } k = 1, 2, \dots, \frac{n_j}{3} \quad (1.19)$$

Donde

$$\bar{Q}^j = \sum_{i=1}^{n_j} \frac{Q_i^j}{n_j} \quad (1.20)$$

Además, los límites al 95% de confianza para r_k^j se pueden obtener como

$$r_k^j(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{(n_j - k - 1)}}{n_j - k} \quad (1.21)$$

La gráfica de los valores estimados para r_k^j (ordenadas) contra los tiempos de retraso k (abscisas), junto con sus correspondientes límites de confianza, se llama correlograma de la muestra (Figura 1.1).

Si solo el 10% de los valores r_k^j sobrepasan los límites de confianza se dice que la serie Q_i^j es independiente y por lo tanto es una variable que sigue las leyes de la probabilidad.

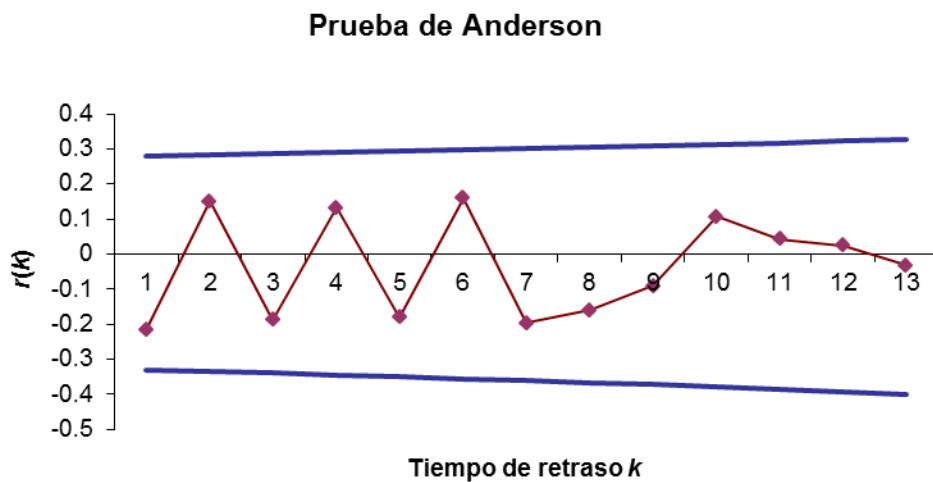


Figura 1.1 Correlograma de una serie de datos considerada como independiente.

1.4 Teoría distribucional

A continuación se presentan las principales distribuciones de probabilidad empleadas en la práctica hidrológica. Cada una de ellas muestra las diferentes técnicas de estimación de parámetros aplicadas en este trabajo.

Distribución Normal

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \quad (1.22)$$

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (1.23)$$

Estimadores por momentos y máxima verosimilitud

$$\hat{\mu} = \bar{x} \quad (1.24)$$

$$\hat{\sigma}^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1} \quad (1.25)$$

Estimadores por momentos-L

$$\hat{\mu} = \lambda_1 \quad (1.26)$$

$$\hat{\sigma} = 1.772 \lambda_2 \quad (1.27)$$

Distribución Log Normal con dos parámetros

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-1/2\left[\frac{\ln(x)-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2}, \quad x > 0 \quad (1.28)$$

Estimadores por momentos y máxima verosimilitud

$$\hat{\mu}_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \quad (1.29)$$

$$\hat{\sigma}_y^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (\ln x_i - \hat{\mu}_y)^2}{n} \quad (1.30)$$

Distribución Log Normal con tres parámetros

$$f(x) = \frac{1}{(x-x_0)\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x-x_0)-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2} \quad x > x_0 \quad (1.31)$$

Estimadores por momentos

$$\hat{x}_0 = \bar{x} \left(1 - \frac{\hat{\eta}_x}{\hat{\eta}_z} \right) \quad (1.32)$$

Donde

$$\hat{\eta}_x = \frac{S}{x} \quad (1.33)$$

$$\hat{\eta}_z = \frac{1 - w^{2/3}}{w^{1/3}} \quad (1.34)$$

$$w = \frac{(g^2 + 4)^{1/2} - g}{2} \quad (1.35)$$

$$\hat{\mu}_y = \ln \left(\frac{S}{\hat{\eta}_z} \right) - \frac{1}{2} \ln(\hat{\eta}_z^2 + 1) \quad (1.36)$$

$$\hat{\sigma}_y = [\ln(\hat{\eta}_z^2 + 1)]^{(1/2)} \quad (1.37)$$

Estimadores por máxima verosimilitud

$$\hat{\mu}_y = \sum_{i=1}^n \frac{\ln(x_i - \hat{x}_0)}{n} \quad (1.38)$$

$$\hat{\sigma}_y^2 = \sum_{i=1}^n [\ln(x_i - x_o) - \hat{\mu}_y]^2 / n \quad (1.39)$$

\hat{x}_0 se obtiene al resolver

$$F(\hat{x}_0) = \sum_{i=1}^n \frac{1}{(x_i - \hat{x}_0)} (\hat{\mu}_y - \hat{\sigma}_y^2) - \sum_{i=1}^n \left\{ \left[\frac{1}{(x_i - \hat{x}_0)} \right] \ln(x_i - \hat{x}_0) \right\} = 0 \quad (1.40)$$

Distribución Gamma con dos parámetros

$$F(x) = \int_0^x \frac{x^{\beta-1} e^{-x/\alpha}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} dx \quad (1.41)$$

Estimadores por momentos

$$\hat{\alpha} = \frac{s^2}{\bar{x}} \quad (1.42)$$

$$\hat{\beta} = \left(\frac{\bar{x}}{s} \right)^2 \quad (1.43)$$

Estimadores por máxima verosimilitud

$$\hat{\alpha} = \frac{\bar{x}}{\hat{\beta}} \quad (1.44)$$

El estimador $\hat{\beta}$ se obtiene al resolver

$$F(\hat{\beta}) = \hat{\mu}_y - \ln(\hat{\mu}_x) + \ln(\hat{\beta}) - \psi(\hat{\beta}) = 0 \quad (1.45)$$

Empleando como valor inicial del parámetro $\hat{\beta}$

$$\hat{\beta} = \frac{1 + \sqrt{1 + \frac{4}{3}C}}{4C} \quad (1.46)$$

$$C = \ln(\bar{x}) - \bar{y} \quad (1.47)$$

La aproximación de la función digamma de $\hat{\beta}$ es

$$\psi(\hat{\beta}) = \ln(\hat{\beta} + 2) - \frac{1}{2(\hat{\beta} + 2)} - \frac{1}{12(\hat{\beta} + 2)^2} + \frac{1}{120(\hat{\beta} + 2)^4} - \frac{1}{252(\hat{\beta} + 2)^6} - \frac{1}{(\hat{\beta} + 1)} - \frac{1}{\hat{\beta}} \quad (1.48)$$

Estimadores por momentos-L

$$\tau_2 = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \quad (1.49)$$

Para $0 \leq \tau_2 < 0.5$

$$\hat{\beta} = (1 - 0.308z) / (z - 0.05812z^2 + 0.01765z^3) \quad (1.50)$$

$$z = \pi \tau_2 = 3.1416 \tau_2 \quad (1.51)$$

Para $0.5 \leq \tau_2 < 1$

$$\hat{\beta} = (0.7213z - 0.5947z^2) / (1 - 2.1817z + 1.2113z^2) \quad (1.52)$$

$$z = 1 - \tau_2 \quad (1.53)$$

Distribución Gamma con tres parámetros

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x-x_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)} \quad \begin{array}{l} \alpha > 0 \\ x_0 \leq x < \infty \\ \beta > 0 \end{array} \quad (1.54)$$

Estimadores por momentos

$$\hat{\beta} = \frac{4}{g^2} \quad (1.55)$$

$$\hat{\alpha} = \frac{S}{\sqrt{\hat{\beta}}} \quad (1.56)$$

$$\hat{x}_0 = \bar{x} - S\sqrt{\hat{\beta}} \quad (1.57)$$

Estimadores por momentos de probabilidad pesada

$$R = \frac{\hat{M}_{(2)} - (\hat{M}_{(0)}/3)}{\hat{M}_{(1)} - (\hat{M}_{(0)}/2)} \quad (1.58)$$

$$CS = -20.15278973 + 20.04052245 R \quad (1.59)$$

Si $R < 0$ entonces $CS = -CS$

$$H = -6.528013777 + 9.695774 R \quad (1.60)$$

$$CV = H \left[\left(\frac{\hat{M}_{(1)}}{\hat{M}_{(0)}} \right) - 0.5 \right] \quad (1.61)$$

$$SD = H \left[\hat{M}_{(1)} - \left(\frac{\hat{M}_{(0)}}{2} \right) \right] \quad (1.62)$$

$$\hat{\beta} = \frac{4}{(CS)^2} \quad (1.63)$$

$$\hat{\alpha} = \frac{[(CS)/CS]SD}{\sqrt{\hat{\beta}}} \quad (1.64)$$

$$\hat{x}_0 = \hat{M}_{(0)} - \hat{\alpha} \hat{\beta} \quad (1.65)$$

Distribución de valores extremos tipo I (Gumbel)

$$F(x) = e^{-e^{-\left[\frac{x-u}{\alpha}\right]}} \quad (1.66)$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\left(\frac{x-v}{\alpha}\right)} e^{-e^{-\left(\frac{x-v}{\alpha}\right)}} \quad -\infty < x < \infty, \alpha > 0 \quad (1.67)$$

La variable reducida Gumbel es

$$y_i = \frac{x_i - v}{\alpha} \quad (1.68)$$

Estimadores por momentos

$$\hat{v} = \bar{x} - 0.45 S \quad (1.69)$$

$$\hat{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S = 0.78 S \quad (1.70)$$

Estimadores por máxima verosimilitud

Considerando la variable reducida (formula 1.68) se tiene el siguiente proceso iterativo

$$P = n - \sum_{i=1}^n e^{-y_i} \quad (1.71)$$

$$R = n - \sum_{i=1}^n y_i + \sum_{i=1}^n y_i e^{-y_i} \quad (1.72)$$

El criterio de convergencia es

$$\frac{P}{\hat{\alpha}} \approx 0 \quad \text{y} \quad \frac{-R}{\hat{\alpha}} \approx 0 \quad (1.73)$$

Incrementos

$$\delta_{v_j} = (1.11P_j - 0.26R_j) \frac{\alpha_j}{n}$$

$$\delta_{\alpha_j} = (0.26P_j - 0.61R_j) \frac{\alpha_j}{n} \quad (1.74)$$

Nuevos valores

$$\hat{v}_{j+1} = \hat{v}_j + \delta_{v_j}$$

$$\hat{\alpha}_{j+1} = \hat{\alpha}_j + \delta_{\alpha_j} \quad (1.75)$$

Estimadores por momentos-L

$$\hat{v} = \lambda_1 - 0.577216 \hat{\alpha} \quad (1.76)$$

$$\hat{\alpha} = \frac{\lambda_2}{\ln(2)} \quad (1.77)$$

Estimadores por máxima entropía

Considerando la variable reducida (formula1.68) se tiene el siguiente proceso iterativo

$$P = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad (1.78)$$

$$R = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n e^{-y_i} \quad (1.79)$$

El criterio de convergencia es

$$|0.577216 - P| \approx 0 \quad \text{y} \quad |1 - R| \approx 0 \quad (1.80)$$

Incrementos

$$\begin{aligned} \delta_{\alpha_j} &= 0.4228 + P_j + \ln(R_j) \\ \delta_{v_j} &= P_j - 0.577216 \delta_{\alpha_j} \end{aligned} \quad (1.81)$$

Nuevos valores

$$\begin{aligned} \hat{v}_{j+1} &= \hat{v}_j + \hat{\alpha}_{j+1} \delta_{v_j} \\ \hat{\alpha}_{j+1} &= \hat{\alpha}_j \delta_{\alpha_j} \end{aligned} \quad (1.82)$$

Distribución general de valores extremos (GVE)

$$F(x) = e^{-\left[1 - \left(\frac{x-v}{\alpha}\right)^\beta\right]^{1/\beta}} \quad (1.83)$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\left[1 - \left(\frac{x-v}{\alpha}\right)^\beta\right]^{1/\beta}} \left(1 - \left(\frac{x-v}{\alpha}\right)^\beta\right)^{\frac{1}{\beta}-1} \quad (1.84)$$

La variable reducida GVE es:

$$y = -\ln\left(1 - \left(\frac{x-v}{\alpha}\right)^\beta\right)^{1/\beta} \quad (1.85)$$

Estimadores por momentos

Para $-11.35 < g < 1.1396$

$$\hat{\beta} = 0.279434 - 0.333535g + 0.048306g^2 + 0.023314g^3 + 0.00376g^4 + 0.000263g^5 \quad (1.86)$$

Para $1.14 < g < 18.95$

$$\hat{\beta} = 0.25031 - 0.29219g + 0.075357g^2 + 0.010883g^3 + 0.000904g^4 + 0.000043g^5 \quad (1.87)$$

$$\hat{A} = \mu_x + \hat{B}E[y] = \bar{x} + \hat{B}E[y] \quad (1.88)$$

$$\hat{B} = \left[\frac{\text{Var}(x)}{\text{Var}(y)} \right]^{(1/2)} \quad (1.89)$$

$$\text{Var}(x) = \sigma_x^2 = S_x^2 \quad (1.90)$$

$$E[y] = \Gamma(1 + \hat{\beta}) \quad (1.91)$$

$$\text{Var}(y) = \Gamma(1 + 2\hat{\beta}) + \Gamma^2(1 + \hat{\beta}) \quad (1.92)$$

Para $\hat{\beta} < 0$

$$\hat{\alpha} = -\hat{\beta} \hat{B} \quad (1.93)$$

$$\hat{v} = \hat{A} + \hat{B} \quad (1.94)$$

Para $\hat{\beta} > 0$

$$\hat{\alpha} = \hat{\beta} \hat{B} \quad (1.95)$$

$$\hat{v} = \hat{A} - \hat{B} \quad (1.96)$$

Para $\hat{\beta} = 0$

$$\hat{v} = \bar{x} - 0.45 S \quad (1.97)$$

$$\hat{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S = 0.78 S \quad (1.98)$$

Estimadores por máxima verosimilitud

Considerando la variable reducida (formula 1.85) se tiene el siguiente proceso iterativo

$$P = n - \sum_{i=1}^n e^{-y_i} \quad (1.99)$$

$$Q = \sum_{i=1}^n e^{-y_i + (\beta-1)y_i} - (1-\beta) \sum_{i=1}^n e^{\beta y_i} \quad (1.100)$$

$$R = n - \sum_{i=1}^n y_i + \sum_{i=1}^n y_i e^{-y_i} \quad (1.101)$$

El criterio de convergencia es

$$\frac{Q}{\hat{\alpha}} \approx 0; \quad \frac{1}{\hat{\alpha}} \left(\frac{P+Q}{\hat{\beta}} \right) \approx 0; \quad \frac{1}{\hat{\beta}} \left[R - \left(\frac{P+Q}{\hat{\beta}} \right) \right] \approx 0 \quad (1.102)$$

Incrementos

$$\begin{aligned} \delta_{\hat{\alpha}_j} &= -\frac{\hat{\alpha}_j}{n} \left\{ bQ_j + \frac{h(P_j+Q_j)}{\hat{\beta}_j} + \frac{f}{\hat{\beta}_j} \left[R_j - \left(\frac{P_j+Q_j}{\hat{\beta}_j} \right) \right] \right\} \\ \delta_{\hat{\alpha}_j} &= -\frac{\hat{\alpha}_j}{n} \left\{ hQ_j + a \frac{(P_j+Q_j)}{\hat{\beta}_j} + \frac{gs}{\hat{\beta}_j} \left[R_j - \left(\frac{P_j+Q_j}{\hat{\beta}_j} \right) \right] \right\} \\ \delta_{\hat{\beta}_j} &= -\frac{1}{n} \left\{ fQ_j + gs \left(\frac{(P_j+Q_j)}{\hat{\beta}_j} \right) + \frac{c}{\hat{\beta}_j} \left[R_j - \left(\frac{(P_j+Q_j)}{\hat{\beta}_j} \right) \right] \right\} \end{aligned} \quad (1.103)$$

Donde a, b, c, f, gs y h son los elementos de la matriz de varianza- covarianza de los parámetros de la distribución GVE para $-1.5 < \hat{\beta} < 1.0$

$$\begin{aligned} a &= 0.661437 - 0.562798\hat{\beta} + 0.985803\hat{\beta}^2 - 0.059011\hat{\beta}^3 \\ b &= 1.235356 - 0.162161\hat{\beta} - 0.115137\hat{\beta}^2 + 0.009577\hat{\beta}^3 \\ c &= 0.4711 - 0.77627\hat{\beta} + 0.295825\hat{\beta}^2 - 0.009645\hat{\beta}^3 \\ f &= 0.244435 - 0.10287\hat{\beta} - 0.19583\hat{\beta}^2 - 0.016837\hat{\beta}^3 \\ gs &= 0.15373 - 0.411923\hat{\beta} - 0.479209\hat{\beta}^2 - 0.075004\hat{\beta}^3 \\ h &= 0.338937 - 1.209555\hat{\beta} - 0.109822\hat{\beta}^2 - 0.019801\hat{\beta}^3 \end{aligned} \quad (1.104)$$

Nuevos valores

$$\begin{aligned} \hat{v}_{j+1} &= \hat{v}_j + \delta_{v_j} \\ \hat{\alpha}_{j+1} &= \hat{\alpha}_j + \delta_{\alpha_j} \\ \hat{\beta}_{j+1} &= \hat{\beta}_j + \delta_{\beta_j} \end{aligned} \quad (1.105)$$

Estimadores por momentos-L

$$E = \left\{ \frac{2\hat{M}_{(1)} - \hat{M}_{(0)}}{3\hat{M}_{(2)} - \hat{M}_{(0)}} \right\} - \left[\frac{\ln(2)}{\ln(3)} \right] \quad (1.106)$$

$$\hat{\beta} = 7.859 E + 2.9554 E^2 \quad (1.107)$$

$$A = \Gamma(1 + \hat{\beta}) \quad (1.108)$$

$$B = 1 - 2^{-\hat{\beta}} \quad (1.109)$$

$$C = (2\hat{M}_{(1)} - \hat{M}_{(0)})\hat{\beta} \quad (1.110)$$

$$D = (A - 1) / \hat{\beta} \quad (1.111)$$

$$\hat{\alpha} = \frac{C}{A B} \quad (1.112)$$

$$\hat{v} = \hat{M}_{(0)} + D \hat{\alpha} \quad (1.113)$$

Distribuciones Mezcladas

$$F(x) = pF_1(x) + (1 - p)F_2(x) \quad (1.114)$$

Donde $F_1(x)$ y $F_2(x)$ son las distribuciones marginales de la primera y segunda población, las cuales pueden ser del tipo Gumbel.

Distribución Gumbel Mixta:

$$F(x) = pe^{-e^{-\left(\frac{x-v_1}{\alpha_1}\right)}} + (1 - p)e^{-e^{-\left(\frac{x-v_2}{\alpha_2}\right)}} \quad (1.115)$$

$$f(x) = \frac{p}{\alpha_1} e^{-e^{-\left(\frac{x-v_1}{\alpha_1}\right)}} e^{-\left(\frac{x-v_1}{\alpha_1}\right)} + \frac{(1-p)}{\alpha_2} e^{-e^{-\left(\frac{x-v_2}{\alpha_2}\right)}} e^{-\left(\frac{x-v_2}{\alpha_2}\right)} \quad (1.116)$$

Estimadores por máxima verosimilitud distribuciones mezcladas

Los parámetros se calculan por la maximización de la función logarítmica de verosimilitud:

$$\ln L = \ln \prod_{i=1}^n f(x_i; \theta) \quad (1.117)$$

Sujeta a las restricciones:

$$x > 0; \alpha_i > 0; \quad 0 < p < 1 \quad (1.118)$$

1.5 Prueba de bondad de ajuste

Kite propuso un estadístico que permite seleccionar la mejor opción, entre diferentes modelos en competencia, para el ajuste de una muestra de datos Q_i^j con $i = 1, 2, \dots, n_j$, de un sitio j .

Este estadístico es conocido como el error estándar de ajuste, y tiene la forma

$$EEA = \left[\frac{\sum_{i=1}^{n_j} (\hat{Q}_T^j - Q_T^j)^2}{n_j - mp} \right]^{1/2} \quad (1.119)$$

Donde

Q_T^j eventos registrados ordenados de mayor a menor con un periodo de retorno y una probabilidad de no excedencia.

\hat{Q}_T^j eventos estimados por cierta distribución de probabilidad para cada periodo de retorno T asignado a la muestra ordenada Q_i^j de tamaño n_j .

mp número de parámetros de la distribución ajustada:

$mp = 2$ para la Normal, Log Normal-2, Gamma-2, Gumbel

$mp = 3$ para la Log Normal-3, Gamma-3, GVE

$mp = 5$ para la Gumbel mixta

2.-Socavación.

En el campo de la ingeniería civil es muy importante poder predecir la magnitud de la erosión que un flujo dado puede provocar al pie de las diferentes obras hidráulicas como son los puentes, vertedores, bordos, espigones, muelles etc.

Puede afirmarse que la mayoría de las fallas de puentes son provocadas por la socavación en las pilas. Dicha socavación ocasiona que las pilas queden sin apoyo, se asienten y provoquen la falla de la superestructura.

La socavación en cauces naturales puede clasificarse en varios tipos. (Maza 1968):

a) Socavación general:

Es la que ocurre en condiciones naturales del cauce cuando, al presentarse una creciente del río, aumenta la capacidad de la corriente de arrastrar material de fondo, produciéndose una cierta profundidad de socavación a lo largo de todo el cauce. Durante el periodo de recesión de la corriente, el material de arrastre es depositado nuevamente, quedando el fondo del cauce con una elevación media aproximadamente igual a la existente antes de que ocurra este tipo de socavación.

b) Socavación transversal:

Al sufrir cierto estrechamiento un cauce por la construcción de un puente, se provoca un aumento en la velocidad del flujo debido a la reducción del área hidráulica original. Esto provoca que la corriente arrastre mayor cantidad de material de fondo, y ocurra la socavación transversal.

c) Socavación local.

Ocurre cuando existe un obstáculo en la trayectoria del flujo, el cual induce la formación de vórtices que provocan la disminución de la elevación del fondo únicamente en la zona alrededor del obstáculo.

d) Socavación en curvas.

Con la presencia de una curva de un cauce, la corriente ataca el lado exterior de la misma y se forma un flujo helicoidal que tiende a arrastrar el material del fondo hacia la parte interior de la curva.

e) Socavación aguas abajo de obras de almacenamiento.

Cuando existe una obra de almacenamiento que libera volúmenes considerables de agua sin material sólido, la corriente liberada produce una socavación que no se recupera por no haber aportación de sólidos que se depositen. Esto es importante particularmente en puentes construidos aguas debajo de grandes embalses.

En este trabajo solo se trata la socavación general y local en las pilas de puentes.

2.1 Socavación general.

Como se describió anteriormente la socavación general es el descenso generalizado del fondo del río como consecuencia de una mayor capacidad de la corriente para arrastrar y transportar sedimentos en suspensión del lecho durante las crecientes. Ocurre a todo lo largo del río y no necesariamente se debe a factores humanos como la construcción de un puente o de otra estructura. El descenso del lecho puede ser uniforme o no uniforme a través de la sección transversal.

La socavación general más común es debida a la contracción del flujo que ocasiona la remoción del material a través de todo o casi todo el ancho del cauce.

La socavación por contracción es causada principalmente por la disminución del ancho del flujo ya sea por causas naturales o artificiales. La causa más común de socavación por contracción es la reducción de la sección del flujo por los terraplenes de acceso al puente y en menor grado por las pilas que bloquean parte de la sección recta.

Una disminución en el perímetro mojado implica aumento de la velocidad media del agua y del esfuerzo cortante. Por lo tanto, se presenta aumento en las fuerzas erosivas en la contracción ocasionando que la cantidad del material del lecho que es removido supere al que es transportado hacia el sitio. El aumento en velocidad produce el incremento en el transporte de material haciendo que el nivel del lecho descienda, que el perímetro mojado aumente, por lo que la velocidad y el esfuerzo cortante nuevamente disminuyan, haciendo que el equilibrio del río se vaya restableciendo con el tiempo. Esta situación de equilibrio se da cuando el material que es removido es igual al material que es transportado hasta el sitio en consideración.

2.1.1 Métodos para calcular la socavación general.

Método de Lischtvan-Lebediev.

Este es un método que permite el cálculo de la socavación general del cauce durante crecientes independientemente de que exista o no un puente. Si el método se aplica para la zona de un puente, quiere decir que se está considerando también el efecto de la contracción, y por lo tanto, éste no debe adicionarse.

El método propuesto por Lischtvan- Lebediev es el más usado en México para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente y la velocidad media erosiva. La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la

velocidad la que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión. La velocidad erosiva es función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. La velocidad real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante.

El método se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural (figura 2.1), permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse, con los debidos ajustes, para casos de cauces definidos o no, materiales de fondo cohesivos o friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogénea o heterogénea.

-Proceso de cálculo.

-Velocidad media real.

$$Qd = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2.1)$$

Qd = Gasto de diseño en m^3

A = Área hidráulica en m^2

R = Radio hidráulico en m

S = Pendiente hidráulica

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

$$\alpha = \frac{Qd}{AR^{2/3}} = \frac{S^{1/2}}{n} \quad (2.2)$$

α = Coeficiente que depende de las características hidráulicas

$$R = \frac{A}{P} \quad (2.3)$$

$$A = B_g h \quad (2.4)$$

$$P = B_g + 2h \quad (2.5)$$

$R = h$, asumiendo que el perímetro mojado es igual al ancho libre de la superficie del agua, lo cual es válido para cauces muy anchos.

$$\alpha = \frac{S^{1/2}}{n} = \cong \frac{Qd}{Beh^{5/3}} \cong \frac{Qd}{Beh_m^{5/3}} \quad (2.6)$$

$$h = h_m = \frac{A}{B_e} \quad (2.7)$$

$$Qd = \alpha B_e h_m^{5/3} \quad (2.8)$$

Considerando que el caudal permanece constante antes y después de ocurrida la socavación, se tiene:

$$Qd = \alpha h^{5/3} B_e = V_r H_s B_e \quad (2.9)$$

$$V_r = \frac{\alpha h^{5/3}}{H_s} \quad (2.10)$$

V_r = Velocidad real del flujo

La condición de equilibrio se logra cuando la velocidad real y la velocidad erosiva son iguales.

-Velocidad erosiva.

a) Para suelos granulares

La velocidad erosiva es la que levanta y mantiene el material en movimiento.

$$V_e = 0.68\beta D_m^{0.28} H_s^z \quad (2.11)$$

V_e = Velocidad erosiva

β = Coeficiente de frecuencia

D_m = Diámetro medio de las partículas del material granular.

Z = Exponente variable en función del diámetro medio de la partícula.

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \log Tr \quad (2.12)$$

Coeficiente de ajuste = 0.9910, (Higuera C. y Pérez G., 1989)

Tr = Periodo de retorno.

$$D_m = \sum D_i P_i \quad (2.13)$$

$$Z = 0.94557 - 0.04136 \log D_m - 0.00891 \log^2 D_m \quad (2.14)$$

Coeficiente de ajuste = 0.9983, (Higuera C. y Pérez G., 1989)

b) Para suelos cohesivos.

La velocidad erosiva es la que es capaz de poner las partículas en suspensión.

$$V_e = 0.60\beta \gamma_m^{1.18} H_s^x \quad (2.15)$$

γ_m = Peso específico de la muestra en t / m^3

x = Exponente variable que depende del peso volumétrico del material cohesivo seco.

$$x = 0.8926 - 0.58073y_m + 0.136275y_m^2 \quad (2.16)$$

Coefficiente de ajuste = 0.9985, (Higuera C. y Pérez G., 1989)

-Determinación de la profundidad de socavación en suelos homogéneos.

La profundidad de socavación en cualquier punto de la sección transversal se obtiene cuando la velocidad media del cauce iguala a la velocidad erosiva ($V_r = V_e$). Conocido el perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, se escogen algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer la profundidad de socavación. Uniendo estos puntos se obtiene el perfil de socavación. Considerando que la hipótesis del método es que el gasto en cada franja del cauce permanece constante durante el proceso erosivo, la profundidad de socavación será igual a cero en las orillas, por lo que no se permite estimar ninguna erosión lateral de las márgenes.

Las expresiones siguientes asumen que los suelos son homogéneos y que la rugosidad del cauce es constante.

a) Para suelos granulares.

Igualando las ecuaciones 2.10 y 2.11 se tiene:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68\beta D_m^{0.28}} \right]^{1/1+s} \quad (2.17)$$

La expresión anterior no considera el efecto de la contracción del flujo debida a estribos y pilas, ni el peso específico del agua durante la creciente, por lo que debe corregirse mediante unos factores de ajuste cuando se trata de evaluar un puente.

El factor de corrección por contracción μ es menor que 1 y contribuye al aumento de la profundidad de la socavación.

TABLA 2.1 Factor de corrección por contracción del cauce μ (Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. 1992)

Velocidad media en la sección en m/s	Longitud libre entre dos pilas (claro) en m												
	10	13	16	18	21	45	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

V = velocidad media en la sección transversal

$\mu = 1.0$ si no hay obstáculos

Para puentes de un solo claro, el claro libre es la distancia entre estribos. Para puentes de varios claros, el claro libre es la mínima distancia entre dos pilas consecutivas, o entre pila y estribo más próximos.

Adicionalmente, el efecto del peso específico del agua durante la creciente se considera en otro factor de corrección ϕ que es mayor o igual que la unidad y su efecto es reducir la profundidad de socavación.

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

$$y_m = \text{peso específico de la muestra agua sedimento} \quad (2.18)$$

$$\phi = -0.54 + 1.5143y_m, \text{ si } y_m > 1.0 \text{ t/m}^3 \text{ (lecho móvil)}$$

Coefficiente de ajuste = 0.9983, (Higuera C. y Pérez G., 1989)

La ecuación final para el cálculo de la socavación considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua, es la siguiente:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \varphi D_m^{0.28}} \right]^{1/1+x} \quad (2.19)$$

Donde

H_s y h (m)

D_m (mm)

β Coeficiente de frecuencia, (Ecuación 2.12)

μ Factor de corrección por contracción del cauce. (Tabla 2.1)

φ Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos (Ecuación 2.18)

b) Suelos cohesivos

Igualando las ecuaciones 2.10 y 2.15 y considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua durante crecientes, se tiene:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \varphi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/1+x} \quad (2.20)$$

Donde

H_s y h (m)

γ_s peso específico del sedimento del lecho (t/m³)

β Coeficiente de frecuencia, (Ecuación 2.12)

μ Factor de corrección por contracción del cauce. (Tabla 2.1)

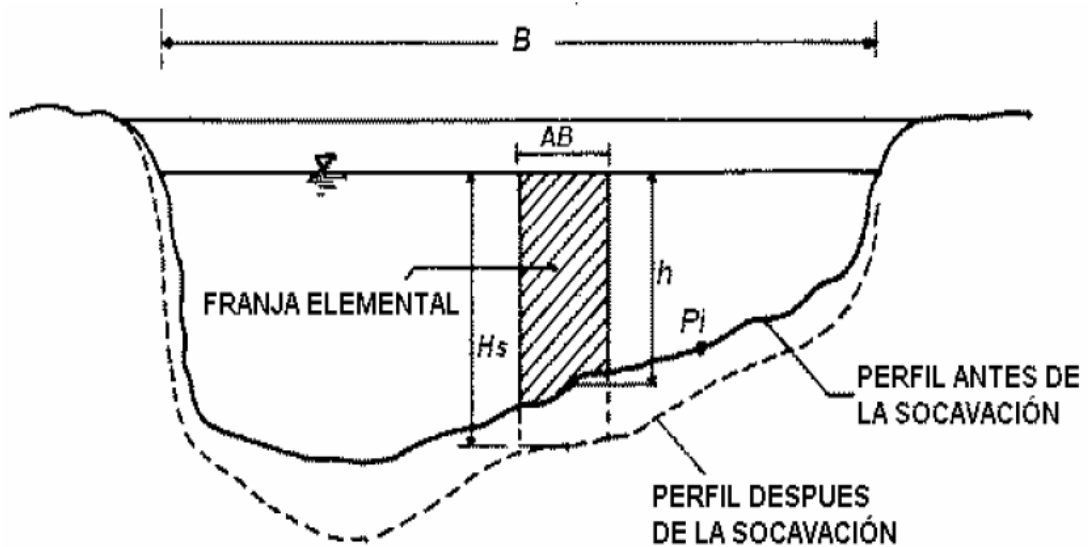
φ Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos (Ecuación 2.18)

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

En el caso de suelos estratificados, la profundidad de equilibrio arriba de la cual los sedimentos son arrastrados físicamente por el agua, se puede obtener analíticamente por tanteos. Escogido por tanteos un punto Pi (figura 2.1), para el cual se desea calcular la posible socavación y conocida la estratigrafía bajo la sección, se procede por estratos a aplicar las ecuaciones 2.19 o 2.20 según sea el material del que estén

formados. El cálculo se inicia para el estrato superior y se continúa hacia las capas más profundas. Se suspenden los tanteos cuando se llega a un estrato en donde se cumpla que la profundidad H_s calculada cae dentro de él. Esto mismo debe repetirse para varios puntos de la sección que al unirlos nos dan el perfil teórico del fondo socavado.

Figura 2.1 Sección transversal del cauce. (Juárez B.. y Rico R. 1992)



-Método de Straub.

Para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el fondo del cauce debido a una reducción de su sección transversal se usa la siguiente expresión.

$$H_s = \left[\frac{B_1}{B_2} \right]^{0.6+2} h_1 \tag{2.21}$$

$$D_s = H_s - h_1 \tag{2.22}$$

B_1 = ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción.

B_2 = ancho de la superficie libre del cauce en la contracción.

h_1 = tirante del agua hacia aguas arriba de la contracción.

-Método de Laursen.

Este método considera los casos de socavación en lecho móvil o en agua clara.

-Cálculo de la socavación por contracción en lecho móvil.

La ecuación asume que el material del lecho es transportado en la sección aguas arriba del puente.

$$\frac{H_2}{h_1} = \left[\frac{Q_2}{Q_1} \right]^{6/7} \left[\frac{B_1}{B_2} \right]^{K_1} \quad (2.23)$$

$$D_s = H_s - h_1$$

D_s = profundidad media de socavación por contracción (m) .

H_s = tirante medio del flujo en la sección contraída después de la socavación (m)

h_1 = tirante medio del flujo en el cauce principal y laderas que transportan sedimentos aguas arriba del puente (m).

h_2 = tirante medio del flujo en la sección contraída del puente antes de la socavación. Puede usarse h_1 en cauces arenosos con lecho móvil, caso en el que el hueco de socavación es rellenado por sedimentos.

Q_1 = caudal en la sección aguas arriba del cauce principal y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara. (m^3/s)

Q_2 = caudal en la sección contraída del puente y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara. (m^3/s)

B_1 = ancho del cauce principal y laderas que transportan sedimentos. (m)

B_2 = ancho neto del cauce principal y laderas que transportan sedimentos en la sección contraída quitando el ancho de las pilas. (m)

K_1 = exponente función del modo de transporte del sedimento, de la velocidad cortante aguas arriba del puente y de la velocidad de caída del material del lecho.

Tabla 2.2 Valores del coeficiente k_1

V/w	K ₁	Modo de transporte del sedimento del lecho
< 0.50	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho
0.50 A	0.64	Algo de material del lecho suspendido
2.0		
> 2.0	0.69	Mucho material del lecho suspendido

$$V_* = \sqrt{gh_1 I_1} \quad (2.24)$$

V_* = velocidad cortante en el cauce principal o ladera en la sección aguas arriba. (m/s)

W = velocidad de caída para D_{50} con la figura 2.2 (m/s)

g = aceleración de la gravedad = 9.8 m/s^2

I_1 = gradiente hidráulico en la sección de aguas arriba del puente. (m/m)

D_{50} = diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m)

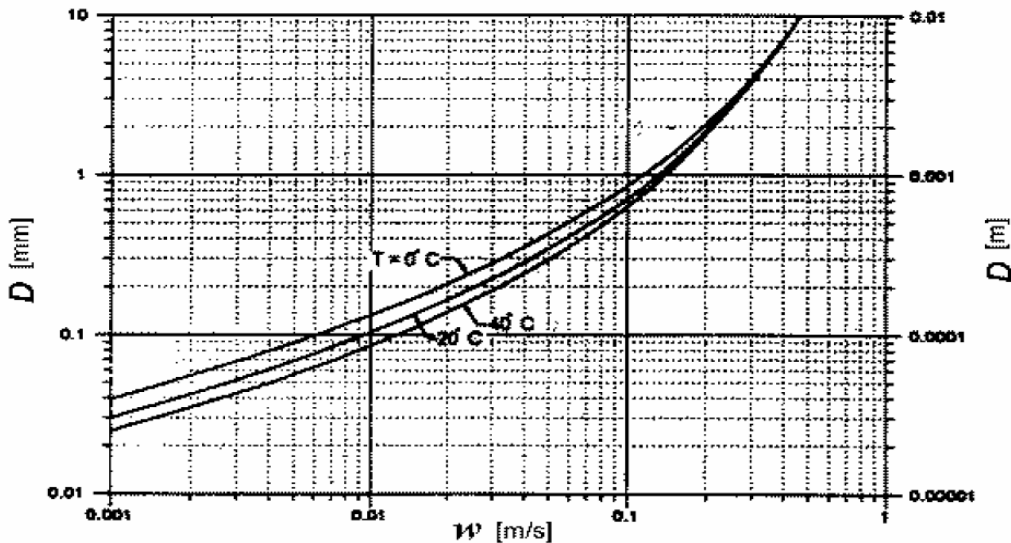


Figura 2.2 Velocidad de caída (w) para partículas de arena.

Notas:

- 1.- Los anchos B_1 y B_2 no son siempre fáciles de definir. En algunos casos se acepta tomar el ancho de la superficie libre del agua o el ancho del fondo descontando el ancho de las pilas. Debe guardarse siempre consistencia cualquiera que sea el ancho que se use.
- 2.- La sección de aguas arriba se debe localizar en un punto antes del puente en el que el flujo comienza a contraerse.
- 3.- La socavación por contracción puede calcularse independientemente para el cauce principal y las laderas izquierda o derecha.
- 4.- Las profundidades de socavación en lecho móvil disminuyen si el lecho tiene materiales gruesos que causen acorazamiento del cauce. Si existe esta posibilidad, es conveniente que se calcule la profundidad de socavación usando la ecuación correspondiente a agua clara en adición a la de lecho móvil y se escoja la menor profundidad calculada.

2.2 Socavación local.

Como ya se mencionó, la socavación local ocurre debido a la presencia de algún obstáculo al flujo, y provoca una disminución de la elevación del fondo únicamente en la zona alrededor del obstáculo.

La rapidez de la socavación local puede expresarse como la diferencia entre la capacidad del flujo de extraer el material que se encuentra en la olla de socavación y la aportación de sedimentos a ésta. Así que:

$$q_s = q_{s1} - q_{s2} \quad (2.27)$$

Dónde:

q_s = rapidez de la socavación, en volumen por unidad de tiempo.

q_{s1} = capacidad del flujo de extraer material de la hoya de socavación, en volumen por unidad de tiempo.

q_{s2} = aportación de sedimentos por el flujo a la hoya de socavación, en volumen por unidad de tiempo.

De acuerdo con la ecuación 2.27, pueden considerarse 3 casos:

- a) Socavación nula, que ocurre cuando $q_{s1} = q_{s2}$. En este caso la socavación es fluctuante ya que ocurre erosión momentáneamente, para recuperarse en seguida con la aportación q_{s2} .
- b) Socavación en aguas claras, es decir, sin arrastre de sedimentos. En este caso $q_{s2} = 0$, por lo que la ecuación 2.27 se convierte en $q_s = q_{s1}$, y la socavación es máxima.
- c) Socavación con movimiento continuo de sedimentos, en que $q_{s1} > q_{s2} > 0$.

Cuando ocurre la socavación en aguas claras la profundidad máxima de socavación se alcanza en forma asintótica respecto al tiempo, mientras que cuando hay arrastre de sedimentos la socavación oscila alrededor de un valor al que se llama profundidad de socavación de equilibrio d_{se} .

-Campo de flujo alrededor de una pila.

La existencia de una pila como obstáculo al flujo provoca la formación de sistemas de vórtices a su alrededor, los cuales son responsables de la socavación local, de acuerdo con muchos investigadores.

Dependiendo del tipo de la pila y de las condiciones del flujo de llegada, los vórtices pueden ser de los siguientes tipos: vórtice de herradura, vórtice de estela y vórtice de surco. Los sistemas de vórtices afectan la componente vertical de la velocidad en las cercanías de la pila.

El vórtice de herradura se presenta por la presencia de la pila, ya que ésta induce un cierto campo de presiones; cuando este campo es lo suficientemente fuerte provoca la separación de las capas límite, las cuales se enrollan delante de la pila para formar el sistema de herradura. Una pila de nariz obtusa es aquella que provoca un gradiente de presiones suficientemente grande para iniciar el proceso mencionado. Las otras pilas se conocen como de nariz aguda. La pila de nariz obtusa concentra la verticidad ya existente en el flujo de llegada.

Según Maza y Sánchez, en el caso de pilas circulares y de nariz redondeada alineadas con el flujo, la erosión se inicia en 2 zonas localizadas aproximadamente a 65° del eje de la pila paralelo a la dirección del flujo, y se desarrollan ahí sendos vórtices de eje vertical. Los conos así formados se van desarrollando durante el avance del proceso hasta que se juntan y se obtiene la misma profundidad en todo el ancho de la cara anterior. En el caso de pilas rectangulares alineadas con la corriente, la socavación se inicia en las 2 esquinas de la cara de aguas arriba, y continúa el proceso hasta que se observa la misma profundidad en todo el ancho de la cara de aguas arriba.

El vórtice de estela es producido por la presencia misma de la pila, a diferencia del caso del vórtice de herradura, y se forma al enrollarse las capas límite inestables generadas en la superficie de la pila. La intensidad de este tipo de vórtices depende de la forma de la pila y de la velocidad de llegada; una pila de forma aerodinámica creará una estela relativamente débil, pero una pila obtusa producirá una muy fuerte. Este tipo de vórtice provoca socavación local aguas abajo de la pila.

El vórtice de surco ocurre solamente en pilas completamente sumergidas, y es similar al que ocurre en los extremos de las superficies de las alas de un avión.

Melville observó que la magnitud de la circulación del vórtice de herradura disminuye con la profundidad del agua, por lo que el ritmo de erosión decrece cuando la hoya socavada alcanza ciertas dimensiones, hasta alcanzar el estado de equilibrio. Este estado presenta la condición para la cual la profundidad de socavación enfrente de la pila es suficiente para que el flujo hacia abajo ya no pueda levantar más material de fondo. Esto sugiere que la profundidad de socavación de equilibrio para aguas claras debe ser función de la magnitud del flujo hacia abajo enfrente de la pila, magnitud que es función principalmente del diámetro de la misma y de la velocidad de llegada. A pesar de que se alcanza una profundidad de socavación de equilibrio enfrente de la pila, la erosión continúa en la región de las dunas de aguas abajo. El montículo que se forma atrás de la pila es arrastrado y aplanado continuamente. Además, de acuerdo con Maza, una vez estabilizado el proceso de la socavación se observa que cuando la cresta de una duna se acerca a la zona erosionada aumenta la profundidad de socavación, la cual llega a un máximo cuando la cresta está sobre el borde de la zona socavada. La profundidad se conserva hasta que se desplaza hacia aguas abajo la

mitad de la duna, y después decrece hasta que llega la siguiente duna. Según Shen y otros, el aumento o disminución de la profundidad de socavación es menor que un medio de la altura de la duna, por lo que proponen sumar ese medio de la altura de la duna a la profundidad de socavación estimada previamente. (ref.2)

Las variables que influyen en forma más considerable en el fenómeno de la socavación local en una pila aislada bajo condiciones de flujo permanente y uniforme son:

- Propiedades del flujo tales como la velocidad media de llegada " v ", el tirante del flujo de llegada d_o , la pendiente hidráulica S_f , y la rugosidad del flujo de llegada, k .
- Propiedades del fluido como la viscosidad cinemática, ν , y el peso específico γ_w
- Propiedades del sedimento tales como el peso específico γ_s , diámetro de los granos, D distribución granulométrica, forma de las partículas, cohesión del material y velocidad de caída.
- Propiedades de la pila, como su ancho, b , su forma, y la rugosidad de su superficie.

Como sería muy complicado manejar todos los parámetros citados para hacer el análisis del fenómeno, aparte de las dificultades para cuantificar algunos de ellos como la forma de las partículas y su cohesión, los investigadores que han estudiado este problema se han concretado a considerar únicamente las siguientes variables:

- De las propiedades del flujo, la velocidad media de llegada, v , y el tirante d_o , considerando un canal suficientemente ancho para que la pila no obstruya el flujo, ya que si lo obstruyera, la socavación sería la suma de la socavación local y la provocada por la obstrucción.
- De las propiedades del fluido, su peso específico, γ_w , y su viscosidad cinemática ν .
- Del material del fondo, el diámetro del sedimento D , y su peso específico γ_s . Se considera que el sedimento es puramente friccionante y que tiene un diámetro uniforme. Además, se supone que el fondo del canal es plano, sin dunas ni rizos de modo que la rugosidad k depende solo de D .
- De la pila, su ancho b y que es completamente lisa. Se considera además la aceleración de la gravedad g , por tratarse de flujo en canales.

Con la simplificación anterior se llega a la suposición de que la profundidad de socavación local d_s , depende solo de los siguientes parámetros:

$$D_s = f(v, d_s, \gamma_w, \vartheta, D, \gamma_s, b, g) \quad (2.28)$$

Esta relación puede cambiarse por la siguiente:

$$D_s = f(v, d_s, \Delta, \vartheta, D, b, g) \quad (2.29)$$

Donde

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} = \text{peso específico relativo sumergido de los granos.}$$

Por análisis dimensional pueden obtenerse los siguientes parámetros adimensionales ya expresados en forma de ecuación:

$$\frac{d_s}{b} = f\left(\frac{vD}{\vartheta}, \frac{v^2}{\Delta_s D}, \Delta, \frac{d_s}{b}, \frac{D}{b}\right) \quad (2.30)$$

El primer parámetro, d_s/b , se justifica porque se ha comprobado experimentalmente que puede relacionarse la profundidad de socavación local con el ancho de la pila.

El segundo parámetro, vD/b , es el número de Reynolds relativo a los granos del sedimento, del cual es función la fuerza del arrastre del sedimento por el flujo.

El tercer parámetro adimensional, $v^2/\Delta_s d$, se obtiene de la relación que permite estimar la velocidad crítica de arrastre en función del diámetro del grano y demás variables.

El cuarto parámetro, Δ , es el peso específico relativo sumergido de los granos.

Los últimos 2 parámetros relacionan el ancho de la pila con el tirante y con el diámetro del sedimento.

Los resultados de Chabert y Engeldinger permiten concluir que para una pila dada de diámetro b y un sedimento de diámetro D , la profundidad de socavación es igual a d_{se} cuando el esfuerzo cortante del fondo es igual al valor crítico del mismo ($t_0 = t_c$). Para un esfuerzo cortante mayor que t_c , la socavación varía en función de la entrada de las partículas a la hoyo de socavación y fluctúa debido a las formas que va adquiriendo el fondo. Chabert y Engeldinger encontraron que la profundidad de

socavación para $t_o > t_c$ es algo menor que d_{se} , siendo la diferencia aproximadamente igual a $0.1d_{se}$ según Shen. También concluyeron que la socavación comienza en pilas circulares cuando la velocidad está entre 0.42 y 0.53 de la velocidad capaz de comenzar a arrastrar el material del fondo; en pilas de nariz redondeada la relación de dichas velocidades varió entre 0.5 y 0.65. Maza encontró en arenas, que la socavación comienza cuando la velocidad es 0.4 veces o algo más la que inicia el arrastre de fondo generalizado; también observó que para gravas la relación de estas velocidades fue de 1.0. No reporta la forma de las pilas para estos casos. (Monforte, O. 1980)

Métodos para el cálculo de socavación local en pilas.

-Métodos basados en datos de modelos.

Algunos de los métodos que se basan en estudios de modelos son:

Inglis-Poona, Chabert y Engeldinger, Laursen y toch, Laursen I, II y III, Chitale, Bata, Larras, Breusers, Carstens, Maza y Sanchez, Shen y otros, Coleman, Nicollet, Field y Bonasoundas.

-Métodos basados en datos de campo.

Los datos de campo son muy importantes para compararlos con los datos de laboratorio, y así poder evaluar los métodos desarrollados con ensayos a pequeña escala.

Algunos investigadores realizaron estudios de campo y los compararon con los datos obtenidos en el laboratorio, obteniendo así el método que propone cada uno de ellos para controlar la socavación local en pilas.

Algunos métodos de éstos investigadores son:

Inglis-Lacey, Laursen y toch, Larras, Yaroslavziev, Neill, Melville y Norman.

3.- Cálculo de socavación del puente “Teapa”

3.1.- Antecedentes del puente “Teapa”

Introducción.

En 1986, La Secretaría de Comunicaciones y Transportes era la dependencia responsable del sector de Ferrocarriles Nacionales de México, y desarrolló múltiples acciones tendientes a lograr el mejoramiento sustancial de los medios de transporte.

Un ejemplo de lo anterior es la rápida construcción del puente “Teapa” ubicado sobre el río del mismo nombre, después de que colapsó por socavación cuando los estados de Chiapas y Tabasco sufrieron el azote del huracán “Ágata” en mayo de 1986.

A partir de ese momento quedó incomunicada la ciudad y suspendida la ruta de transporte ferroviario.

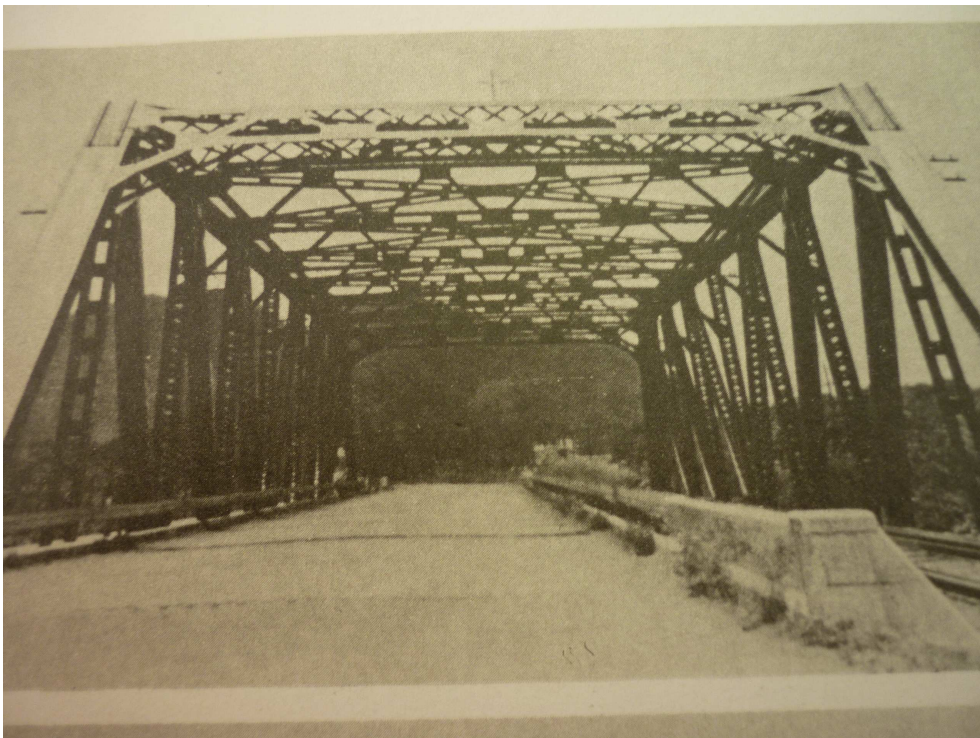


Figura 3.1 Estado del puente antes del colapso

Aquel era un puente de 80m de largo, construido en acero, que servía a los tráficos carretero y ferroviario (figura 3.1). La subestructura descansaba en cilindros con poca profundidad de hincado, elementos que a la postre, fallaron; fundamentalmente, los

correspondientes a la pila tres y al estribo sur, ambos ubicados en la margen derecha del río Teapa, donde el terreno presenta estratos alternos de gravas y arenas, en un espesor aproximado de ocho metros, empero, la creciente extraordinaria del río, que ascendió desde cuatro a ocho metros cúbicos por segundo, socavó el terreno por debajo de esa profundidad. El resultado fue que los cilindros quedaron sin el soporte idóneo y los apoyos del puente se vinieron abajo.



Figura 3.2 Foto del puente caído después de la avenida

De inmediato se hizo acopio de recursos humanos y materiales para restituir la comunicación. Día y noche, durante un mes, 250 trabajadores ferrocarrileros laboraron bajo la guía de ingenieros y técnicos de Ferrocarriles Nacionales de México se dedicaron a la construcción de un puente provisional para poder dar la continuidad de la vía así como tener un acceso vehicular a la ciudad. (Figura 3.3), (Figura 3.4) y (Figura 3.5)

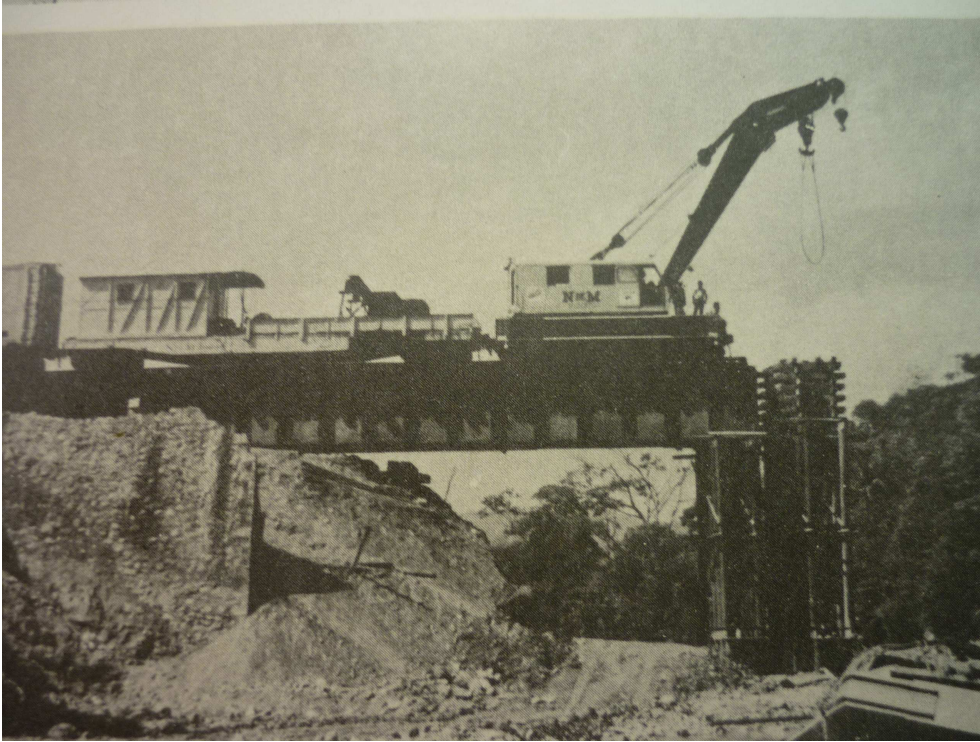


Figura 3.3 Construcción del puente provisional



Figura 3.4 Pluma utilizada para colocar el puente provisional

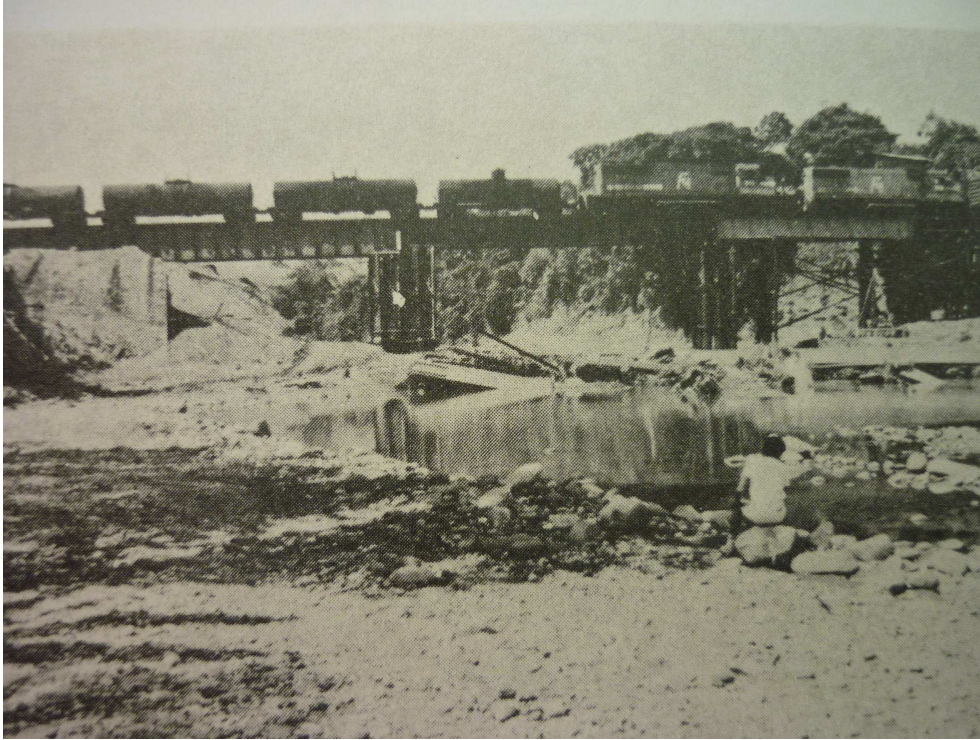


Figura 3.5 Puente provisional terminado, para dar el servicio de transporte

Los análisis topográficos y estratigráficos, así como los proyectos estructurales, condujeron al diseño del puente mixto que hoy se localiza en el km. 206 + 680 de la vía férrea Coatzacoalcos-Mérida, tramo Coatzacoalcos-Tenosique.

Tiene una longitud de 116m, extensión que está dividida en dos claros extremos de 22m y dos intermedios de 36m cada uno. El concreto armado es el material empleado para la construcción de la subestructura; ésta se compone de cimentación, pilas y estribos. Cada estribo se apoya en un cilindro de 6 m de diámetro exterior y 16.7m de alto. Las tres pilas, de 5, 8.5 y 5.4m de altura, en el orden respectivo, se desplantan sobre pares de cilindros de 3.5m de diámetro y de cerca de 16m de alto, los cuales van unidos, en la parte superior, por un tapón de 2m de peralte, 4.5m de ancho y 13.5m de largo.

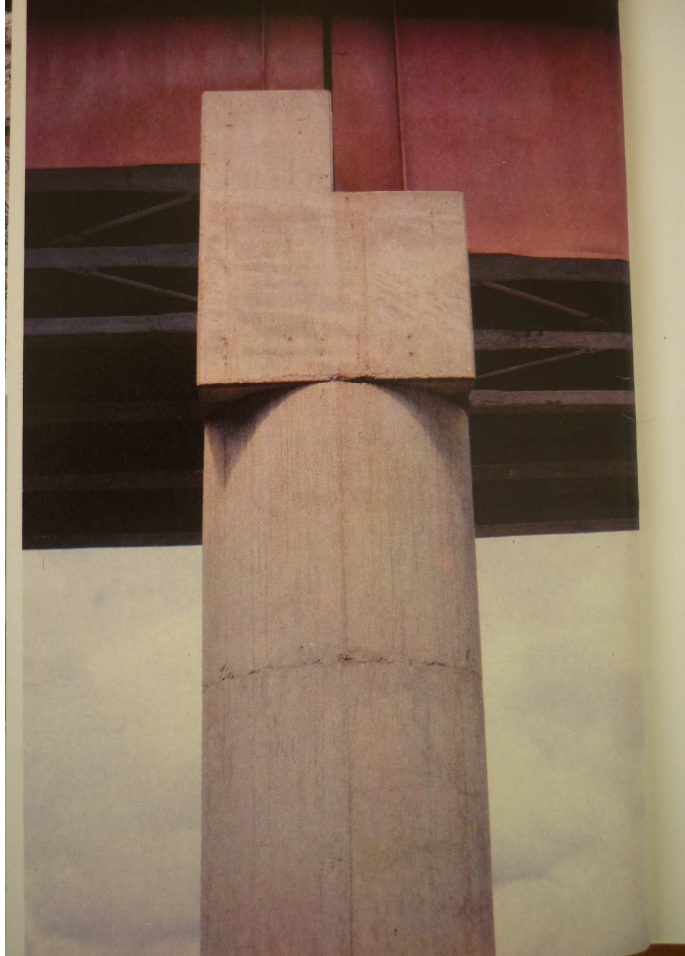


Figura 3.6 Traves metálicas de peraltes diferentes .

La superestructura del puente posee dos cuerpos independientes: uno, para el tráfico ferroviario está resuelto con traves metálicas de peraltes diferentes, de acuerdo con la longitud del claro que salvan (Figura 3.6); otro, para el tránsito carretero, se forma por traves de concreto presforzado de peralte constante. (Figura 3.11)

En ambos casos, las traves están cubiertas por losas de concreto, en forma de charola, para recibir la vía y la carpeta asfáltica.

Restablecida la continuidad de la vía, se concretó toda la atención en desarrollar los estudios que procederían a la construcción de la estructura definitiva.

El primero consistió en definir la localización del puente. La alternativa planteaba reubicar la obra aguas arriba, pero se desechó porque implicaba la modificación de las instalaciones del patio de Teapa, cuyas agujas se localizaban a escasos 280m del extremo sur del puente provisional; además, la longitud de la estructura requerida hubiera sido mayor, puesto que la margen derecha es una llanura muy amplia, que

provoca grandes inundaciones, mientras, por el contrario, la izquierda está formada por un cerro cuya masa hubiera sido necesario cortar.

En consecuencia, quedó clara la ventaja de que, salvo un pequeño ajuste en el trazo, se conservara la posición original. Así fue como se hizo posible construir el puente definitivo sin obstaculizar la operación del original.

Una vez que en el campo quedó debidamente trazado y referenciado el eje de la vía, se comenzó la cimentación nivelando las plataformas de trabajo en los lugares donde se desplantarían los cilindros.

En términos generales, el procedimiento constructivo de estos soportes se inició con la instalación de una cuchilla redonda de acero estructural, de igual diámetro que el cilindro correspondiente. Anclado a la cuchilla, se armó el acero de refuerzo e inmediatamente, se colocaron los moldes o encofrados –interior y exterior-, para después proceder al colado del primer tramo de cilindro.

Cuando el concreto hubo endurecido, se excavó el interior de cada cilindro mediante un cucharón de almeja pendiente de la pluma de una draga.

El vacío que se genera en el terreno propicia el hundimiento, por peso propio, del tramo de cilindro fraguado, en seguida que el borde superior de éste ha bajado hasta el nivel del piso, se vuelve a hacer el mismo trabajo hasta llegar a la profundidad de proyecto.



Figura 3.7 Construcción de cilindros

En este caso, la resistencia de los estratos aumentó conforme se adelantaba en la excavación, circunstancia que obligó a variar el procedimiento de hincado de los cilindros. Se emplearon, entonces, buzos dotados con herramienta neumática manual para romper boleos, arietes y explosivos para que los cilindros llegaran a la suficiente profundidad de la capa de arcilla en que la dureza impide socavamientos por la corriente del agua.

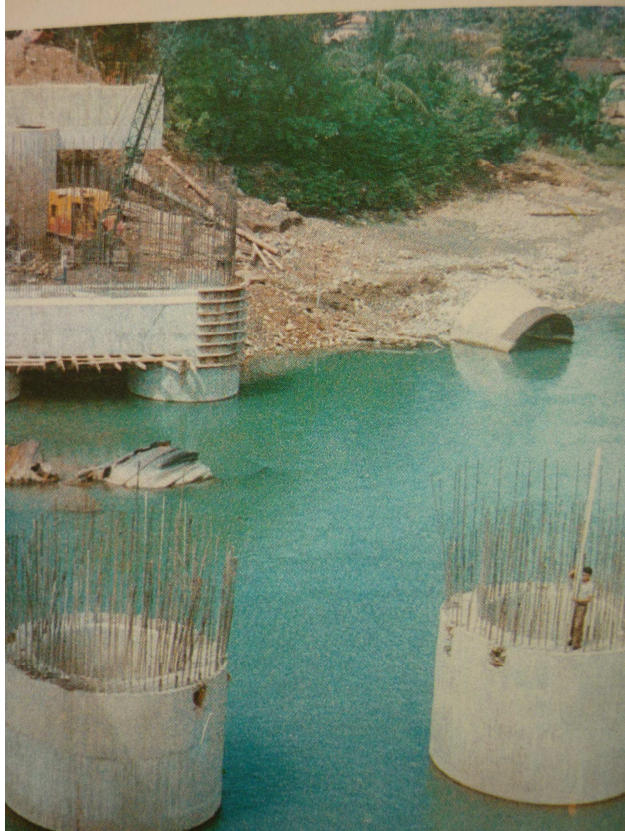


Figura 3.8 Nivelación de cilindros y colado de estribos

Por norma, se cuela una losa o tapón inferior que evita la presencia del agua en el interior de los cilindros. Para efectuar la tarea, se empleó concreto bombeado a través de una tubería y mediante sondeos y control de revoltura, se dedujo el momento en que el nivel del concreto había llegado al límite previsto.

Ya sin agua, se rellenó el interior de los cilindros con material extraído mediante dragas. De esta forma fue posible colar la losa superior sin necesidad de emplear cimbra, excepto en aquellas partes donde el tapón unía dos cilindros, es decir, bajo las pilas. (Figura 3.8)



Figura 3.9 Construcción de pilas y estribos

La construcción de las tres pilas y de los dos estribos se realizó con el empleo de cimbra, acero de refuerzo y concreto hidráulico, en fases de colado de unos tres metros de alto, hasta llegar a la altura de cabezales, bancos y topes laterales.

En la sección de las pilas y los estribos se aprecia, en el límite superior, un escalonamiento que permite conservar idéntico nivel, lo mismo para la vía como para la carretera, no obstante que el peralte de cada cuerpo de la superestructura es diferente. (Figura 3.9)

El cuerpo de la superestructura correspondiente al tráfico ferroviario se solucionó con tres traveses metálicos por claro. Para cubrir los 22m de los claros extremos se fabricaron, en talleres de la ciudad de México, dos segmentos de 11m cada uno, en tanto que para los claros centrales de 36m, se armaron tres secciones de traveses de 12m cada una. La finalidad de esta fragmentación fue facilitar el transporte hasta la obra. (Figura 3.6)



Figura 3.10 Traveses de concreto pretensado para tránsito carretero

La otra parte de la superestructura, para el tránsito carretero, está constituida por cuatro traveses de concreto postensado para cada claro; pero estas traveses, a diferencia de las otras metálicas, mantienen su peralte constante, independientemente de que la longitud de los claros sea distinta. La construcción de estas traveses se efectuó en el lugar de la obra; y para este fin se habilitaron mesas de colado. Posteriormente se colocaron en sus sitios definitivos y se procedió al postensado de las piezas mediante el uso de gatos hidráulicos.

Sobre las traveses metálicas y de concreto se instalaron prelosas o tabletas de concreto, que sirvieron para colar las losas de 20cm de espesor, y así formar las cubiertas que alojan a la vía y a la carpeta asfáltica.



Figura 3.11 Vía ferroviaria terminada

Finalmente, se construyeron los 591m de vía, compuesta por rieles de 115 lbs/yd, durmientes de madera creosotada, elementos de sujeción y balasto, que cubren la rectificación del trazo y la longitud propia del puente. Con esta última tarea quedó definitivamente unida la vía férrea que enlaza con la amplia región del sureste del país. (Figura 3.11)



Figura 3.12 Puente "Teapa" terminado

Aún cuando se trata de una obra de considerable magnitud, la importancia de su realización radica en las excepcionales circunstancias que le ciñeron desde el inicio, al igual que por su estratégica ubicación dentro de la vía férrea Coatzacoalcos – Mérida. (Figura 3.12)

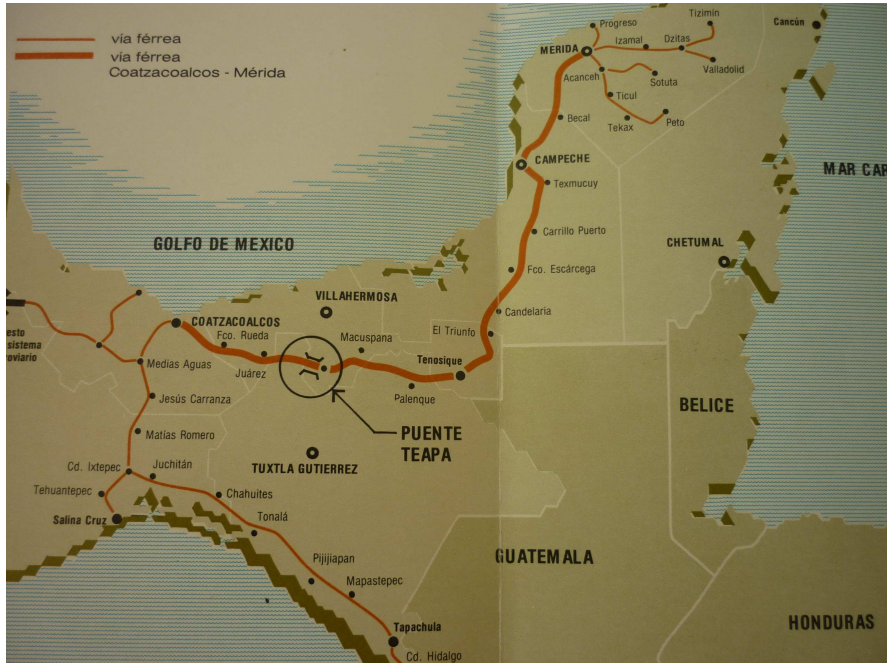


Figura 3.13 Ubicación del Puente "Teapa" en el mapa de los estados que recorre.

Ciertamente, la eficacia del tráfico ferroviario que une al sureste con el resto del territorio nacional, depende de la continuidad de la vía de la cual forma parte el moderno Puente Teapa. (Figura 3.13).

- Descripción del río "Teapa"

El río "Teapa" se encuentra localizado en los límites de los estados de Tabasco y Chiapas, es uno de los afluentes del río "De la Sierra", nace al este de San Bartolomé Solistahuacán en las serranías de Pantepec, recibe por su margen derecha cerca de la población de Solosuchiapa al río "Negro", pasa por las afueras del poblado de Teapa, Tab., y aguas abajo se le une por la derecha el río "Puyacatengo" y posteriormente el río "Tacotalpa", formando así el río "De la Sierra" para desembocar finalmente al río "Grijalva" a unos 4 Km, aguas arriba de Villahermosa, Tabasco.

Este río es navegable desde su confluencia con el río "Grijalva" hasta el poblado "La Ermita" situado a 9 Km, aguas abajo de Teapa.

El río "Teapa" drena una cuenca de 400Km² y el sitio donde se encontraba el puente "Teapa" se localiza en la zona donde existen grandes depósitos de arenas, gravas y boleas de buena calidad para la construcción, por lo que este tramo de su cauce hace las veces de una mina abierta para abastecer materiales de construcción en la región.

Durante crecientes extraordinarias el río arrastra árboles cuya longitud se ha estimado hasta en 30m. De acuerdo con la información recabada entre vecinos del lugar, hace aproximadamente dos décadas el río discurría cargado hacia la margen derecha y se fue moviendo hacia la margen izquierda hasta llegar al borde de material resistente formado por roca caliza muy alterada que aflora en la margen a 90m., aguas arriba del sitio del cruce.

Aparentemente, el motivo de este movimiento es la extracción de grandes cantidades de material, que se ha realizado a través del tiempo, tanto aguas arriba como abajo del cruce.

Hasta antes de la avenida extraordinaria del río "Teapa"; en el año 1986, existía en el sitio un puente mixto, con capacidad para la vía de ferrocarril y dos líneas de circulación de la carretera Villahermosa- - Teapa; construido por tres tramos; dos laterales de 4.85m formados por viguetas laminadas, y uno central sostenido por dos armaduras de acero de paso a través de 70m de claro, con estribos de mampostería independientes, y 2 caballetes de concreto reforzado: el de la margen derecha apoyado en cilindros de concreto, y el de la margen izquierda cimentado en zapatas aisladas como protección adicional a los apoyos de los caballetes, se tenía una barrera discontinua formada por tres hileras de pilotes de acero, construidos por rieles de desechos, con longitud del orden de 8m, hincados hasta 2m bajo el fondo del cauce construido en Noviembre de 1951.

En la última avenida ocurrida en Junio de 1986 la estructura falló por socavación local en la pila de la margen derecha, que estaba cimentada sobre un cilindro con penetración notoriamente insuficiente (la penetración del cilindro se estimó en menos de 3m, de manera que las cuchillas se encontraban por arriba del cauce del río). La falla de dicho cilindro produjo el colapso total de la estructura del puente. No obstante, el puente fallado era hidráulicamente suficiente.

La situación antes mencionada condujo a la S.C.T. (Secretaría de Comunicaciones y Transportes) a proceder inmediatamente a levantar dos puentes provisionales para reestablecer el tráfico normal mientras se llevaba a cabo la obra definitiva. Ambas estructuras fueron habilitadas y montadas en un plazo de tan sólo 30 días aprovechando una serie de elementos metálicos con que ya se contaba.

3.2 Cálculo de socavación utilizando el gasto obtenido por el análisis de frecuencias Gamma -3p, tomando los gastos máximos del periodo 1944-2007.

Después de investigar en el Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS), los datos de gastos máximos anuales, que se tienen registrados en la estación Teapa, clave 30032, región 30 del estado de Tabasco, se procedió a realizar los análisis de distribución de frecuencias y así definir cuales gastos utilizar para el cálculo de socavación en el cruce del puente "Teapa" en el presente trabajo.

Para el cálculo del gasto hidráulico se realizaron varios análisis y de acuerdo a los resultados obtenidos, se decidió utilizar el obtenido con el Gamma-3p para un periodo de retorno de 50 años, que es el periodo con el que trabaja la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para la vida útil de un puente.

Los resultados de los análisis son:

Datos obtenidos de la estación Teapa:

ESTACION	TEAPA
CORRIENTE	RIO TEAPA
CUENCA	RIO GRIJALVA
CLAVE	30032
REGION	30 GRIJALVA - USUMACINTA
ESTADO	TABASCO

Tabla 3.1 Gastos máximos obtenidos de la estación Teapa

AÑO	Q. Máx. m ³ /s	AÑO	Q. Máx. m ³ /s	AÑO	Q. Máx. m ³ /s
1944	531.9	1966	655.1	1988	610.3
1945	499.2	1967	2411.5	1989	736.0
1946	599.9	1968	746.8	1990	2855.6
1947	567.9	1969	781.6	1991	1038.9
1948	564.9	1970	881.0	1992	1474.9
1948	573.3	1971	376.5	1993	350.1
1950	740.0	1972	1868.0	1994	589.5
1951	1038.0	1973	1979.2	1995	6204.7
1952	1018.0	1974	2375.0	1996	861.4
1953	1004.0	1975	1850.3	1997	488.6
1954	587.0	1976	729.9	1998	446.2
1955	980.0	1977	838.0	1999	621.4
1956	692.0	1978	1585.2	2000	690.8
1957	1000.0	1979	969.9	2001	465.5
1958	822.0	1980	659.0	2002	936.0
1959	692.0	1981	970.0	2003	645.0
1960	386.0	1982	523.0	2004	515.0
1961	794.0	1983	372.2	2005	549.0
1962	499.0	1984	587.5	2006	598.0
1963	704.0	1985	615.5	2007	971.0
1964	1028.5	1986	570.8		
1965	765.0	1987	755.1		

Tabla 3.2 Cálculo del gasto hidráulico en diferentes periodos de retorno

PERIODO 1944-2007			PERIODOS DE RETORNO											PARAMETROS					
Estación	Distribución	Método	1.1	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000	EEA	Ubicación	Escala	Forma		
Q30032	Gamma-3	(M)	527	605	1067	1646	2367	3496	4463	7025	8249	11337	12765	319	558.79	1799.66	0.22	0.00	0.00
Q30032	Gumbel Mixta	(MV)	463	710	1044	1719	2562	3472	4110	5544	6154	7566	8174	331	603.40	172.51	1749.80	876.03	0.85
Q30032	Gamma-3	(MPP)	498	637	1194	1755	2397	3346	4128	6125	7054	9350	10395	343	498.48	1326.21	0.34	0.00	0.00
Q30032	General Valores Extremos	(M-L)	461	705	1105	1523	2098	3222	4476	9708	13596	29862	41960	347	617.04	219.64	-0.49	0.00	0.00
Q30032	LogNormal-3	(M)	331	703	1291	1817	2430	3392	4249	6739	8057	11792	13729	347	148.32	0.86	6.32	0.00	0.00
Q30032	LogPearson-3	(MD)	307	718	1310	1821	2410	3333	4160	6597	7913	11743	13785	360	0.52	0.08	76.74	0.00	0.00
Q30032	General Valores Extremos	(MV)	453	722	1131	1535	2066	3048	4091	8113	10906	21713	29224	378	626.99	239.30	-0.43	0.00	0.00
Q30032	General Valores Extremos	(M)	245	743	1342	1834	2393	3271	4065	6474	7821	11922	14217	380	581.17	424.07	-0.23	0.00	0.00
Q30032	Exponencial-1	(M)	91	659	1530	2189	2848	3719	4377	5907	6566	8096	8755	422	0.00	950.56	0.00	0.00	0.00
Q30032	Gamma-2	(M)	144	724	1488	2044	2596	3326	3882	5190	5762	7110	7701	428	0.00	741.72	1.28	0.00	0.00
Q30032	Gumbel	(M)	0	813	1555	2046	2517	3127	3584	4641	5095	6149	6603	494	572.70	654.69	0.00	0.00	0.00
Q30032	Gamma-2	(M-L)	313	834	1376	1736	2077	2511	2831	3559	3870	4587	4895	497	0.00	366.38	2.59	0.00	0.00
Q30032	Gumbel	(M-L)	286	854	1373	1717	2046	2473	2793	3531	3849	4586	4903	506	686.26	457.88	0.00	0.00	0.00
Q30032	LogNormal-2	(M)	402	794	1238	1562	1892	2349	2713	3631	4061	5150	5660	506	6.68	0.53	0.00	0.00	0.00
Q30032	LogNormal-3	(MV)	410	789	1226	1549	1881	2343	2713	3655	4100	5233	5767	511	40.63	0.55	6.62	0.00	0.00
Q30032	Gamma-2	(MV)	341	846	1357	1691	2005	2403	2695	3357	3637	4284	4560	512	0.00	324.69	2.93	0.00	0.00
Q30032	Gumbel	(ME)	337	861	1341	1658	1962	2356	2652	3334	3627	4308	4601	520	706.50	422.81	0.00	0.00	0.00
Q30032	Gumbel	(MV)	393	823	1215	1475	1724	2047	2289	2847	3087	3645	3885	563	695.97	346.23	0.00	0.00	0.00
Q30032	Normal	(M-L)	225	951	1424	1671	1876	2106	2259	2569	2689	2942	3042	595	950.56	562.40	0.00	0.00	0.00
Q30032	Normal	(MV)	-132	951	1657	2027	2332	2675	2904	3368	3546	3923	4073	624	950.56	839.67	0.00	0.00	0.00
Q30032	LogPearson-3	(M)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	1295	6.64	7.97	0.00	0.00	0.00

-Cálculo de la socavación de las pilas del puente Teapa con los datos obtenidos durante el periodo 1944-2007

-Gasto=3,496 m³/s obtenido en distribución de frecuencias Gamma -3 con un periodo de retorno de 50 años

-Cálculo de la socavación general

Datos:

$$Y_d = W_s/V_m \quad (3.1)$$

Dónde:

Y_d = peso volumétrico seco en gr.

W_s = peso seco en gr.

V_m = volumen en cm³

$$Y_d = 50.5\text{gr}/25\text{cm}^3 = 1.87\text{gr}/\text{cm}^3 = 1.87\text{t}/\text{m}^3$$

(Tomado de los resultados de laboratorio)

$Q = 3,496 \text{ m}^3/\text{s}$ gasto máximo

$AH = 655.50 \text{ m}^2$ (tomado del perfil topohidráulico)

$AE = 585.50 \text{ m}^2$ (tomado del perfil topohidráulico)

$B = 91.00\text{m}$ (ancho del cruce)

$d_m = 11.5 \text{ mm}$

Ancho del cilindro propuesto = 3.50m

Ancho efectivo (Be)

$$Be = B - d_1 - d_2 - d_3$$

d_1, d_2 y d_3 = ancho de las pilas

$$Be = 91.0 - (3 \times 3.50)$$

Be = 80.50

Tirante medio

$H_m = AE/Be = 585.5 / 80.5$ (3.2)

Hm = 7.27 m

Cálculo del coeficiente de contracción:

Longitud entre pilas = 26.0m

$V = \frac{Q}{AE} = \frac{2,782}{585.50}$ (3.3)

Dónde:

V = velocidad media de la sección en m/s

Q = gasto máximo en la sección en m³/s

AE = área hidráulica de la sección en m²

V = 4.75 m/s

Tabla 3.3 Coeficiente de contracción

COEFICIENTE DE CONTRACCION
μ

Velocidad media en la sección en m/s	Longitud libre entre dos pilas (claro) en m												
	10	13	16	18	21	45	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

De la tabla 3.3 se obtiene el coeficiente de contracción.

$$\mu = 0.95$$

El coeficiente β para un periodo de retorno $t_r=50$ años se obtiene de la tabla 3.4

$$\beta = 0.97$$

Tabla 3.4 Probabilidad anual para obtener el coeficiente β

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

Cálculo del coeficiente $1/1+x$

De la tabla 3.5, se tiene que:

Para suelos cohesivos con

$$\gamma_d = 1.87$$

$$1/1+x = 0.78$$

Para suelos friccionantes con $d = 11.5$

$$1/1+x = 0.75$$

Tabla 3.5 Valores de x y de 1/x+1 para suelos cohesivos y no cohesivos

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
γ_d mm	x	1/1+x	γ_d mm	x	1/1+x	γ_d mm	x	1/1+x	γ_d mm	x	1/1+x
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.30	0.76			

Cálculo del coeficiente α

$$\alpha = \frac{Q}{H_m^{5/3} B_s \mu} \quad (3.4)$$

$$\alpha = \frac{3,496}{(7.27)^{5/3} (80.50)(0.95)}$$

$\alpha = 1.32$

Cálculo de Hs para materiales cohesivos

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60d^{1.18}\beta} \right)^{1/1+K} \quad (3.5)$$

$$H_s = \left(\frac{1.32H_o^{5/3}}{1.218} \right)^{0.78}$$

$$H_s = \left(1.08H_o^{5/3} \right)^{0.78}$$

Cálculo de Hs para materiales friccionantes

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68d^{0.28}\beta} \right)^{1/1+K} \quad (3.6)$$

$$H_s = \left(\frac{1.32H_o^{5/3}}{0.68(11.5)^{0.28}(0.97)} \right)^{0.75}$$

$$H_s = \left(\frac{1.32H_o^{5/3}}{1.307} \right)^{0.75}$$

$$H_s = \left(1.01^{5/3} \right)^{0.75}$$

De acuerdo a los cadenamientos en los que se obtuvieron las áreas y tirantes en la sección del área socavada en el cruce y tomando en consideración la ubicación de las pilas, se desarrolla la tabla siguiente en la que se puede observar la socavación general en cada cadenamiento del cruce.

Sustituyendo en la formula los valores de H_o tomados del perfil de mecánica de suelos se tiene:

Tabla 3.6 Profundidad de la socavación

CADENAMIENTO	SOCAVACIÓN GENERAL			
	MATERIAL	H_o	H_s	$H_s - H_o$
206+635	COHESIVO	3.9m	6.79m	2.35m
206+645	COHESIVO	5.1m	9.42m	4.32m
206+645	FRICCIONANTE	5.1m	8.38m	3.28m
206+646	FRICCIONANTE	5.2m	7.94m	4.23m
206+648	FRICCIONANTE	5.6m	12.41m	4.57m
206+655	COHESIVO	6.2m	13.14m	6.94m
206+655	FRICCIONANTE	6.2m	10.18m	3.98m
206+665	FRICCIONANTE	9.2m	16.97m	7.77m
206+675	FRICCIONANTE	10.4m	19.57m	9.17m
206+675	COHESIVO	10.4m	25.02m	14.62m
206+682	COHESIVO	10.4m	26.85m	16.45m
206+695	FRICCIONANTE	9.8m	17.71m	7.91m
206+705	FRICCIONANTE	5.95m	9.47m	3.52m
206+718	FRICCIONANTE	4.4m	6.44m	3.25m

Dónde:

H_o = Profundidad antes de la erosión en m.

H_s = Profundidad después de la erosión en m.

$H_s - H_o$ = Profundidad de la socavación en m.

-Cálculo de la socavación local

Partiendo de la base de que en el fondo del cauce se tienen materiales cohesivos así como friccionantes se utilizó el método de Yaroslavtziev para calcular la socavación local en los cilindros ubicados en la estaciones 206+646, 206+682 y 206+718.

De la curva granulométrica se obtiene el diámetro d_{85} de 3cm, para materiales friccionantes.

La ecuación es la siguiente:

$$S_o = K_f K_v (e+KH)V^2/g - 0.30d_{85} \quad (3.7)$$

Dónde:

S_o = profundidad de socavación en m

K_f = coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de la misma.

K_v = coeficiente definido por la expresión:

$$\log K_v = 0.28 \sqrt{V^2/gb_1} \quad (3.8)$$

V = velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila después de producirse la socavación.

b_1 = proyección de un plano perpendicular a la corriente de la sección de la pila, si el ángulo de incidencia es 0° , entonces $b_1=b$

e = coeficiente de corrección que depende del sitio donde están colocadas las pilas. Vale 0.6 si están en el cauce principal y 1.0 para las construidas en el cauce de avenidas.

KH = coeficiente de profundidad dado por la expresión: H_s/d y la figura 3.3

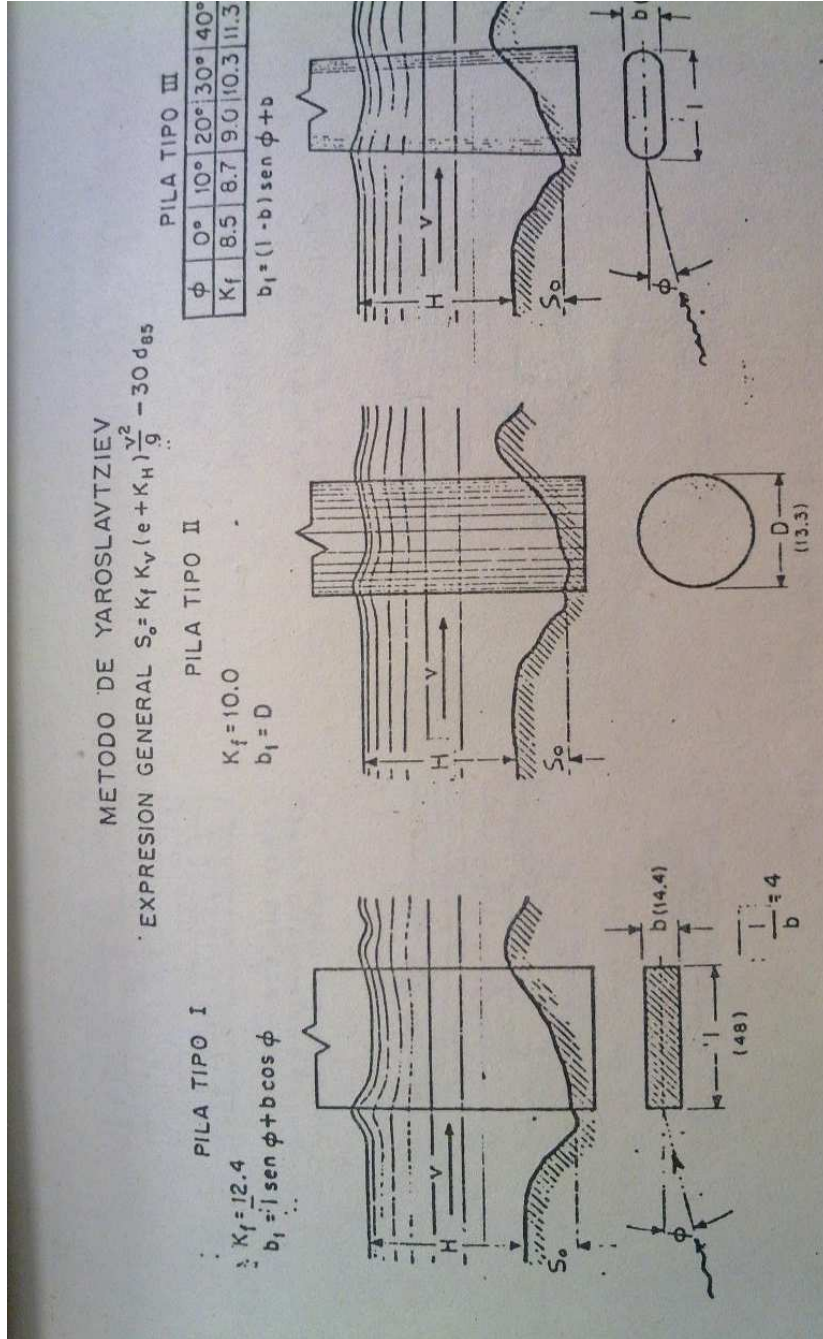
Procedimiento:

1.- Cálculo de K_f para pila circular.

Tomando el valor de la figura 3.1

$$K_f = 10.0$$

Figura 3.1 Para el cálculo de Kf



2.-Cálculo de la velocidad media después de la socavación general.

El área socavada es de 397.31 m² (As), (obtenida del perfil de mecánica de suelos).

AE=área del perfil de cruce

$$V = \frac{Q}{AE + As} \quad (3.7)$$

Dónde.

V = velocidad media después de la socavación general en m/s

Q = gasto máximo en m³/s

AE = área hidráulica de la sección en m²

As = área socavada en m²

$$V = \frac{3,496}{585.50 + 397.31}$$

$$V=3.56 \text{ m/s}$$

3.-Cálculo del coeficiente Kv

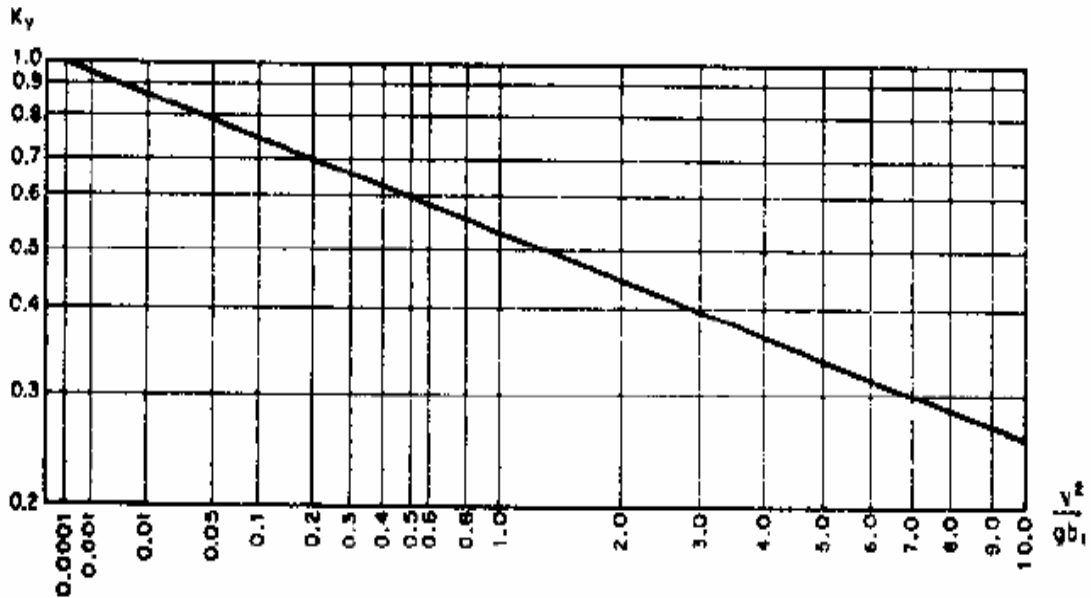
$$V^2 / gd = (3.56)^2 / 9.81 \times 3.50 = 0.37$$

e = 0.6 por estar al centro del cauce

De la figura 3.2

$$Kv = 0.64$$

Figura 3.2 Gráfica para el cálculo de K_v



El coeficiente de corrección $e = 0.60$ por estar los cilindros al centro del cauce.

4.-Cálculo de KH

Para el cilindro con cadenamiento 206+646

$$H_s/d = 7.94/3.50 = 2.27$$

De la figura 3.3 se obtiene

$$KH = 0.25$$

Para el cilindro con cadenamiento 206+682

$$H_s/d = 25.85/3.50 = 7.38$$

Utilizando la fig. 3.3

$$KH = 0.05$$

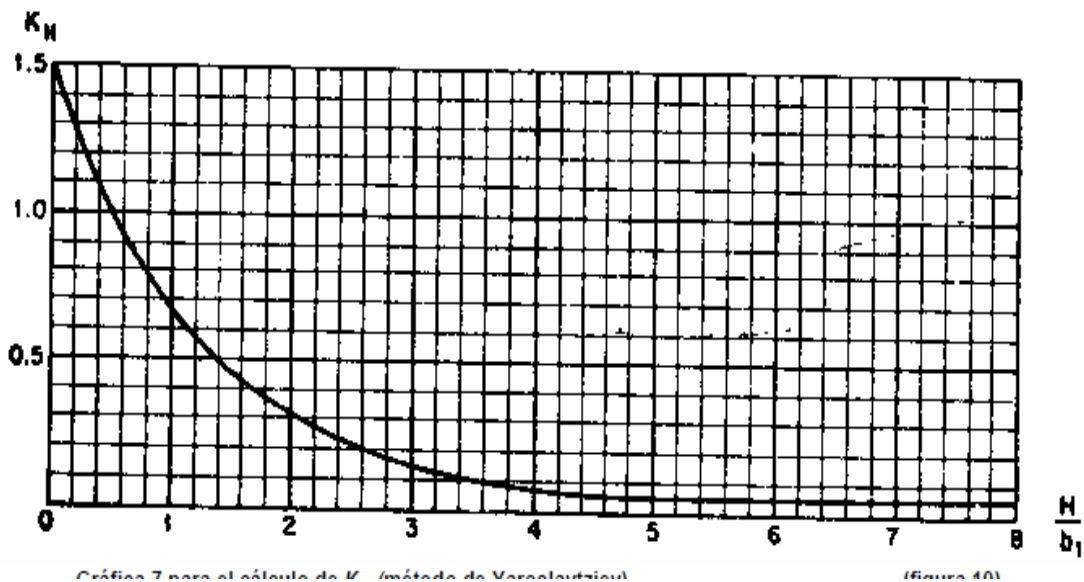
Para el cilindro con cadenamiento 206+718

$$H_s/d = 6.44/3.50 = 1.84$$

Utilizando la fig. 3.3

$KH = 0.34$

Figura 3.3 Gráfica para el cálculo de KH



Utilizando la fórmula 3.7 se tiene:

Y Sustituyendo valores se tiene que:

Para el cilindro con cadenamamiento 206+646

-para suelos friccionantes se estimó el $d_{85} = 3\text{cm}$

$$S_o = 10(0.64)(0.60+0.25)(3.56)^2/9.81-0.30(3)$$

$$S_o = 5.81\text{m}$$

Para el cilindro con cadenamamiento 206+682

El d_{85} equivalente para suelos cohesivos según la tabla 3.7 es de 8cm.

Tabla 3.7 Dimensiones del diámetro equivalente en suelos cohesivos

PESO VOLUMÉTRICO DEL MAT. SECO EN TON/M³	ARCILLAS Y SUELOS ALTAMENTE PLÁSTICOS	SUELOS MEDIANAMENTE PLÁSTICOS	SUELOS DE ALUVIÓN Y ARCILLAS MARGOSAS
1.2	1	0.5	0.5
1.2 - 1.6	4	2	2
1.6 - 2.0	8	8	3
2.0 - 2.5	10	10	6

$$So = 10(0.64)(0.60+0.05)(3.56)^2/9.81-0.30(8)$$

$$So = 3.06m$$

Para el cilindro con cadenamamiento 206+718

$$So = 10(0.64)(0.60+0.34)(3.56)^2/9.81-0.30(3)$$

$$So = 7.65m$$

Por lo tanto:

Socavación total en cada cilindro

Tabla 3.8 Socavación en cada cilindro

Cadenamiento	Soc. General	Soc. Local	Soc. Total
206+646	4.23m	5.81m	10.04m
206+682	16.45m	3.06m	19.51m
206+718	3.25m	7.65m	1.90m

CONCLUSIONES.

Cuando se construyó el puente "Teapa" en los años 1986-1987, se contaban con datos hidrológicos de los años de 1950 a 1980, de la estación hidrométrica Teapa. La Secretaria de Comunicaciones y Transportes en ese momento consideró como gasto de diseño hidráulico el obtenido con el estudio topo-hidráulico (tesis, Nava, O. U.N.A.M 1988) aplicando la fórmula de Manning, así como la información de campo como son huellas del N.A.M.E (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) que en ese momento era lo suficientemente confiable para el diseño y recomendación para el cálculo de socavación en pilas de puentes.

Los resultados obtenidos en ese momento son los presentados en la tabla "A" Se aplicaron los métodos de por Lischtván- Lebediev para socavación general y Yaroslavtziev para socavación local, de acuerdo al tipo de materiales observados en el estudio de exploración y laboratorio, éstos arrojaron los siguientes resultados.

Tabla "A"

Ubicación de cilindro	Soc. General	Soc. Local	Soc. Total
206+646	2.12m	3.3	5.42
206+682	10.22	0.6	10.82
206+718	1.54	3.67	5.21

Como se observa en el cilindro que se ubicó en el cadenamiento 206+682 se tenía una profundidad de socavación de 10.82m y para darle mayor seguridad al puente, se recomendó como profundidad de diseño 13.0m al momento de construir el puente los cilindros o pilas se desplantaron hasta los 14.0m de profundidad.

De acuerdo a los gastos obtenidos por la distribución de frecuencias Gamma-3 con un periodo de retorno de 50 años en cual se calculó y explicó en el capítulo no. 3 de este trabajo, se obtuvieron las siguientes profundidades de socavación en los cadenamientos donde se colocaron las pilas.

Tabla "B"

Cadenamiento	Soc. General	Soc. Local	Soc. Total
206+646	4.23m	5.81m	10.04m
206+682	16.45m	3.06m	19.51m
206+718	3.25m	7.65m	1.90m

Se aprecia en la tabla "B", que el cilindro que se colocó en el cadenamamiento 106+682, la socavación calculada tiene una profundidad de 19.51m, 5.00m mas que la utilizada para construir el puente en 1987.

De lo anterior se puede concluir lo siguiente:

- a) Cuando se realizó el cálculo de la socavación en los años ochentas, los métodos y técnicas que se contaban en ese momento permitieron dar una recomendación de diseño a un mediano plazo, ya que a un período de retorno de 50 años quedo escasa la profundidad de desplante de las pilas del puente.
- b) Al utilizar la distribución de frecuencias Gamma -3, en este trabajo , resultó que la profundidad de desplante recomendada era superior a la utilizada en la construcción del puente " Teapa", esto debido a que se cuenta con un mejor método estadístico , así como la cantidad de información con que se cuenta hoy en día es superior en forma cuantitativa y cualitativa. Cabe señalar que CONAGUA cuenta con muchas más estaciones hidrométricas de medición en esta zona del país.
- c) Los cálculos con períodos de retorno largos con que se diseñan las estructuras hidráulicas, están relacionados por una parte a la información con que se cuenta y por otro lado a la técnica de cálculo.
- d) Si el puente "Teapa" se construyera hoy en día y contando con todos los registros que se pueden obtener en la actualidad, así como la ubicación de las estaciones de registro y basandose en los resultados obtenidos con la distribución de frecuencias Gamma-3p, la profundidad de las pilas se debe desplantar a una profundidad de 21m, para asegurar que durante los próximos 50 años el puente no tendrá ningún problema.
- e) Es claro que a mayor información de gastos, precipitaciones etc. los cálculos y análisis de diseños de estructuras hidráulicas serán más seguros y eficientes.
- f) Los costos de construcción de los puentes son muy altos sobre todo en los casos de aquellos que cruzan corrientes de agua (ríos y arroyos), por lo que los ingenieros hidráulicos al dar una buena recomendación de diseño permitirá a las dependencias gubernamentales reducir costos de mantenimiento y tendrán la certeza que las estructuras construídas estarán bien diseñadas.

Finalmente se observó que dos métodos de diseño de socavación en diferentes períodos de tiempo, alrededor de 35 años, los resultados de las profundidades de diseño resultan diferentes teniendo un incremento del 38%. Cabe señalar que en México el incremento de las lluvias y el cambio climático afectan las mediciones de las estaciones de aforo, esto trae como consecuencia que es necesario monitorear constantemente las cimentaciones de los puentes que se encuentran sobre los lechos de los ríos.

BIBLIOGRAFÍA

1. Atala Barrero, G. Panel sobre el tema “Drenaje en vías terrestres” organizado por el C.I.C.M. y S.C.T., México, 1984
2. C.F.E. Manual de diseño de obras civiles. Hidráulica Fluvial. Tema 2 , Capítulo II.
3. Dabián Rojas, O., Métodos hidrológicos para la previsión de escurrimientos, S.C.T. México 1984.
4. Hidrología Aplicada la Ingeniería. División de Educación continua. Facultad de Ingeniería U.N.A.M. Coordinador Dr. Rolando Springall Galindo.
5. Higuera, C. y Pérez, G. Socavación en puentes, análisis, prevención y rehabilitación, 1989
6. Juárez Badillo, E y Rico Rodríguez A. Mecánica de suelos, Ed. Limusa. México. 1992, Tomo I.
7. Juárez Badillo, E y Rico Rodríguez A. Mecánica de suelos, Ed. Limusa. México. 1992, Tomo II.
8. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez A., Mecánica de Suelos, Ed. Limusa, 1992, Tomo III.
9. Levy E. y Luna H., Protección contra la socavación producida al pie de las pilas de puentes, S.O.P., México, 1960
10. Maza Álvarez, J. A. y Sánchez Bribiesca, J.L. Socavación y Protección al pie de pilas de puentes. Segundo congreso Latinoamericano de hidráulica. Caracas, Venezuela. 1966
11. Maza Álvarez, J.A. y Sánchez Bribiesca, J.L. Contribución al estudio de la socavación, Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Caracas , Venezuela, 1966.
12. Maza Álvarez J. A., Socavación en cauces naturales, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1968.

13. Monforte Ocampo, A. M., y otros, Comentarios acerca del método de Lischtván-Lebediev para el cálculo de la socavación general. Congreso de mecánica de suelos, 1986.
14. Monsalve Sáenz, Germán. Hidrología en la Ingeniería, 2da. Edición Alfaomega 2000.
15. Puente “Teapa”, Vía Férrea Coatzacoalcos-Mérida. Dirección General de Servicios Técnicos, S.C.T. México, 1990
- 16.- Springal Galindo, R., Esgurrimiento en cuencas grandes, Instituto de Ingeniería UNAM. 1967.
- 17.- Tesis. Estudio de socavación en puentes. Nava Olguín Mariano Gabriel. U.N.A.M 1988.
- 18.- Torres, Francisco. Obras Hidráulicas. Editorial Limusa, México. 1981

Páginas de internet.

Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS)
www.conagua.gob.mx

Simulador de Flujos de Agua de Cuencas Hidrográficas (SIATL)
www.conagua.gob.mx