

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Civil



PILOTES EXCAVADOS PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS
APLICACIÓN PUENTE IGNACIO ESCUDERO
ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE HIDRÁULICA FLUVIAL

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de :
INGENIERO CIVIL

PIERO YTALO SOUSA DONAYRE

Lima - Perú

2007

PILOTES EXCAVADOS PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS –
APLICACIÓN PUENTE IGNACIO ESCUDERO –
ESTUDIO HIDROLOGICO Y DE HIDRAULICA FLUVIAL

CARRETERA EJE VIAL #01 DPTO. PIURA
PROGRESIVA 1043-000

INDICE

RESUMEN	3
INTRODUCCION	7
CAP. I GENERALIDADES	8
1.1 UBICACIÓN GEOGRAFICA	8
1.2 IMPORTANCIA DEL PROYECTO	10
1.3 REDES VIALES	10
1.4 INFLUENCIA DEL FENOMENO “EL NIÑO”	10
1.5 INFRAESTRUCTURA DEL PROYECTO	11
CAP. II MARCO TEORICO	12
2.1 SIMULACION HIDRAULICA	12
2.1.1 Curvas de flujo gradualmente variado	12
2.1.2 Modelamiento hidráulico en puentes usando el software HEC-RAS	19
2.2 SOCAVACION EN PUENTES	21
2.2.1 Método de Laursen	22
2.2.2 Método de Colorado State University	24
2.2.3 Método de Froelich	28
2.3 PROTECCION CON ENROCADO	29
CAP. III INFORMACION DE ESTUDIOS DISPONIBLES	34
3.1 EVALUACION HIDROLOGICA	34
3.2 TOPOGRAFIA	39
3.3 GEOTECNIA Y GEOLOGIA	41
3.4 RESUMEN	42

CAP. IV MODELAMIENTO HIDRAULICO DEL FLUJO USANDO EL SOFTWARE HEC-RAS	43
CAP. V CALCULOS DE SOCAVACION EN PUENTES	50
5.1 CARACTERISTICAS DE LA SECCION DE INTERES	50
5.2 SOCAVACION POR CONTRACCION	51
5.3 SOCAVACION LOCAL	52
5.4 OBRAS DE PROTECCION Y ENCAUZAMIENTO	58
CONCLUSIONES	59
RECOMENDACIONES	61
BIBLIOGRAFIA	62
ANEXOS	63
• PLANO DE UBICACIÓN	
• PLANO TOPOGRAFICO	
• CUENCA HIDROGRAFICA	
• PERFIL ESTRATIGRAFICO	
• RESULTADOS OBTENIDOS HEC-RAS	
• ALBUM FOTOGRAFICO	
• PLANOS AUTOCAD	

RESUMEN

El presente informe de suficiencia describe el Estudio Hidrológico y de Hidráulica Fluvial de Pilotes Excavados para Cimentaciones Profundas aplicados al Puente “Ignacio Escudero”, ubicado en la carretera Eje Vial #01- Progresiva PK 1043+000, departamento de Piura.

Dicho puente permitirá el tránsito normal en la quebrada Ignacio Escudero que atraviesa la carretera Eje Vial #01 en la progresiva PK 1043+000.

Aparentemente la quebrada Ignacio Escudero se encuentra con poco caudal, pero un evento importante en el año 1998 relacionado con el fenómeno “El Niño” se manifestó con avenidas imprevistas (lodos y rocas) y dañó parte de la carretera.

Se ha tomado como referencia el desarrollo del Modelamiento Hidrológico con el Software HEC-HMS realizado por la entidad encargada del proyecto para el cálculo del caudal de diseño, teniendo en cuenta los parámetros de la cuenca en estudio. Las características hidráulicas de la sección donde se emplaza en Puente serán re-calculadas simulando el comportamiento de la Quebrada empleando el Software HEC-RAS.

Según lo descrito anteriormente, se desarrollará el Estudio corroborando los resultados mediante metodologías modernas con lo observado en campo y lo descrito por los pobladores de la zona.

ANTECEDENTES

La Quebrada Ignacio Escudero discurre perpendicular a la Carretera Panamericana, con un ancho de cauce variable de 150 a 300 metros y un tirante de 2 a 3 metros aproximadamente. Actualmente existe un desvío provisional para el paso del tráfico que se levanta sobre el fondo del cauce unos 2 metros. Este desvío dispone de tres obras de drenaje, formadas por tuberías metálicas reforzadas de concreto hidráulico, dispuestas en tres de los ramales de agua que componen actualmente la quebrada. Las obras de drenaje están reforzadas aguas abajo y aguas arriba con gaviones tipo colchón. El ancho del desvío es de 11 metros y dispone de un pavimento de concreto asfáltico.

De acuerdo con los estudios realizados, tanto a nivel de diseño geométrico como de estudios topográficos, hidrológicos y estructurales, en esta quebrada se ha proyectado un puente de 250 metros de longitud, compuesto de 7 vanos de 30 metros y 2 vanos en los extremos de 20 metros cada uno.

En los accesos al puente se han proyectado las cunetas de pié de terraplén, sardineles y bajantes para encauzar el agua, hacia la quebrada, evitando afecciones a los taludes de los rellenos o terraplenes.

Los parámetros indicativos de la obra son los siguientes:

- Longitud de la actuación incluyendo el puente es de 833.641 metros.
- El ancho de calzada es de 7.20 metros (2 carriles de 3.60 m).
- El ancho de bermas es de 2.25 metros.
- El ancho de veredas es de 1.20 metros.

Todo ello define un ancho de plataforma de la vía de 14.10 metros.

El presupuesto total del proyecto es de S./ 8,205,764.67

Como consecuencia del evento del fenómeno “El Niño” de 1998, el curso del agua natural (quebrada “Ignacio Escudero”) se activó, trayendo consigo descargas máximas de tipo torrencioso, lo cual originó el deterioro del antiguo puente.

Con la finalidad de mantener el tránsito, existe la necesidad de proyectar una superestructura compatible con el régimen hidráulico de la quebrada.

La ubicación del nuevo puente, denominado “Ignacio Escudero” va a estar sujeto principalmente a los siguientes factores:

- Características Hidrodinámicas de la Quebrada Ignacio Escudero que comprometan la estructura.
- Topografía del lugar.
- Tipo de material donde se emplazará la cimentación de la nueva estructura.

JUSTIFICACION

Se elige el presente tema debido a que los pilotes excavados han sido una solución fundamental en la cimentación de muchos puentes en el Perú, por eso es necesario conocer a fondo los alcances y las limitaciones de este tipo de pilotes en la cimentación de los puentes.

Por tanto, la evaluación hidráulica de la quebrada Ignacio Escudero permitirá verificar el nivel del tablero del puente y la profundidad de cimentación de los apoyos a fin de que el puente cumpla con brindar continuidad de servicio ante la ocurrencia de eventos de diseño.

Este informe espera además contribuir con alcances acerca de las metodologías disponibles para el cálculo de la socavación.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El principal problema en la zona norte del país es combatir los daños causados por el fenómeno de El Niño, el cual en períodos anteriores causó destrozos, haciendo colapsar innumerables puentes y causando inundaciones.

A fin de mantener una vía estable no obstante los fenómenos nombrados, es que se realiza el proyecto de un puente que se mantenga en servicio y sea capaz de soportar estos fenómenos extremos.

La cimentación de un puente mediante pilotes asegura la permanencia del puente aún cuando una gran cantidad de terreno de la cimentación sea socavado.

Los pilotes se dan como alternativa de cimentación cuando no es posible hacer una cimentación superficial debido a que los estratos superiores son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la superestructura.

En muchos casos se requiere que el pilote alcance grandes longitudes, y los pilotes excavados son concebidos para este propósito; además soportan mucha mayor carga que los pilotes hincados. En base a la experiencia se puede determinar que por cada pilote excavado se necesitarían entre 5 o 6 pilotes hincados.

Según el tipo de cimentación y la evaluación hidráulica podrá determinarse la profundidad de socavación y evaluar si está no compromete a los apoyos mas allá de lo considerado en el diseño.

DEFINICION DE LOS OBJETIVOS

El presente Estudio tiene como objetivo rediseñar las obras designadas al presente proyecto utilizando el caudal de diseño del curso de agua correspondiente al área de ubicación del futuro puente "Ignacio Escudero", calculado por la entidad encargada del proyecto como dato, para poder recalculer las profundidades máximas de socavación en la zona de los apoyos; así como redimensionar las obras de defensa y/o encauzamiento de la quebrada.

Por consiguiente, el capítulo de Hidrología e Hidráulica Fluvial persigue alcanzar lo siguiente:

- Usar la Descarga Máxima de Diseño estimada por la entidad encargada del proyecto en la sección de interés donde se emplazará la nueva Superestructura.
- Re calcular los Niveles de Inundación para la Avenida de Diseño y compararlas con las también estimados por la entidad antes mencionada para evaluar la factibilidad del proyecto.
- Calcular los Niveles de Socavación del Puente con fines de Diseño.
- Diseñar las Obras de Protección y/o Encauzamiento y definir las zonas donde se emplearán.

INTRODUCCION

El Estudio Hidrológico y de Hidráulica Fluvial de Pilotes Excavados para Cimentaciones Profundas aplicado al Puente Ignacio Escudero se divide en 5 capítulos; en el primero se incluyen las generalidades, tales como Ubicación Geográfica, Importancia e Infraestructura del Proyecto, Redes Viales, así como, la influencia del Fenómeno de “El Niño” en la zona.

El Capítulo II, describe la teoría completa que será utilizada en la elaboración del estudio y que posteriormente será aplicada para la obtención de resultados de la investigación.

El Capítulo III, presenta la información disponible de estudios realizados por la entidad encargada del proyecto tales como las características de la zona del proyecto, los factores analizados para la formulación del diseño del puente, así como la descripción de la información que servirá de base para la elaboración del estudio.

Los cálculos, diseños y los análisis numéricos así como las obras complementarias necesarias serán plasmados en los Capítulos IV y V, aquí se podrán conocer las características del diseño propuesto del puente en estudio, después de obtenidos los resultados del análisis.

Por último se enumeran las conclusiones y recomendaciones, con los resultados de los cálculos, así como los criterios ingenieriles usados en el diseño del proyecto. Se agregan los anexos, donde se incluye planos topográficos y de ubicación del proyecto, planos de detalles y el respectivo álbum fotográfico.

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

El distrito de Ignacio Escudero se encuentra ubicado en la margen derecha del río Chira y a unos 35 m.s.n.m. Su ubicación geográfica, latitud sur 04°50'35" y longitud oeste 80°52'12". Dista 25 Kms de la ciudad de Sullana, vía Panamericana. Tiene una extensión territorial de 306.53 kms², una población de 14,765 habitantes y está ubicada en la región Piura.

La capital de Ignacio Escudero es San Jacinto, pero más se le conoce como "Cerro Mocho".



Figura 1.01 Quebrada Ignacio Escudero

Situación actual



Figura 1.02 Ubicación del proyecto

1.2 IMPORTANCIA DEL PROYECTO

El presente proyecto es de gran importancia ya que evalúa y recalcula la información existente realizada por la empresa encargada del mismo.

De este modo, se ha tomado la información necesaria para realizar los estudios de hidrología y de hidráulica fluvial y poder hacer una comparación entre lo calculado y lo diseñado por la entidad encargada del proyecto con el fin de llegar a concluir la factibilidad del proyecto.

Así mismo, se han evaluado y calculado las obras adicionales del proyecto que se proyectaran de ser necesarias para el correcto funcionamiento del mismo.

1.3 REDES VIALES

Las redes viales existentes en el Perú datan en su mayoría de 30 a 40 años atrás, razón por la cual es necesario realizar una evaluación y mantenimiento de las mismas.

El puente que es motivo del presente estudio reemplazará al puente ya existente el cual fue construido en el año 1970 y que por su antigüedad, uso y dimensiones es necesario ser reemplazado.

En este sentido, el presente proyecto reemplazará al puente Ignacio Escudero ya existente por una super estructura de mayor longitud y con mayor capacidad portante.

1.4 INFLUENCIA DEL FENOMENO “EL NIÑO”

La influencia del fenómeno “El Niño” repercute significativamente en la mayoría de estructuras ubicadas en la costa peruana dañando las mismas desde sus cimientos debido a una socavación masiva.

Para el presente proyecto se han considerado máximas avenidas calculadas para tiempos de retorno altos como lo son los de 100 y 500 años, los cuales aseguran que el diseño del puente sea el adecuado y pueda soportar la influencia de las aguas.

1.5 INFRAESTRUCTURA DEL PROYECTO

El nuevo puente Ignacio Escudero ha sido diseñado para poder soportar un mayor flujo de tránsito así como la máxima avenida de diseño.

En este sentido, se han diseñado pilares de gran dimensión los cuales son ubicados sobre pilotes excavados.

La losa del puente se apoya sobre vigas de gran dimensión que aseguran su resistencia ante eventos desfavorables.



Figura 1.03 Quebrada Ignacio Escudero

Vista Lateral aguas arriba

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1 SIMULACIÓN HIDRAULICA

2.1.1 CURVAS DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

Se utilizan las técnicas de flujo gradualmente variado principalmente para determinar el nivel de la superficie del agua para un caudal dado dentro de un canal natural o artificial cuya geometría (pendiente, perfiles longitudinales, secciones transversales y rugosidad) es conocida. La energía total en un punto dado es:

$$H = y + z + \frac{V^2}{2g} \quad (2.01)$$

Derivando 2.01, se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dy}{dx} + \frac{dz}{dx} + \frac{d\left(\frac{V^2}{2g}\right)}{dx} \quad (2.02)$$

Pero $V=Q/A$, entonces $V^2 = Q^2/A^2$, reemplazando en la ecuación anterior,

$$dH / dx = dy / dx + dz / dx + \frac{d\left(\frac{Q^2}{2gA^2}\right)}{dx} \quad (2.03)$$

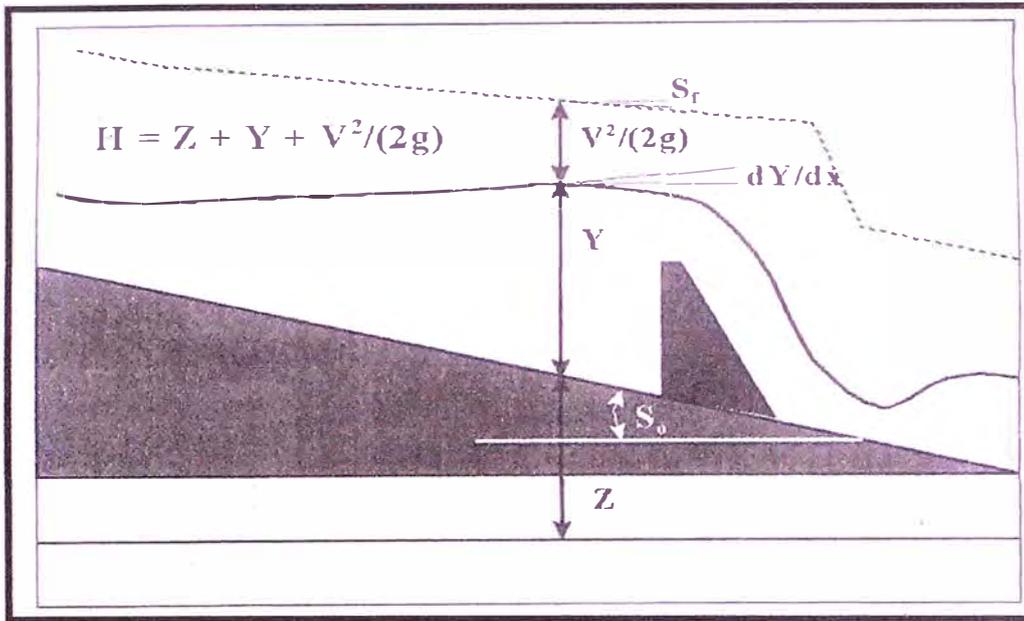


Figura 2.1

La pendiente de la Línea de Energía, dH/dx , es $-S_r$. La pendiente del canal, dz/dx , es $-S_o$. La pendiente de la superficie del agua es dy/dx . Esta derivación es para un flujo permanente, por lo tanto el caudal Q , es constante; además la aceleración g es constante. En el tercer término del miembro derecho de la ecuación, la variable es A (el área de la sección transversal). De acuerdo a la regla de la cadena.

$$\frac{dF(A)}{dx} = \frac{dF(A)}{dA} \frac{dA}{dy} \frac{dy}{dx} \quad (2.04)$$

La función $F(A)$ es: $F(A) = \frac{Q^2}{2gA^3}$; por lo tanto su derivada es $dF(A)/dA = (Q^2/2g) \cdot (-3A^{-4})$. La siguiente figura explica el significado físico de dA/dy .

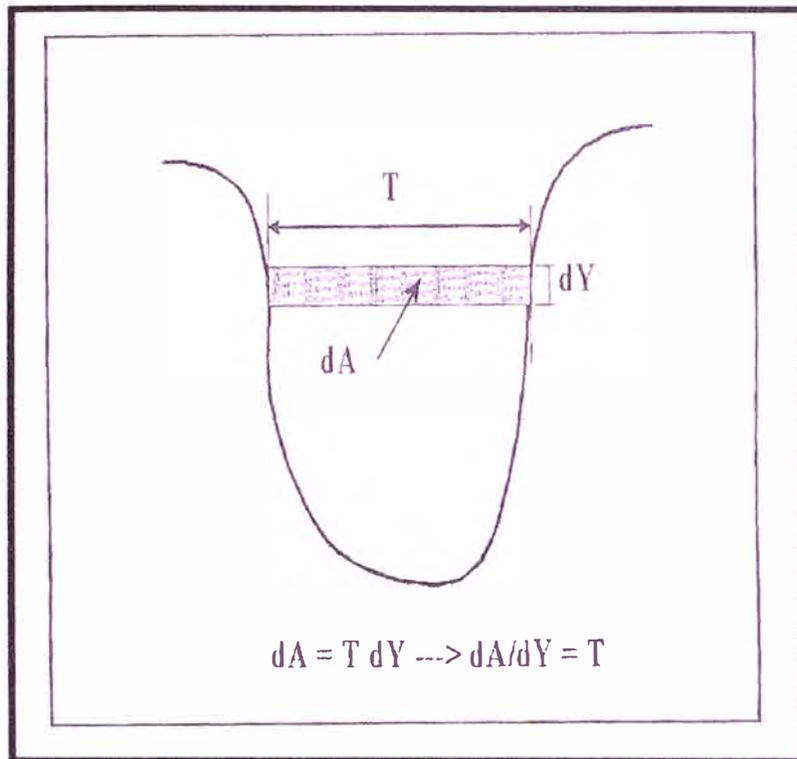


Figura 2.2

Y es el tirante (profundidad) del flujo, al producirse un aumento diferencial en y, se produce un aumento diferencial en el área, dA, en la sección transversal. El ancho en la superficie es "T", por lo tanto el área del rectángulo sombreado es $dA = T dy$, despejando, $dA/dy = T$.

Reemplazando en (2.04) se obtiene:

$$dF(A)/dx = (Q^2/2g)/(-2A^3T)(dy/dx) \quad (2.05)$$

Considerando que Q^2/A^2 es igual a V^2 y reemplazando (2.05) en el tercer miembro de la ecuación (2.03) se obtiene:

$$dH/dx = dy/dx + dz/dx - (V^2)/(gA/T)dy/dx \quad (2.06)$$

Simplificado, agrupando y considerando que $dH/dx = -S_f$, $dz/dx = -S_o$, y reemplazando el parámetro adimensional $V^2/(gA/T)$ por Fr (número de Froude), la ecuación (2.06) se convierte en:

$$\begin{aligned} S_o - S_f &= dy / dx (1 - Fr^2) && \text{ó} \\ dy/dx &= (S_o - S_f) / (1 - Fr^2) \end{aligned} \quad (2.07)$$

Esta expresión sirve para calcular las curvas de remanso en canales abiertos. Es importante señalar que S_f es la pendiente de la línea de energía. S_f se puede hallar usando la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{\left(AR^{2/3} S_f^{1/2} \right)}{n} \quad (2.08)$$

Q es el caudal (m^3/s), A es el área de la sección transversal, R es el "radio hidráulico" (A/P ; P es el perímetro mojado, la longitud de contacto del agua con el fondo sólido. R en metros) S_f es la pendiente de la línea de energía o gradiente hidráulico (sin unidades) y n es el coeficiente de Manning que depende de la rugosidad (sin unidades). El coeficiente de rugosidad es quizás el más difícil de determinar. S_f puede hallarse despejando de (2.08).

$$S_f = n^2 (Q/A)^2 / (R^{4/3}) \quad (2.09)$$

La ecuación (2.09) es la que mayormente se utiliza en los cálculos de las curvas de remanso para calcular S_f , el gradiente de la línea de energía. La siguiente figura ayuda a entender cómo se utiliza la derivación anterior.

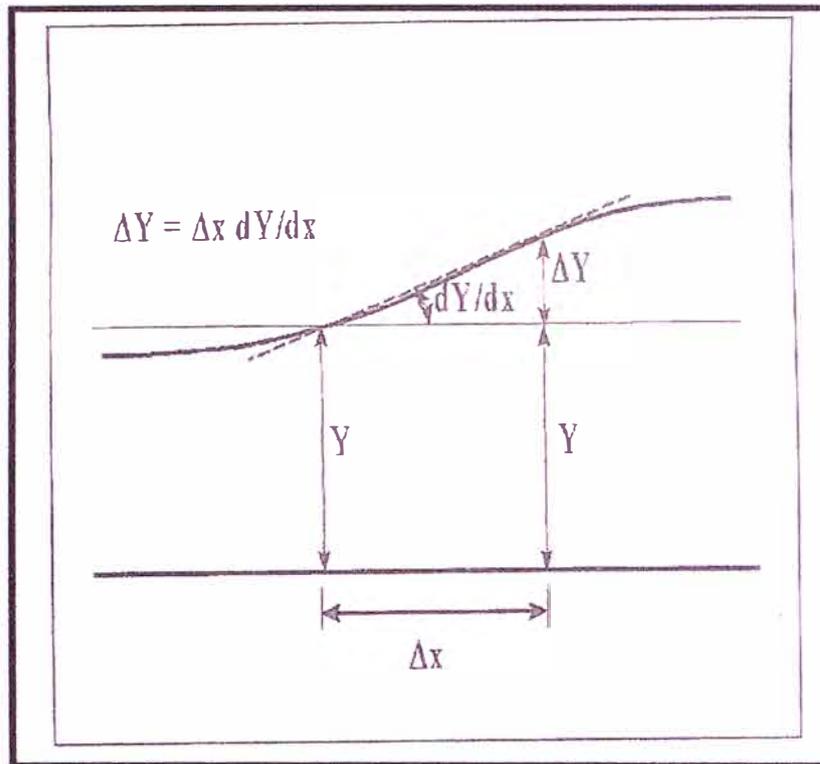


Figura 2.3

Si el tirante en la sección x es conocido, se quiere conocer el tirante en la sección $x+\Delta x$. Usando las ecuaciones (2.07) y (2.09), se determina dy/dx , el tirante en la sección $x+\Delta x$ será:

$$Y_{x+\Delta x} = Y_x + \Delta x \frac{dy}{dx} \quad (2.10)$$

En la práctica se utiliza la ecuación (2.10) por tanteos, asumiéndose un tirante en la sección $x + \Delta x$ y rehaciendo los cálculos hasta que el tirante es hallado o hallando la distancia Δx en la cual el tirante del canal es y . Ambos métodos son equivalentes, sin embargo los procedimientos varían ligeramente.

Además se debe recordar que en ocasiones los canales pueden cambiar de sección transversal (ensanchamiento o angostamiento). Esto induce pérdidas de carga que son que son proporcionales al cuadrado de la velocidad inicial ($V^2/2g$). Los coeficientes de expansión y contracción son 0.3 y 0.1 respectivamente.

Método del Paso Estándar

Ecuación de la Energía

$$Z_e + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + S_f \Delta x + h_e \quad (2.11)$$

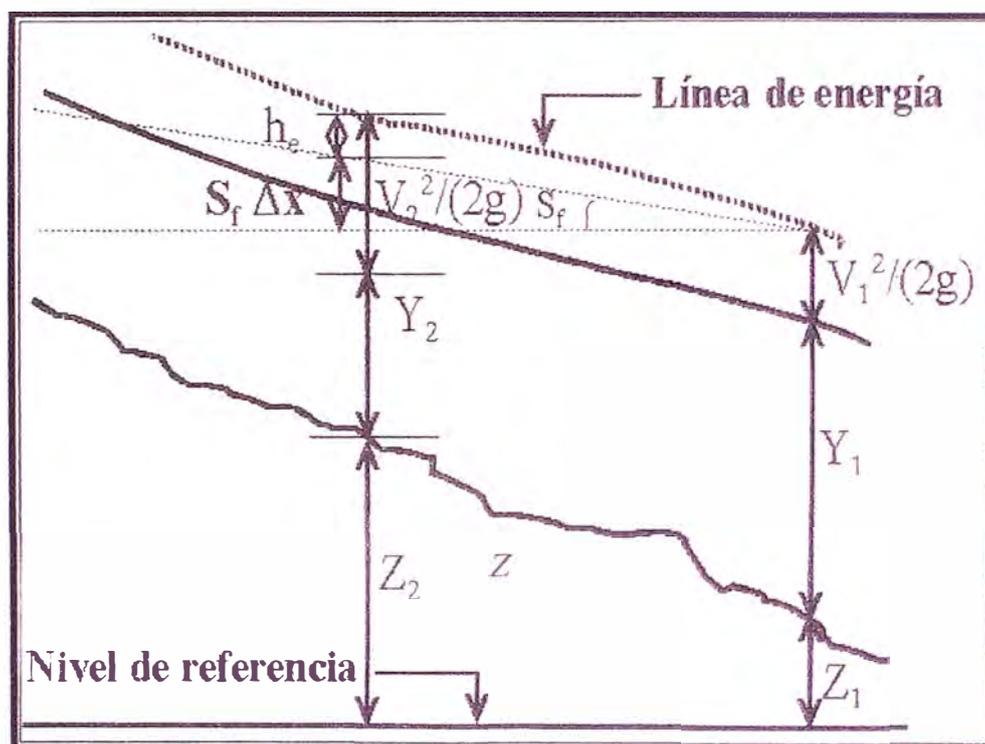


Figura 2.4

Consideraciones:

En una sección debe existir un tirante conocido:

- Si el flujo es sub-crítico: se debe conocer la sección Aguas Abajo
- Si el flujo es supercrítico: se debe conocer la sección Aguas Arriba

Se considera que el flujo es gradualmente variado y permanente

- En un tramo no existe variación de caudal. Si existe variación de caudal, debe incluirse aguas arriba en cada tramo.
- La pendiente del canal es pequeña (menor a 10 grados).

Procedimiento de Cálculo

- En la sección 1 conocida se calcula el Área (A), Perímetro (P), Radio hidráulico ($R = A/P$), Velocidad ($V=Q/A$).
- La cota de la línea de energía será:

$$H = Z + Y + \frac{V^2}{2g} \quad (2.12)$$

- Se calcula la pendiente de la línea de energía:

$$Sf = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} \quad (2.13)$$

Cálculo del nivel en la sección 2

- En la sección 2, se calcula el nivel de fondo del canal. Si la pendiente es constante:

$$Z_2 = Z_1 + S_0 \Delta x_{1-2} \quad (2.14)$$

- Se asume un tirante Y_2
- Con el tirante Y_2 , se calcula el área A_2 , el perímetro P_2 , el radio R_2 , la velocidad $V_2 = Q / A_2$
- Se calcula $H_1(2) = Z_2 + Y_2 + V^2 / (2g)$

- Calcular la pendiente de la línea de energía en el punto 2:

$$Sf_2 = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} \quad (2.15)$$

- Calcular la media de la Sf_1 y Sf_2

$$Sf_{1-2} = \frac{(Sf_1 + Sf_2)}{2} \quad (2.16)$$

- $H(2) = H(1) + Sf_{1-2} \Delta x + h_e$
- Se compara $H_1(2)$ con $H(2)$ de 2, estos valores deben ser iguales. Si no lo son, se aplica una corrección al tirante.
- Corrección, ΔY_2

$$\Delta Y_2 = \frac{(H_1 - H)}{(1 - F_{r2}^2 + 3Sf_2 \Delta x / (2R_2))} \quad (2.17)$$

- $Y_{2 \text{ (corregido)}} = Y_2 - \Delta Y_2$
- Se continúa en la sección 2 hasta que H1 y H convergen con una tolerancia adecuada. Una vez que el nivel es hallado se toma esta sección como la conocida y se pasa a la tercera sección.

2.1.2 MODELAMIENTO HIDRAULICO EN PUENTES USANDO EL SOFTWARE HEC-RAS

Hec-Ras es un sistema integrado de softwares, diseñado para su uso interactivo en un entorno de multitareas. El sistema separa los componentes del análisis hidráulico, almacenamiento de información, capacidad de gestión y facilidades de gráficos

El Hec-Ras contiene tres componentes de análisis hidráulico unidimensional para:

- Cálculos del perfil de la superficie de agua en flujo permanente.
- Simulación de flujo no permanente.
- Cálculos de capacidad transporte de sedimentos de lechos móviles

Un elemento clave es que los tres componentes usarán una representación de datos geométricos comunes y rutinas de cálculos hidráulicos. Además de los tres componentes de análisis hidráulicos, el sistema contiene varias características de diseño hidráulico que pueden ser invocados una vez que el perfil de la superficie de agua es calculado.

La versión actual de HEC-RAS acepta los cálculos del perfil de la superficie de agua de flujo fijo e irregular.

Componentes del Análisis Hidráulico

Perfiles de la Superficie de Agua en Flujo Permanente

Este componente del sistema de modelamiento está propuesto para cálculo del perfil de la superficie de agua en flujo permanente gradualmente variado. El sistema puede manipular una red completa de canales, un sistema dendrítico o

un simple río. El componente del flujo fijo es capaz de modelar flujos subcrítico, supercrítico y perfiles de superficie de agua de flujo mixto.

El procedimiento de cálculo básico está basado en la solución de la ecuación de energía unidimensional. Las pérdidas de energía son evaluadas por fricción (Ecuación de Manning) y contracción (coeficiente multiplicado por el cambio en la carga de velocidad). La ecuación de momentum es utilizado en situaciones donde el perfil de la superficie de agua es rápidamente variado. Estas situaciones incluyen cálculos de regímenes de flujo mixto. Los efectos de las variadas obstrucciones como son los puentes, vertederos y estructuras en zonas de inundación pueden ser consideradas en los cálculos.

El sistema de flujo permanente está diseñado para su aplicación en zonas de inundación y estudios para prevenir inundaciones o evaluar el cauce ante una avenida máxima. Además se pueden modelar el cambio en los perfiles de la superficie de agua debido al mejoramiento de los canales y diques.

Entre las características especiales del componente de flujo permanente se incluye: análisis de múltiples perfiles, puentes y/o análisis de alcantarillas y optimización del flujo.

Simulación del Flujo No Permanente

Este componente del sistema de modelamiento HEC-RAS desarrolla la simulación unidimensional de fluidos irregulares a través de una red completa de canales abiertos. La solución de la ecuación del flujo no permanente fue adaptado del modelo del Dr. Robert L. Barkau's (Barkau, 1992 y HEC 1997). Este componente de flujo no permanente fue desarrollado inicialmente para cálculo de régimen de flujo subcrítico. Sin embargo con la publicación de la Versión 3.1 el modelo puede ejecutar cálculos para régimen de flujo mixto (subcrítico y supercrítico) en el módulo de cálculos de flujo no permanente.

Los cálculos hidráulicos para secciones, puentes, alcantarillas, y otras estructuras hidráulicas que fueron desarrollados por el componente del flujo permanente fueron incorporados en el módulo del flujo no permanente.

Transporte de Sedimentos/Cálculo de lechos móviles

Este componente del sistema de modelamiento está propuesto para la simulación unidimensional de transporte de sedimentos y cálculos de lechos móviles resultado de la socavación y sedimentación en periodos de tiempo muy moderados (generalmente años, no obstante es aplicable a eventos de fluido simple).

El potencial de transporte de sedimentos es calculado para una fracción pequeña, en consecuencia permite la simulación de clasificación y protección hidráulica. Mayores características incluirán la capacidad para modelar una red completa de corriente, dragado de canales, diques y alternativas de avance gradual, así como el uso de diferentes ecuaciones para el cálculo de transporte de sedimentos.

El modelo estará diseñado para simular tendencias a largo plazo de socavación y sedimentación en un canal de corriente que pueda resultar de la modificación de la frecuencia y duración de la descarga o de la modificación de la geometría del canal. Este sistema puede ser usado para evaluar la sedimentación en reservorios, diseñar contracciones de canales requeridos para mantener la navegación, predecir la influencia de dragado sobre la velocidad de sedimentación, estimar la socavación máxima durante una venida y evaluar la sedimentación en canales estacionarios. (Army Corp of Engineers, 1998)

2.2 SOCAVACION EN PUENTES

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

La erosión local, o socavación propiamente dicha, está circunscrita a un lugar determinado, y a veces también está limitada a una cierta duración y se debe a una perturbación del flujo. Socavar significa “excavar por debajo alguna cosa, dejándola en falso”.

La socavación como fenómeno hidráulico, se origina en movimientos vorticosos que ocurren al pie de determinadas estructuras hidráulicas, como un pilar o estribo de puente, o en la descarga de un vertedero. La erosión local se

contrarresta con medidas de protección. Muchas veces, desde el punto de vista del diseño, más importante que la cuantificación precisa de la erosión local sea la determinación cualitativa, es decir, saber donde se espera que haya socavación y saber cómo controlarla.

La erosión generalizada, o degradación, se produce a lo largo y ancho de un cauce fluvial. La degradación del cauce es extensa y progresiva. Puede ocurrir también una adición, una superposición de ambos tipos de erosión.

El estrechamiento excesivo del cauce por la construcción de un puente determina una disminución de la sección transversal, lo que implica aumento de la velocidad y de la capacidad de transporte de la corriente. El resultado es la profundización del cauce. Asimismo los pilares y estribos de puentes son elementos extraños dentro de la corriente. Ellos producen, para cada caudal, una socavación (erosión local) y es importante tener en cuenta que esta se adiciona a la degradación del lecho (erosión generalizada) correspondiente al caudal del cual se trata.

La erosión generalizada corresponde simplemente a la tendencia natural de un río aluvial a adquirir la profundidad de la corriente correspondiente al caudal que se presente. Naturalmente que una mayor descarga no implica necesariamente una sobre elevación de la superficie libre. (Richardson, 1990)

2.2.1 METODO DE LAURSEN (Para Socavación por Contracción)

La socavación por contracción para lecho vivo se puede calcular utilizando la ecuación propuesta por Laursen en 1960 y que se presenta a continuación:

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_t}{Q_c} \right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^A \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^B \quad (2.18)$$

La socavación se halla mediante la siguiente expresión:

$$y_s = y_2 - y_1 \quad (2.19)$$

Donde:

y_1 : tirante medio en el canal principal.

y_2 : tirante medio en la sección de contracción

W_1 : ancho del canal principal

W_2 : ancho en la sección contraída

Q_t : flujo en la sección de contracción

Q_c : flujo en el canal principal

n_2 : coeficiente de Manning para la sección contraída

n_1 : coeficiente de Manning para el canal principal

A y B son coeficientes de transporte que se obtienen del siguiente cuadro:

CUADRO N° 2.01				
COEFICIENTES DE TRANSPORTE USADOS EN LA FÓRMULA DE SOCAVACIÓN				
V_* / w	E	A	B	Transporte de sedimento
< 0.5	0.25	0.59	0.066	Mayormente carga de contacto
1.0	1.0	0.64	0.21	Algún material en suspensión
>2.0	2.25	0.69	0.37	Mayormente transporte en suspensión

Donde:

V_* : velocidad de corte

w : velocidad de caída del d_{50} del material del lecho

e : factor de transporte

$$A = \frac{6(2 + e)}{7(3 + e)} \quad (2.20)$$

$$B = \frac{6e}{7(3 + e)} \quad (2.21)$$

Para aplicar la fórmula anterior se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- a) El cociente (n_1/n_2) puede ser significativo si existen dunas en el canal principal y lecho "lavado" (plano) o antidunas en la sección de contracción.
- b) El ancho promedio de la sección W_2 se toma normalmente como el ancho superficial al que se le substraen los pilares.
- c) Las ecuaciones de Laursen para una gran contracción sobre estimarán la socavación en el puente, si el mismo está localizado en el extremo aguas arriba de la contracción o si la contracción es el resultado de la presencia de pilares y estribos. Esta es la mejor ecuación disponible hasta el momento.

La socavación por contracción para agua clara se puede calcular utilizando la ecuación propuesta por Laursen en 1960 y que se presenta a continuación:

$$Y_2 / Y_1 = (W_1 / W_2)^\alpha \quad (2.22)$$

Donde:

Y_2 = Profundidad promedio en la sección contraída.

Y_1 = Profundidad promedio aguas arriba de la contracción.

W_1 = Ancho del fondo aguas arriba de la contracción.

W_2 = Ancho del fondo en la sección contraída.

α = Varía de 0.64 a 0.80.

2.2.2 METODO DE COLORADO STATE UNIVERSITY (Para Socavación en Pilares)

La socavación causada por el flujo alrededor de obstáculos, como pilas de puente, se llama erosión local. Físicamente el fenómeno consiste en que alrededor de la pila se dan velocidades localmente mayores que las medias de la corriente, acompañadas de un sistema de vórtices frontales, laterales y de estela

detrás del pilar. Este sistema de vórtices es el principal responsable de la socavación.

Es sorprendente la magnitud de estos fosos u hoyos, situados precisamente donde más daño puede hacer al puente. La patología típica de un fallo por erosión local es que la pila se hunde y bascula o vuelca hacia aguas arriba (véase Figura 2.5)

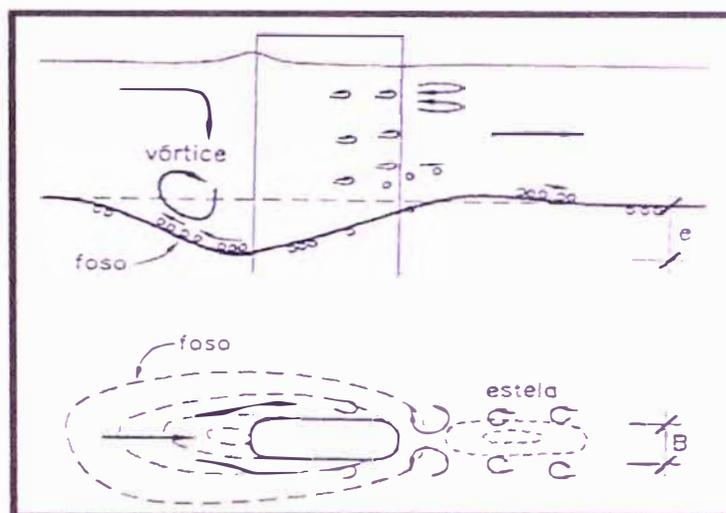


Figura 2.5 Erosión local alrededor de una pila

La socavación de los pilares del puente se ha calculado utilizando el método de Colorado State University. Esta fórmula arroja valores conservadores de socavación y se utiliza para el diseño de puentes por empresas consultoras, agencias estatales y locales en los Estados Unidos después de llevarse a cabo estudios de laboratorio y en algunos puentes existentes.

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0K_1K_2K_3K_4 \left(\frac{a}{y_1} \right)^{0.65} Fr_1^{0.43} \quad (2.23)$$

donde:

y_s : profundidad de socavación (en m o pies)

y_1 : tirante aguas arriba del puente (en m o pies)

K_1 : factor de corrección debido a la forma del pilar

K_2 : factor de corrección por ángulo de ataque

K_3 : factor de corrección por la morfología del lecho ($K_3 = 1.1$ si existen dunas)

K_4 : factor de corrección por acorazamiento
a: ancho del pilar (en m o pies)

Fr_1 : número de Froude aguas arriba del pilar

Los factores de corrección se muestran en los siguientes cuadros:

CUADRO N° 2.02	
FACTORES DE CORRECCIÓN POR FORMA PARA EL CÁLCULO DE SOCAVACIÓN EN PILARES	
TIPO DE PILAR	K_1
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1.0
Cilindro circular	1.0
Nariz en punta	0.9
Grupo de cilindros	1.0

CUADRO N° 2.03			
FACTORES DE CORRECCIÓN POR ÁNGULO DE ATAQUE			
K_2 PARA EL ÁNGULO DE ATAQUE DEL FLUJO			
ÁNGULO	$L/a = 4$	$L/a = 8$	$L/a = 12$
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.5	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

CARACTERISTICAS DEL FONDO DEL CAUCE	Altura de dunas (m)	Factor K3
Aguas limpias	-	1.1
Fondo plano y antidunas	-	1.1
Dunas pequeñas	.06<H<3	1.1
Dunas medianas	3<H<9	1.1 a 1.2
Dunas grandes	9<H	1.3

Cuadro 2.04 Calculo de K3

El coeficiente K4 tiene por objetivo disminuir el valor calculado de socavación para tener en cuenta que las partículas grandes de material disminuyen la socavación, y se obtiene de la siguiente expresión:

$$K4 = [1-0.89(1-V_r)^2]^{0.5} \quad (2.24)$$

$$V_r = (V_o - V_i) / (V_{c90} - V_i) \quad (2.25)$$

$$V_i = (0.645(D_{50}/d)^{0.053}) \times V_{c50} \quad (2.26)$$

$$V_{c50} = (6.19 y^{1/6}) \times (D_{50}^{1/3}) \quad (2.27)$$

Donde:

K4 = Factor de corrección por gradación de los materiales

V_r = Relación de velocidades

V_o = Velocidad de acercamiento (m/seg)

V_i = Velocidad de acercamiento a la cual se inicia erosión en el pilar

d = Ancho del pilar en metros

y = Profundidad del flujo de acercamiento

V_{c90} = Velocidad crítica para movimiento incipiente de material D90

V_{c50} = Velocidad crítica para movimiento incipiente de material D50

2.2.3 METODO DE FROELICH (Para Socavación en Estribos)

Este método considera que pueden haber dos tipos de ecuaciones para el cálculo de la socavación en estribos de puentes, tomando en cuenta el movimiento del lecho. A continuación se presenta las variables necesarias para el cálculo de la socavación:

Ecuación de Froelich para socavación en agua clara:

$$\frac{y_s}{y_1} = 0.78K_1K_2 \left(\frac{a'}{y_1} \right)^{0.63} Fr^{1.16} \left(\frac{y_1}{D_{50}} \right) G^{-1.87} + 1.0 \quad (2.28)$$

Ecuación de Froelich para socavación en lecho vivo:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.27K_1K_2 \left(\frac{a'}{y_1} \right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1.0 \quad (2.29)$$

donde:

K_1 : coeficiente de forma del estribo

K_2 : coeficiente para el ángulo que hace el terraplén con el flujo

a' : longitud del estribo proyectado en dirección normal al flujo

Fr : número de Froude aguas arriba del estribo

G : desviación estándar geométrica del material del lecho

y_1 : tirante en el estribo

y_s : profundidad de socavación

Cuando el estribo es muy largo, concretamente si $a'/y_1 > 25$, se considera que la socavación queda limitada por la siguiente expresión:

$$\frac{y_s}{y_1} = 4 \left(\frac{K_1}{0.55} \right) K_2 Fr^{0.33} \quad (2.30)$$

Además se puede usar la ecuación de Liu para verificar los resultados obtenidos con la ecuación de Froelich. La ecuación de Liu se presenta a continuación:

$$\frac{y_s}{y_1} = K \left(\frac{a'}{y_1} \right)^{0.40} Fr^{0.33} \quad (2.31)$$

donde:

K : constante que depende de la forma de los estribos.

K = 1.10, cuando los estribos están protegidos por un terraplén que rodea el estribo con una forma circular en planta.

K = 2.15, cuando los estribos son verticales.

2.3 PROTECCION CON ENROCADO

El enrocado es el material más usado en la ingeniería fluvial. Su estabilidad se debe al peso de la roca y a su superposición. Para la superposición y funcionamiento en conjunto se recomienda una granulometría variada. Con enrocado se pueden construir estructuras cuyo funcionamiento es por gravedad: espigones y diques longitudinales, pero son estructuras permeables y de poca resistencia ya que no existe monolitismo; por esta razón, el mayor uso del enrocado es como revestimiento, protección o defensa de otra estructura. El papel del enrocado es impedir su derrumbamiento por acción de la corriente, para lo que pone en juego su resistencia al arrastre. Una ventaja es su flexibilidad como conjunto ante un descenso del fondo del cauce por erosión.

El diseño de una protección con enrocado debe prestar atención a la cimentación. Frecuentemente falla por derrumbamiento por haber quedado descalzada debido a la erosión del lecho junto al talud. Un talud de enrocado se debe enterrar en el cauce hasta una profundidad adecuada frente a la erosión. Una buena cimentación consiste en un pie de enrocado; si el cauce es desbordable se debe reforzar la cabeza para evitar daños.

La efectividad de esta protección depende del espesor del recubrimiento. Como criterio práctico un enrocado debe estar formado por al menos dos capas de elementos.

Esta protección necesita un filtro para evitar la pérdida de suelo bajo éste, debido a la acción hidrodinámica; esta pérdida ocasiona hundimientos en la protección y su posterior destrucción. Se usan filtros granulares o sintéticos:

geotextiles o geomantas. Para el último caso se debe evitar el punzonamiento por las aristas del enrocado. El talud natural de una protección con enrocado está entre 1:1 y 1:2 (V:H). Por lo general el factor de seguridad para el diseño de enrocados es igual a 1.5 (véase figura 2.6).



Figura 2.6: Características de una protección con enrocado.

Diseño

Existen varios métodos para diseñar el enrocado que protegerá un talud contra la acción erosiva de las aguas. A continuación se presenta el método del factor de seguridad:

a) Método de Estabilidad de Momentos (o del Factor de Seguridad)

Existen ocasiones en las cuales las líneas de corriente no son paralelas al río, como en el flujo debajo de un puente, en el cual ocurre tanto una depresión en el nivel del agua como un acercamiento entre líneas de corriente. En el caso de los taludes de un estribo hay dos puntos críticos que se toman en cuenta para el diseño del enrocado. El primero es el talud y el segundo es el pie de talud. Para cada uno de ellos se calcula el enrocado, pero se escoge el que resulta en el mayor tamaño. Debido a que se desea emplear un proceso constructivo simple, se escoge solo un tipo de enrocado para evitar confusión entre los operarios. El método del factor de seguridad se ha derivado en base a los conceptos de momentos alrededor del punto de apoyo de una roca que se apoya en otra.

En las inmediaciones de un estribo, las líneas de corriente cambian rápidamente y se aplican procedimientos más exactos que el método de velocidades para

calcular el tamaño de los elementos protectores. En principio las líneas de corriente no son horizontales. Por el contrario, el ángulo con respecto a la horizontal es mayor que cero y es igual a λ . Las siguientes formulas se han aplicado en el cálculo de los elementos de protección.

$$\beta = \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(\lambda)}{\left[\frac{2 \sin \theta}{n_0 \tan \phi} + \sin(\lambda) \right]} \right\} \quad (2.32)$$

$$\eta = \frac{21\tau}{(\gamma_s - \gamma_w)d_{50}} \quad (2.33)$$

$$\eta_1 = \eta \left(\frac{1 + \sin(\lambda + \beta)}{2} \right) \quad (2.34)$$

$$SF_0 = \frac{\cos \theta \tan \phi}{n_1 \tan \phi + \sin \theta \cos \beta} \quad (2.35)$$

Donde:

λ : Angulo de las líneas de corriente con respecto a la horizontal.

ϕ : Angulo de reposo

θ : Inclinación del Talud

SF: Factor de Seguridad

b) Diseño de Enrocado para el Talud

Considerando que la diferencia de los niveles de aguas arriba del puente y aguas abajo del puente es Δh , la aceleración de la gravedad es g y el coeficiente de velocidades es α , la velocidad V_d al pasar por el estribo es:

$$V_d = \sqrt{\alpha \cdot V_1^2 + 2g\Delta h} \quad (2.36)$$

El cociente de la velocidad de referencia con respecto a V_d , V_r/V_d , se estima en base a un gráfico que obtuvo Lewis en 1972. En base a la velocidad de referencia V_r se determina λ . El ángulo λ se determina en base al cociente de la pérdida de nivel de agua con respecto a la longitud del estribo $\Delta h/L_a$.

$$\eta = \frac{0.3V_r^2}{(S_s - 1)gd_{50}} \quad (2.37)$$

V_r es la velocidad de referencia, S_s es la gravedad específica de la partícula que asume es igual a 2.65. La aceleración de la gravedad es g y d_{50} es el tamaño de la esfera equivalente a la partícula cuyo peso impide la resistencia al movimiento. En las siguientes fórmulas θ es la pendiente del talud y SF es el factor de seguridad. En diseño de enrocados el factor de seguridad es aproximadamente 1.5.

c) Diseño de Enrocado para el pie de talud

En el pie del talud, el ángulo λ es aproximadamente igual a cero, debido a que el lecho del río fuerza a las líneas de corriente a discurrir paralelas al mismo. Se logran las siguientes simplificaciones:

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{\eta \tan \phi}{2 \sin \theta}\right) \quad (2.38)$$

$$\eta = \frac{S_m^2 - SF^2}{SF(S_m^2)} \cos \theta \quad (2.39)$$

Las dos últimas ecuaciones solamente permiten el cálculo de h . El tamaño típico del enrocado puede calcularse usando la siguiente ecuación:

$$\eta = \frac{0.3V_r^2}{(S_s - 1)gd_{50}} \quad (2.40)$$

V_r es la velocidad al pie del talud, V_r está en función de la velocidad media y d_r/L según Lewis (1972).

d) Diseño del Filtro

El filtro es usado tanto para diques como en enrocados, su fin es el de evitar que los materiales finos del cuerpo de protección sean expulsados a través de las aberturas de las rocas grandes, lo que debilitará la estructura de protección. Cuando el filtro es gravoso se recomienda que cumplan las siguientes condiciones:

Primero se comprueba si se necesita el filtro para proteger la base:

$$\frac{d_{50}(\text{filtro})}{d_{50}(\text{base})} < 40 \quad (2.41)$$

$$5 < \frac{d_{15}(\text{filtro})}{d_{15}(\text{base})} < 40 \quad (2.42)$$

$$\frac{d_{15}(\text{filtro})}{d_{85}(\text{base})} < 5 \quad (2.43)$$

Luego se determinan las dimensiones del filtro con respecto al enrocado:

$$\frac{d_{50}(\text{enrocado})}{d_{50}(\text{filtro})} < 40 \quad (2.44)$$

$$5 < \frac{d_{15}(\text{enrocado})}{d_{15}(\text{filtro})} < 40 \quad (2.45)$$

$$\frac{d_{15}(\text{enrocado})}{d_{85}(\text{filtro})} < 5 \quad (2.46)$$

CAPITULO III

INFORMACION DE ESTUDIOS DISPONIBLES

3.1 EVALUACION HIDROLOGICA

La quebrada Ignacio Escudero tiene un área aporte de 152.47 Km² y nace a una altitud de 872 msnm, tiene una longitud de 32.18 Km y la pendiente media hasta el cruce con la carretera Panamericana es de 2.6 %. En la inspección de campo se pudo comprobar que el ancho del curso de agua es de aproximadamente 250 m. Esta quebrada discurre principalmente de Norte a Sur en dirección hacia el río Chira.

Para poder estimar los parámetros hidráulicos para el dimensionamiento de los puentes se ha utilizado modelos precipitación – escorrentía por lo que fue necesario obtener información cartográfica para delinear las cuencas de aporte y definir la escorrentía que es recibida en el cruce con las carreteras. En el Anexo 2.16.6.1 A se muestran las cuencas de aporte delineadas, los cuales se logró mediante el uso de software adecuado para el delineamiento de las cuencas.

Para el análisis estadístico de precipitaciones de las obras de cruce entre las progresivas 1043 + 000 y 1173 + 000 de la Carretera Panamericana Norte se escogió la precipitación Máxima en 24 horas de la Estación Mallares, que se encuentra cerca de la Quebrada Ignacio Escudero. En dicha estación se han registrado las precipitaciones máximas en 24 horas entre los años 1972 - 1992 y 1994 - 2003 por lo que incluye las precipitaciones que ocurrieron durante el desarrollo del Fenómeno del Niño de los años 1983 y 1999. Se determinarán las precipitaciones cuyo periodo de retorno son 25, 50 y 100 años con la distribución que mejor se ajuste a los datos, lo cual se verificará con las pruebas de Kolmogorov – Smirnov.

El periodo de retorno utilizado en las estructuras de una carretera de tráfico principal es de 50 a 100 años en los Estados Unidos (Chow et. Al., 1988), según la importancia asignada a la carretera, aunque la tendencia es a aumentar el periodo de retorno, sobre todo en las estructuras más importantes (Laursen, 1999), recomendándose el uso de la avenida de 500 años para la verificación de la socavación en puentes.

Además, se calcularon los tiempos de concentración en las cuencas de los ríos para determinar el tiempo crítico de duración de la lluvia. El programa de cómputo HEC – HMS v. 2.2.2. fue utilizado para determinar la escorrentía causada por los eventos correspondientes a las condiciones de diseño.

MODELAMIENTO Y CÁLCULOS HIDRÁULICOS

Para hallar los niveles de inundación se utilizó el programa HEC – RAS 3.1.1., desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos para calcular las curvas de remanso producidas por los caudales de interés en el tramo de un curso de agua natural. Las salidas tabulares y gráficas de este programa permiten determinar la extensión de la inundación causada por flujos extremos, para los eventos de 100 años y 500 años. Las avenidas centenarias se usaron para calcular los niveles de agua que se producen en los puentes de la zona del estudio.

La socavación fue calculada en base a la avenida de 500 años, siguiendo las recomendaciones de la práctica actual de diseño de puentes (Laursen, 1999)

El programa HEC-RAS permite el cálculo de la socavación en puentes usando los métodos expuestos el libro “Highways in the River Environment” de la FHWA (Administración Federal de Caminos de los Estados Unidos). Esta herramienta de cálculo incluye las ecuaciones de Colorado State University y de Froehlich para el cálculo de socavación en pilares de puente y las fórmulas HIRE y de Froelich para el cálculo de socavación en los estribos.

DATOS DE LA CUENCA

Cuenca	Nombre	Progresiva	Area	Longitud (L)	Cota Máx	Cota Mín	S
			Km ²	Km	(m.s.n.m)	(m.s.n.m)	
C-01	Ignacio Escudero	1043+000	152.47	32.18	872.01	30.85	0.026

Cuadro 3.01 Datos de la cuenca

Tiempo de Concentración (min)			Dur. Crítica	Lc	Ct	tp (hr)	CN	Estación	I	Q100	Q500
Kirpich	B-W	Media	Tormenta (min)	Km					(mm/hr)	(m3/s)	(m3/s)
233.90	589.15	371.22	370	12.59	2.00	9.09	89	Mallares	39.76	991.74	1,868.90

Cuadro 3.02 Datos de la cuenca

CALCULO HIDRAULICO SEGÚN HEC-RAS DE NIVELES MAXIMOS POR OBRA PROYECTADA

Cuenca	Nombre	Progresiva	Longitud	Area	Caudal	Pendiente
			(m)	Km ²	(m3/s)	(m/m)
C-01	Ignacio Escudero	1043+000	250.00	152.47	991.74	0.0038

Cuadro 3.03 Datos de la cuenca

Niveles (m.s.n.m) TR=100 años				Nivel
Rasante	Fondo	Agua	Agua + BL	TR=500 años
39.000	30.34	34.00	36.00	35.35

Cuadro 3.04 Datos de la cuenca

TR=100 años					TR=500 años				
Niveles (msnm)			Prof. (m)		Niveles (msnm)			Prof. (m)	
Lecho	Estribo	Pilar	Estribo	Pilar	Lecho	Estribo	Pilar	Estribo	Pilar
31.0	24.0	25.0	7.0	6.0	31.0	23.2	24.3	7.8	6.7

Cuadro 3.05 Caudales máximos

Quebrada Ignacio Escudero

(a) Longitud: 250 m

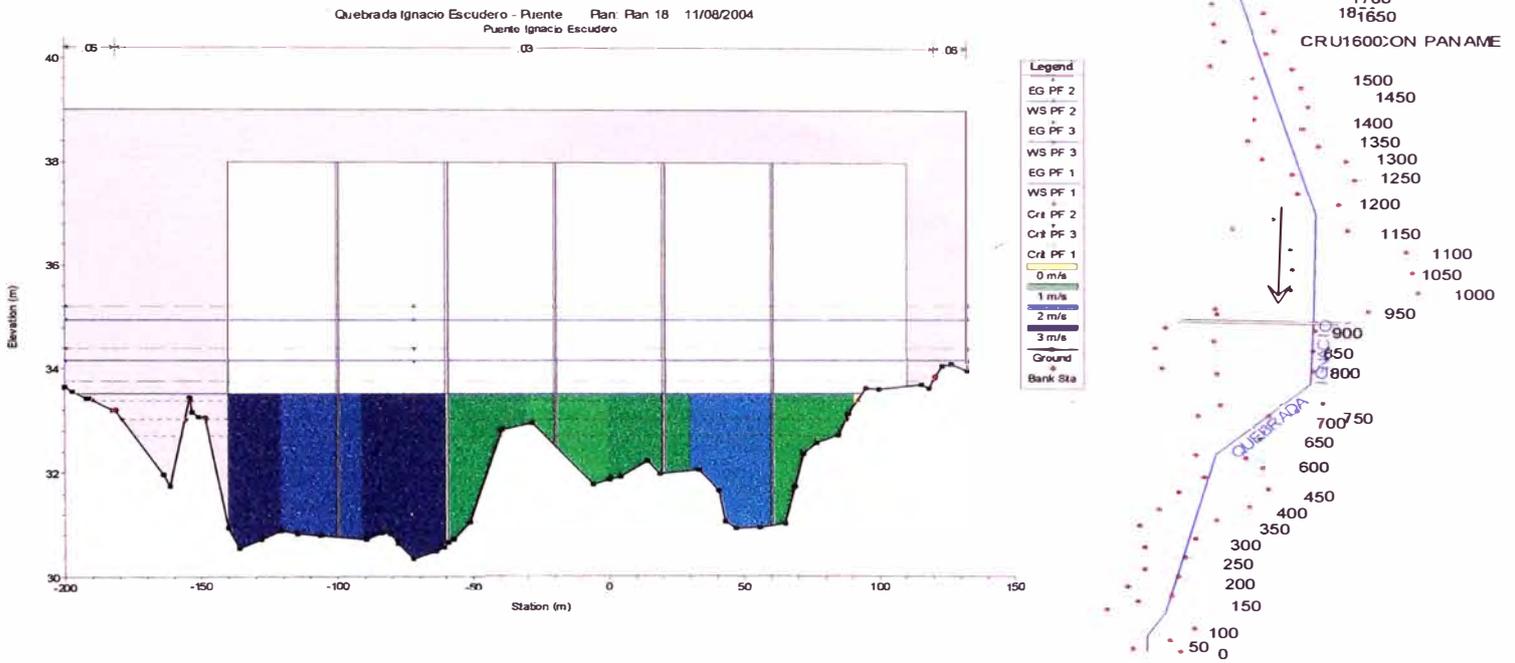


Figura 3.01 Sección del puente y secciones transversales

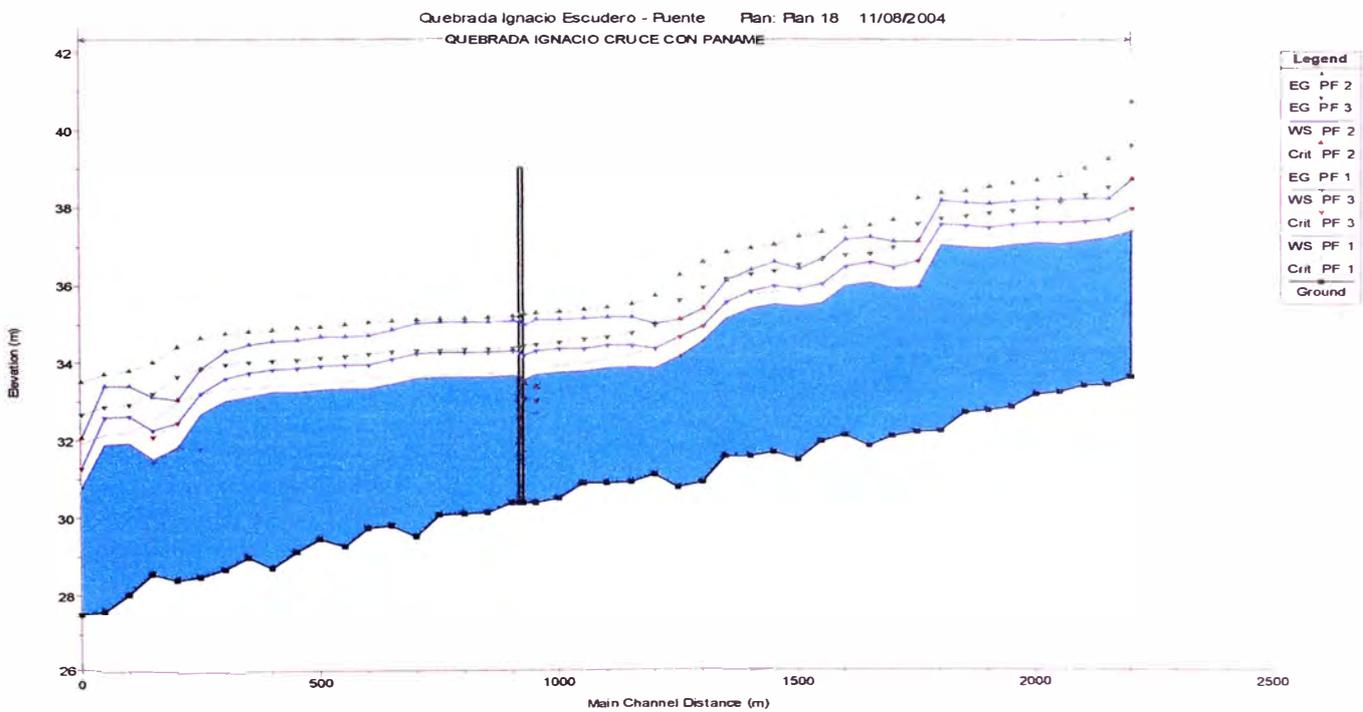
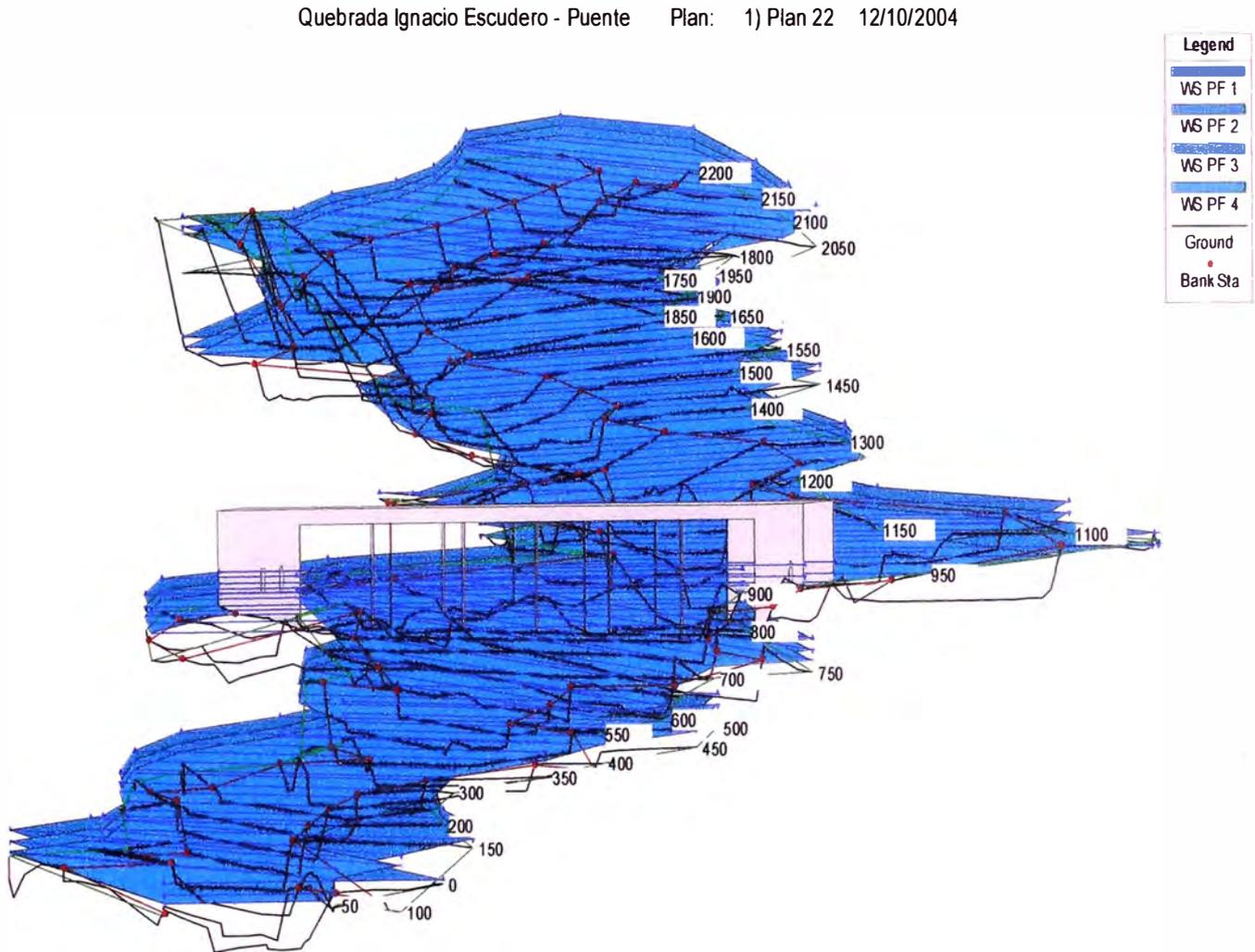


Figura 3.02 Perfil de la quebrada

Figura 3.03 Presentación tridimensional de la quebrada y el puente



Nro	Quebrada	Niveles (msnm)			Prof. (m)	
		Lecho	Estribo	Pilar	Estribo	Pilar
1	Ignacio Escudero	31.0	24.0	25.0	7.0	6.0

Cuadro 3.06 Niveles y profundidades máximas en la quebrada

Resumen de Socavacion en Puentes

Nro	Quebrada	Niveles (msnm)			Prof. (m)	
		Lecho	Estribo	Pilar	Estribo	Pilar
1	Ignacio Escudero	31.0	23.2	24.3	7.8	6.7

Cuadro 3.07 Socavación en estribos y pilares

3.2 TOPOGRAFIA

Quebrada Ignacio Escudero.

Esta quebrada se encuentra en el Km 1,043 y el levantamiento topográfico comprende las áreas de quebrada hasta 1,000 m aguas arriba y 900 m aguas abajo. Se encontró el BM 1043 del Estudio del Consorcio CESEL – TYPESA con el que se ha referido las elevaciones. La elevación del BM 1043 es = 34.082 msnm.

Se establecieron los siguientes puntos de control mediante la monumentación de sus respectivos hitos:

Punto	Este	Norte	Elevación
P1-A	514,729.75	9'464,265.21	32.459
P1-B	514,913.00	9'464,235.00	35.373

PUNTOS DE CONTROL UTILIZADOS

Las elevaciones de cada levantamiento topográfico están referidas a los BMs establecidos por la empresa Cesel S.A. en Setiembre del 2,000 para “Los Estudios Definitivos de Rehabilitación de Carreteras Afectadas por el Fenómeno del Niño”. A la fecha, el Instituto Geográfico Nacional (IGN) no proporciona

información oficial sobre los BMs ubicados a lo largo de la carretera objeto del presente estudio, debido a que sus elevaciones están siendo revisadas por el ente oficial.

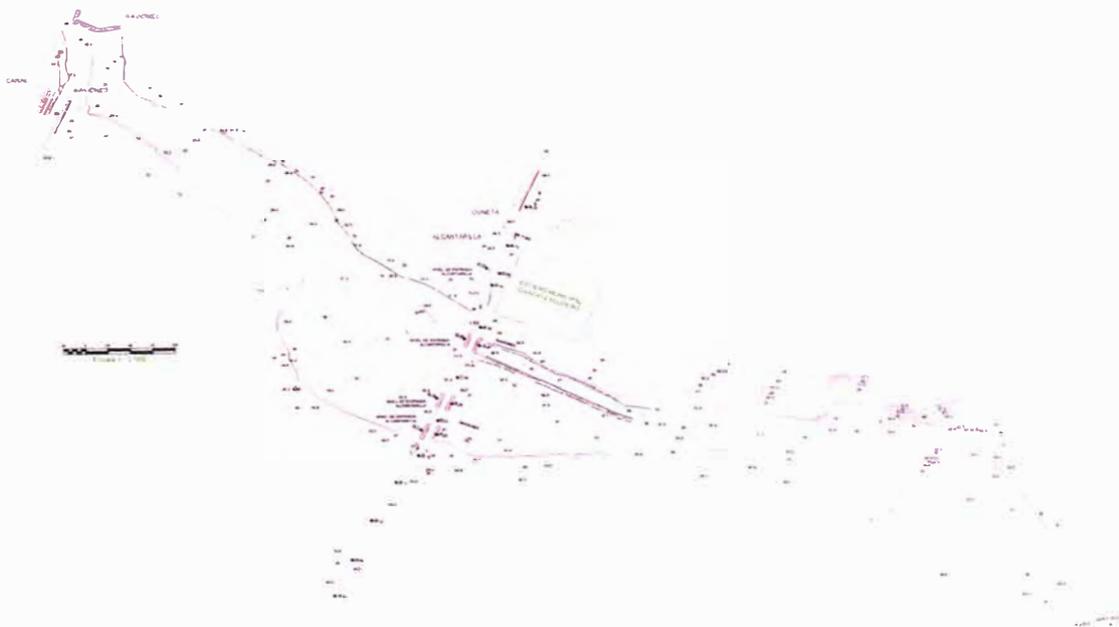
En cada una de las zonas de interés se han monumentado dos hitos, para los cuales se han establecido elevaciones a partir de los BMs descritos anteriormente. Adicionalmente, se han determinado las coordenadas con un GPS navegador, para el efecto se ha utilizado el sistema de coordenadas WGS-84.

EQUIPOS UTILIZADOS

Los trabajos fueron desarrollados con estaciones totales y software especializado en topografía. La información colectada fue almacenada electrónicamente en la memoria interna de los equipos. La automatización del proceso evito los errores de lectura y registro manual que usualmente se presentan en la topografía convencional.

Se desarrollaron planos de planta, en archivos digitales DWG de AutoCad, para cada uno de los 7 levantamientos realizados.

Figura 3.04 Topografía de la quebrada



3.3 GEOTECNIA Y GEOLOGIA

Se presentan Estudios de Suelos, Canteras, Pavimentos, Geología y Geotecnia en el contexto del “Estudio Geotécnico para Puentes, 14 actuaciones (14 quebradas) en la Carretera Piura – Tumbes” y del “Estudio Geotécnico para Puentes, 07 Actuaciones Nuevas Adicionales (07 quebradas) en la Carretera Piura – Tumbes - Zarumilla” como parte del Informe Final de los estudios definitivos multidisciplinarios en dichas actuaciones, que a su vez forma parte de cuatro informes finales que en conjunto establecen los “Estudios de Diseño para la Rehabilitación de la Carretera Piura – Guayaquil”.

El Informe Final presenta las investigaciones geotécnicas para establecer las Condiciones Geológicas Geotécnicas y el Cálculo de Cimentaciones de 13 puentes y 08 estructuras menores (pontones ó alcantarillas) situados a lo largo de la Panamericana Norte entre las ciudades y localidades de Sullana – Tumbes – Zarumilla.

Los trabajos de campo, Ensayos de Laboratorio requeridos y el procesamiento de la información han sido ejecutados en el año 2004. La fase conclutiva de manera mayoritaria ha sido realizada en los meses iniciales del año 2005.

Dentro del "**Estudio Geotécnico para 14 actuaciones en la Carretera Piura - Tumbes** " al inicio del Proyecto, luego de haberse realizado un análisis exhaustivo en campo y gabinete conjuntamente con todos los especialistas de las diversas áreas de Ingeniería del Proyecto, de la problemática específica en cada una de las catorce actuaciones o quebradas y con conocimiento y aprobación de la Supervisión se concluyó de que una de las quebradas requería ampliación de alcantarillas de cajas de concreto allí existentes de dos unidades a cuatro, mientras que dos de las quebradas requieren más bien de defensas ribereñas, estableciéndose que en once quebradas si se requerían de puentes, a la vez que se arribaba al cálculo de las longitudes necesarias que deberían tener cada uno de dichos puentes. De acuerdo a ello, para los estudios respectivos de Geotecnia y Cimentaciones en donde se requiriese de estructuras mayores ó puentes se procedió a establecer el número y ubicación de Perforaciones Diamantinas con Ensayos de SPT de 25.00 m de profundidad cada uno a una distancia promedio de entre uno y otro sondaje de 50 m, hasta cubrir la longitud de cada puente desde el estribo izquierdo hasta el estribo derecho. En aquellos lugares en donde no se tuviera que colocar estructuras de puentes se decidió

realizar los Estudios de Mecánica de Suelos mediante la ejecución de calicatas de 3.00 m de profundidad.

3.4 RESUMEN

El Tramo Sullana – Talara – Aguas Verdes de la carretera Panamericana Norte se encuentra en una zona semiárida, que presenta precipitaciones de baja a regular intensidad en los meses de verano. La mayor parte del tiempo los cursos de agua de mayor ancho están secos. Cuando se produce el Fenómeno El Niño, las temperaturas del agua de mar aumentan produciendo un aumento drástico en la intensidad y cantidad de precipitaciones, las que ocasionan caudales de hasta dos órdenes de magnitud mayores a los medios.

Durante avenidas extremas el bloqueo de los vanos por material de arrastre se presenta durante flujos extremos, en los cuales árboles y arbustos son arrastrados por la corriente y atrapados en los pilares de los puentes, disminuyendo el área efectiva de la abertura de los vanos.

En varias quebradas el alineamiento de la carretera muestra un esviaje con respecto a la dirección del flujo. Si el ángulo de ataque es pronunciado, se pueden producir socavaciones muy altas que pueden producir inestabilidad en los elementos de apoyo en los puentes. Por este motivo se recomienda usar pilares de sección circular y estribos protegidos por un terraplén que los rodee o por lo menos usar aleros que faciliten la entrada del flujo a los vanos del puente.

Un factor importante en la erosión de los terraplenes en la Carretera Panamericana es la presencia de flujos paralelos al eje de la vía que destruyen la base al producir esfuerzos cortantes que remueven material de los taludes. Esto ocurre por ejemplo en Quebrada Honda. Por lo tanto es necesario proporcionar protección adecuada de los terraplenes. Se ha escogido los gaviones como método para controlar la erosión debido a la ausencia de roca competente de tamaño adecuado.

Para evitar los problemas de falta de capacidad de drenaje, se ha adoptado como criterio de diseño respetar el ancho natural de los cauces durante eventos extremos, basados en evidencias de campo y reportes de desastres. Se deben demoler las estructuras provisionales para evitar la interferencia con el paso de los caudales extremos.

CAPITULO IV

MODELAMIENTO HIDRAULICO DEL FLUJO USANDO EL SOFTWARE HEC-RAS

Para re calcular los niveles de inundación se utilizó el programa HEC – RAS en su versión 3.1.3., desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos.

Para la correcta visualización de la quebrada en estudio es necesario trazar secciones transversales distanciadas cada 20 metros las cuales reflejan un modelamiento real como se muestra a continuación:

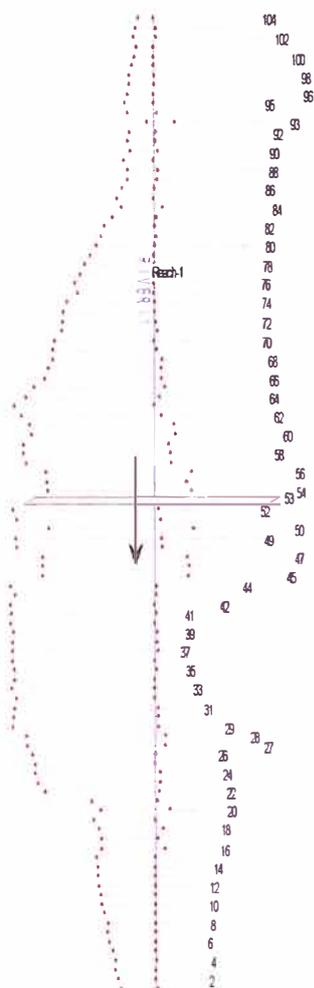


Figura 4.01 Secciones transversales generadas con el programa HEC-RAS

Con las secciones transversales generadas con el software HEC-RAS podemos también generar un perfil de la quebrada donde se puede reflejar la línea de máxima pendiente llamada Thalweg por la que circulará el flujo de agua en todo momento.

Se muestra así esta sección para una mejor visualización:

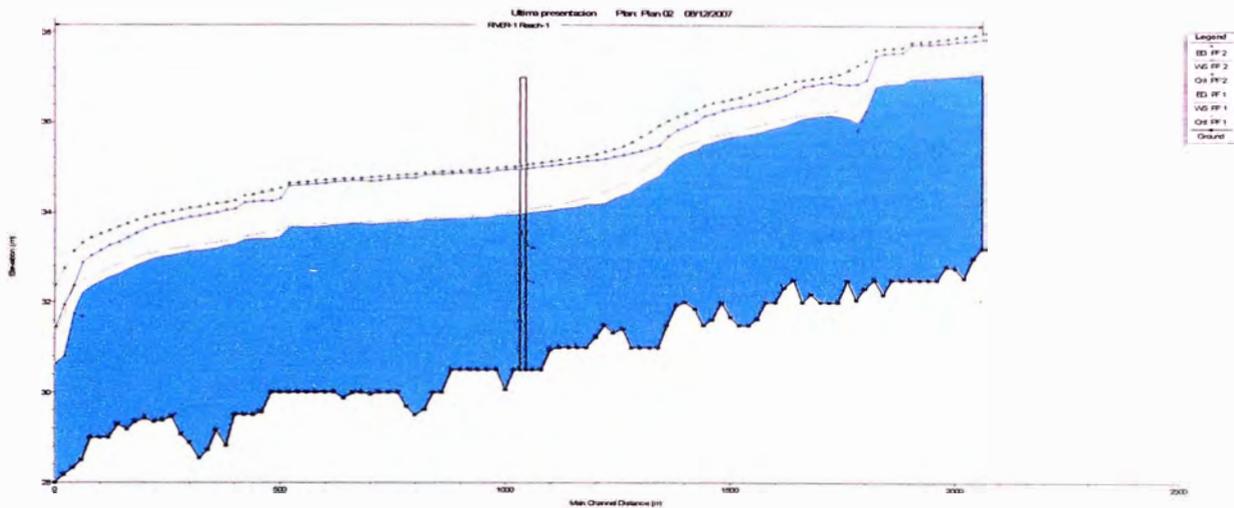


Figura 4.02 Perfil generado con el programa HEC-RAS

Se puede también visualizar gráficamente las velocidades a lo largo de la quebrada, así tenemos:

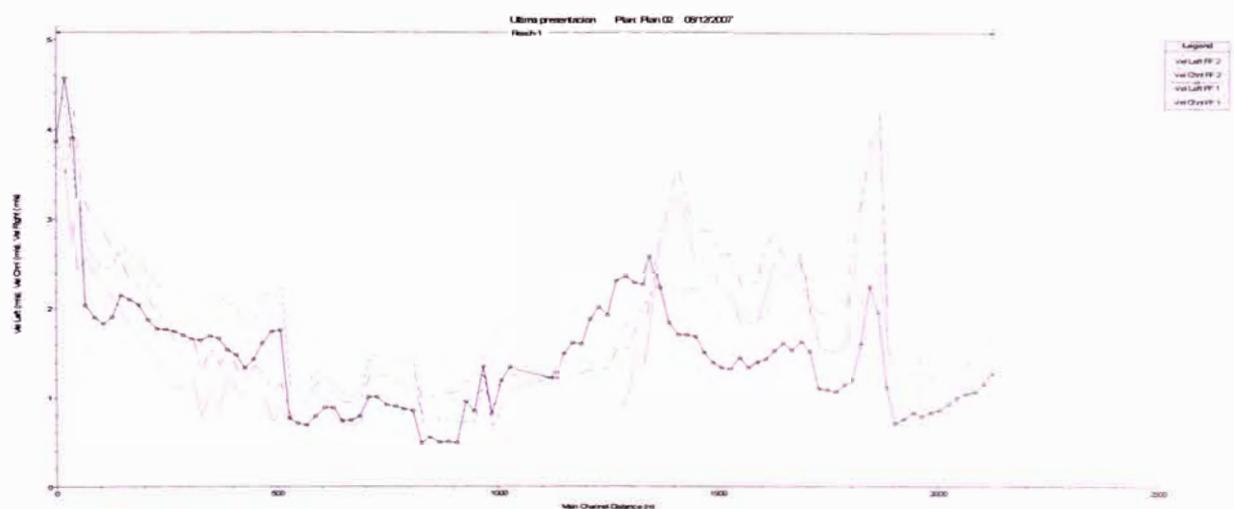


Figura 4.03 Visualización de velocidades

Se generan de esta manera 104 secciones a lo largo de 2,060 metros aproximadamente tomando la sección numero 53 y reemplazándola por el puente para posteriormente visualizar la quebrada con la inclusión del puente generado.

Se muestra a continuación una vista tridimensional:

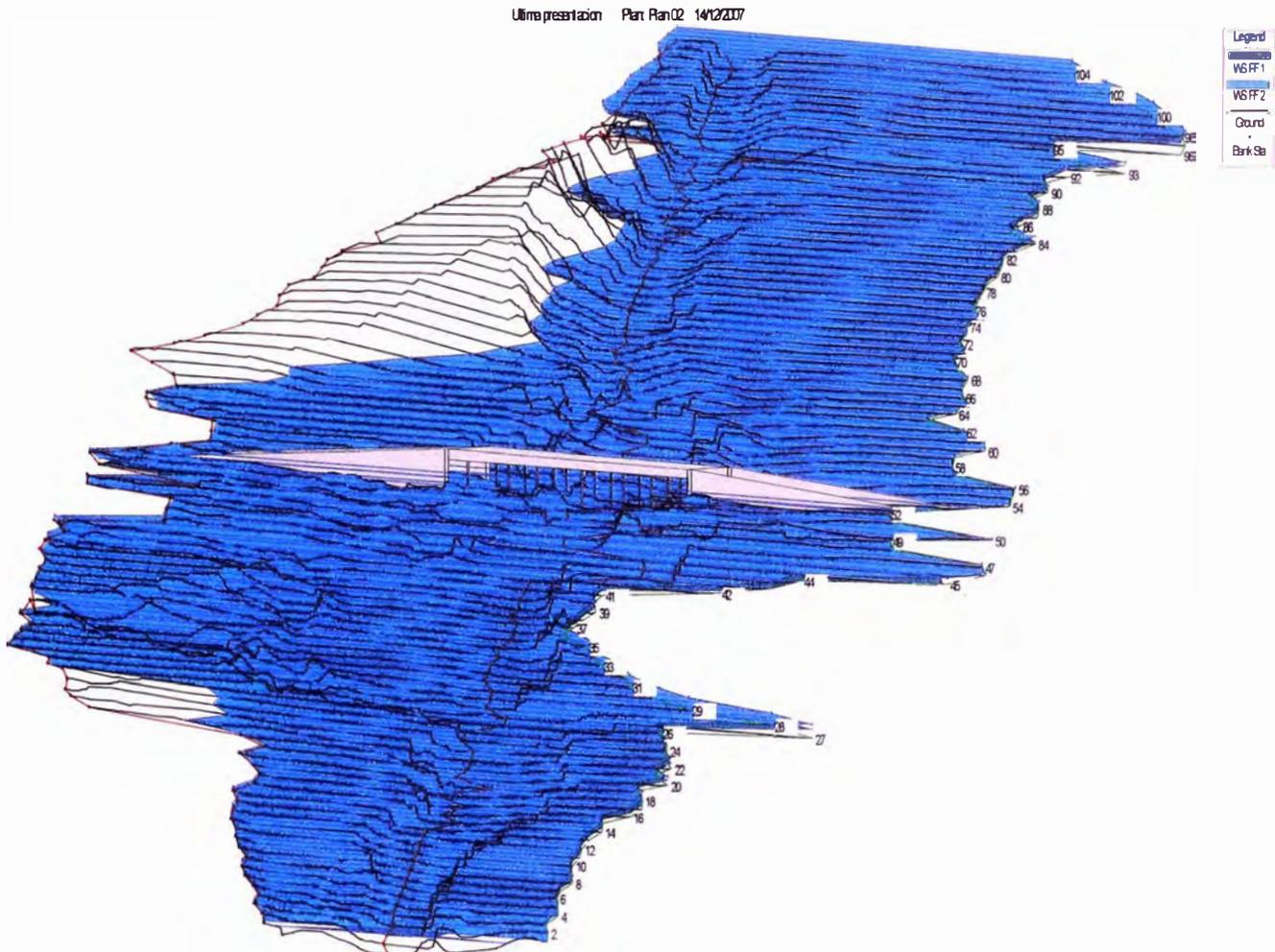


Figura 4.04 Visualización tridimensional generada con el programa HEC-RAS

De este modo se podrá visualizar las secciones transversales del puente involucradas en el presente informe aguas abajo y aguas arriba respectivamente.

Se muestra a continuación las secciones transversales 52 y 54 que limitan al puente por ambos lados:

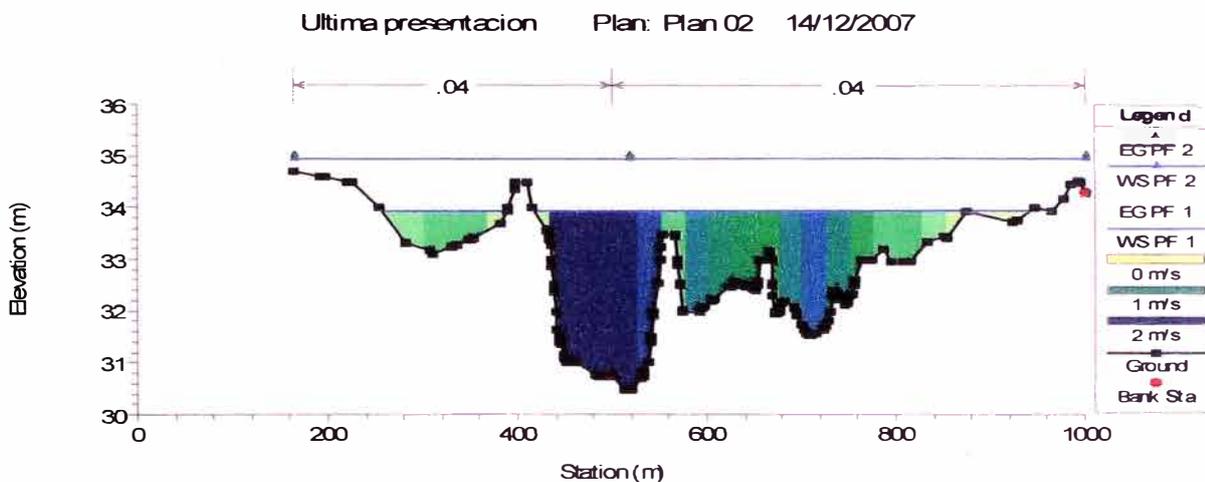


Figura 4.05 Visualización de la sección transversal 52

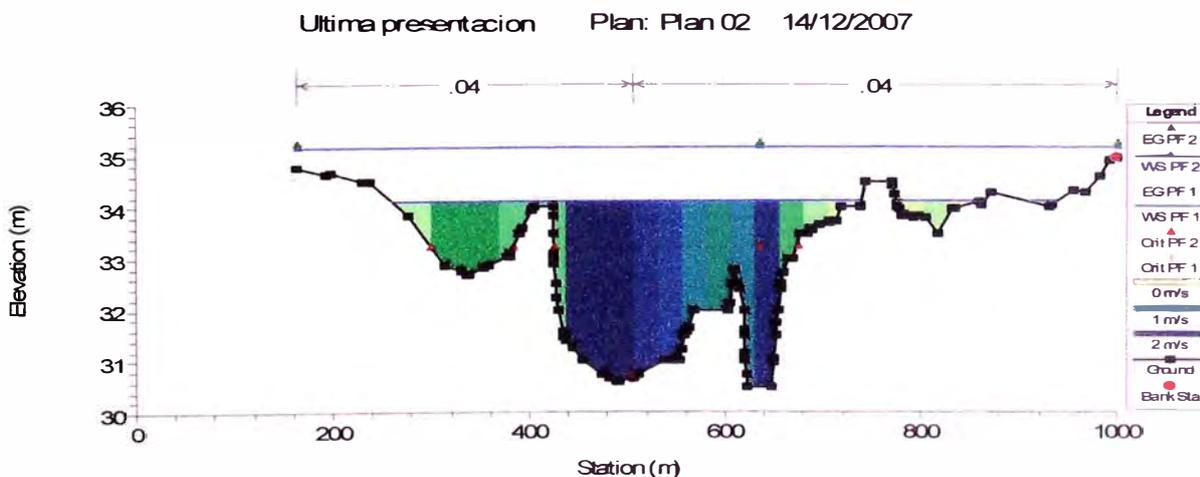


Figura 4.06 Visualización de la sección transversal 54

Se muestra a continuación las secciones transversales 53 aguas abajo y 53 aguas arriba con la inclusión del puente:

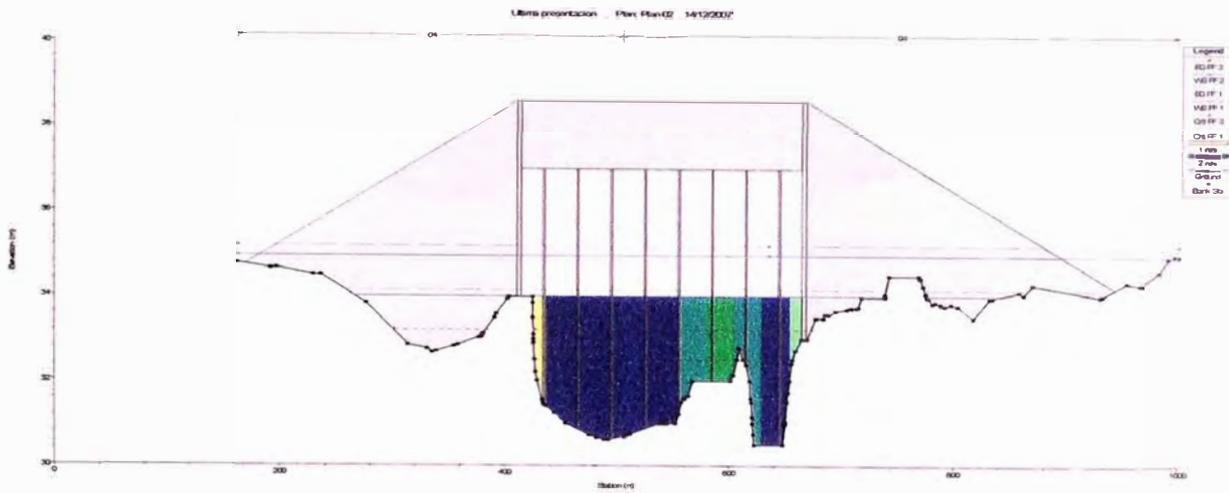


Figura 4.07 Visualización de la sección transversal 53 aguas abajo

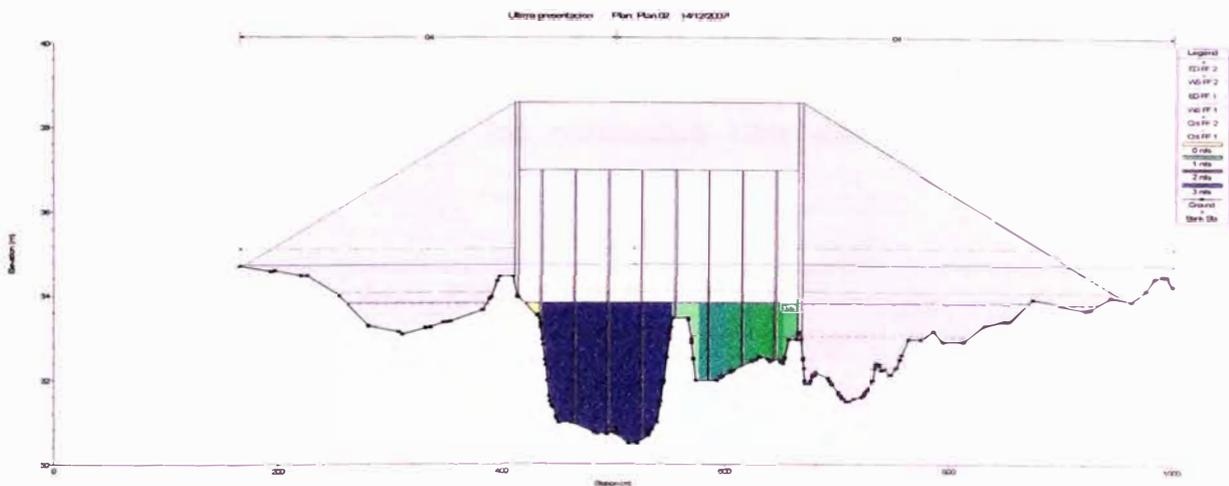


Figura 4.08 Visualización de la sección transversal 53 aguas arriba

Estas mismas secciones pueden ser visualizadas simultáneamente sin la inclusión del flujo con el fin de visualizar la geometría del puente.

Se muestra a continuación dichas secciones:

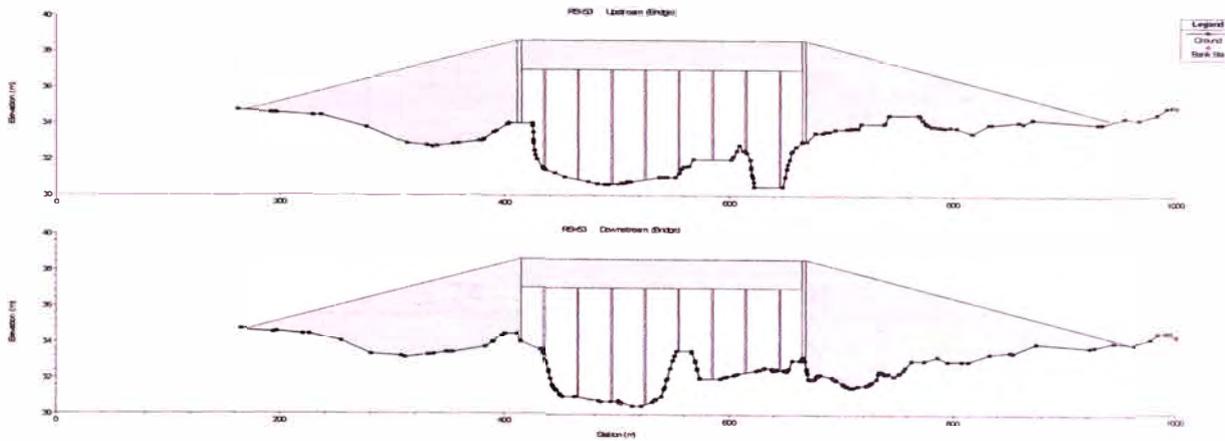


Figura 4.09 Visualización de ambas secciones transversales

Con toda la geometría descrita anteriormente se procede a correr el programa HEC-RAS para obtener los diferentes parámetros que serán de gran utilidad. Se hallara entonces el máximo nivel del transcurso de agua para posteriormente calcular el tirante máximo.

Se muestran a continuación los resultados obtenidos en las secciones de interés:

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: RIVER-1 Reach: Reach-1						
River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)
54	PF 1	991.74	30.5	34.1	32.44	34.17
54	PF 2	1868.9	30.5	35.16	33.21	35.22
53		Bridge				
52	PF 1	991.74	30.5	33.95		34.03
52	PF 2	1868.9	30.5	34.95		35.02

Cuadro 4.01 Resultados obtenidos en las secciones que limitan al puente

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: RIVER-1 Reach: Reach-1						
River Sta	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude #	Shear Total
	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	Chl	(N/m ²)
54	0.001294	1.12	860.04	591.99	0.3	18.38
54	0.000812	1.11	1663.45	838.09	0.25	15.77
53						
52	0.001367	1.1	845.01	662.95	0.31	17.06
52	0.000899	1.24	1601.82	835.06	0.27	16.87

Cuadro 4.02 Resultados obtenidos en las secciones que limitan al puente

CAPITULO V

CALCULOS DE SOCAVACION EN PUENTES

5.1 CARACTERISTICAS DE LA SECCION DE INTERES

Se tomaran como referencia los resultados obtenidos después de correr el programa teniendo como resultado los parámetro necesarios para el cálculo de la socavación en el puente.

En la sección donde se encuentra ubicado el puente se obtienen los siguientes resultados:

Plan: Plan 02 RIVER-1 Reach-1 RS: 53 Profile: PF 1				
E.G. US. (m)	34.17	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	34.1	E.G. Elev (m)	34.15	34.11
Q Total (m3/s)	991.74	W.S. Elev (m)	34.02	33.86
Q Bridge (m3/s)	991.74	Crit W.S. (m)	32.49	33.05
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.52	3.36
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.59	2.17
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	624.83	457.48
Weir Submerg		Froude # Chl	0.31	0.47
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1066.09	788.12
Min El Weir Flow (m)	34.2	Hydr Depth (m)	2.62	1.96
Min El Prs (m)	37	W.P. Total (m)	285.69	265.32
Delta EG (m)	0.14	Conv. Total (m3/s)	26921.4	17266.5
Delta WS (m)	0.15	Top Width (m)	238.8	233.92
BR Open Area (m2)	1207.74	Frctn Loss (m)	0.03	0.03
BR Open Vel (m/s)	2.17	C & E Loss (m)	0.01	0.05
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	29.11	55.78
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	46.2	120.93

Cuadro 5.01 Resultados obtenidos en las sección del puente. Perfil 1

Plan: Plan 02 RIVER-1 Reach-1 RS: 53 Profile: PF 2				
E.G. US. (m)	35.22	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	35.16	E.G. Elev (m)	35.19	35.13
Q Total (m3/s)	1868.9	W.S. Elev (m)	34.96	34.75
Q Bridge (m3/s)	1841.35	Crit W.S. (m)	33.2	33.83
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4.46	4.25
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.09	2.63
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	895.89	710.9
Weir Submerg		Froude # Chl	0.4	0.54
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	2014.81	1595.8
Min El Weir Flow (m)	34.2	Hydr Depth (m)	2.49	2.13
Min El Prs (m)	37	W.P. Total (m)	423.61	381.86
Delta EG (m)	0.21	Conv. Total (m3/s)	39028	28395.5
Delta WS (m)	0.21	Top Width (m)	359.56	333.9
BR Open Area (m2)	1207.74	Frctn Loss (m)	0.04	0.02
BR Open Vel (m/s)	2.74	C & E Loss (m)	0.01	0.09
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	47.56	79.09
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	99.21	207.91

Cuadro 5.02 Resultados obtenidos en las sección del puente. Perfil 2

Con estos datos obtenidos se procederá a calcular la socavación por contracción, en pilares y en estribos.

5.2 SOCAVACION POR CONTRACCION

Con el uso del programa HEC-RAS podemos fácilmente determinar los resultados de socavación por contracción para el puente.

Cabe resaltar que para el cálculo de la socavación por contracción el programa usa las ecuaciones y métodos de LAURSEN establecidas en el marco teórico del Capítulo II.

5.3 SOCAVACION LOCAL

Con el uso del programa HEC-RAS podemos fácilmente determinar los resultados de socavación local para el puente.

Cabe resaltar que para el cálculo de la socavación local el programa usa las ecuaciones y métodos de COLORADO STATE UNIVERSITY (CSU) y FROEHLICH establecidas en el marco teórico del Capítulo II.

Así, en los siguientes cuadros se muestran los resultados obtenidos por medio del programa HEC-RAS para el cálculo de la socavación.

Hydraulic Design - Bridge Scour River=RIVER-1 Reach= Reach-1 RS = 53 BR			
Contraction Scour			
	Left	Channel	Right
Ys (m):	0	0.54	0
Vc (m/s):	0.41	0.39	0.41
Equation:	Live	Live	Live
Pier Scour			
#1 (CL = 435)	Ys (m):	1.53	
#2 (CL = 465)	Ys (m):	2.37	
#3 (CL = 495)	Ys (m):	2.39	
#4 (CL = 525)	Ys (m):	2.24	
#5 (CL = 555)	Ys (m):	1.99	
#6 (CL = 585)	Ys (m):	1.86	
#7 (CL = 615)	Ys (m):	1.85	
#8 (CL = 645)	Ys (m):	2.3	
Abutment Scour			
	Left		Right
Abutment Ys (m):	0.62		4.83
Froude #:	0.61		0.21
Equation:	HIRE		HIRE
Combined Scour Depths			
		Channel	
Pier : #1 (CL = 435) (Contr + Pier) (m):		1.53	
Pier : #2 (CL = 465) (Contr + Pier) (m):		2.37	
Pier : #3 (CL = 495) (Contr + Pier) (m):		2.39	
Pier : #4 (CL = 525) (Contr + Pier) (m):		2.77	
Pier : #5 (CL = 555) (Contr + Pier) (m):		2.53	
Pier : #6 (CL = 585) (Contr + Pier) (m):		2.39	
Pier : #7 (CL = 615) (Contr + Pier) (m):		2.39	
Pier : #8 (CL = 645) (Contr + Pier) (m):		2.83	
Left abut + contr (m):		0.62	
Right abut + contr (m):		5.36	

Cuadro 5.03 Resultados de socavación obtenidos en las sección del puente.

Perfil 1

Hydraulic Design - Bridge Scour River=RIVER-1 Reach= Reach-1 RS = 53 BR			
Contraction Scour			
	Left	Channel	Right
Ys (m):	1.07	0.9	1.07
Vc (m/s):	0.42	0.41	0.42
Equation:	Live	Live	Live
Pier Scour			
#1 (CL = 435)	Ys (m):	1.89	
#2 (CL = 465)	Ys (m):	2.46	
#3 (CL = 495)	Ys (m):	2.48	
#4 (CL = 525)	Ys (m):	2.45	
#5 (CL = 555)	Ys (m):	2.25	
#6 (CL = 585)	Ys (m):	2.14	
#7 (CL = 615)	Ys (m):	2.14	
#8 (CL = 645)	Ys (m):	2.5	
Abutment Scour			
	Left		Right
Abutment Ys (m):	5.39		9.5
Froude #:	0.26		0.21
Equation:	HIRE		HIRE
Combined Scour Depths			
		Channel	
Pier : #1 (CL = 435) (Contr + Pier) (m):		2.96	
Pier : #2 (CL = 465) (Contr + Pier) (m):		3.53	
Pier : #3 (CL = 495) (Contr + Pier) (m):		3.55	
Pier : #4 (CL = 525) (Contr + Pier) (m):		3.35	
Pier : #5 (CL = 555) (Contr + Pier) (m):		3.15	
Pier : #6 (CL = 585) (Contr + Pier) (m):		3.04	
Pier : #7 (CL = 615) (Contr + Pier) (m):		3.04	
Pier : #8 (CL = 645) (Contr + Pier) (m):		3.39	
Left abut + contr (m):		6.46	
Right abut + contr (m):		10.4	

Cuadro 5.04 Resultados de socavación obtenidos en las sección del puente.

Perfil 2

Con estos resultados podemos determinar la socavación tanto en pilares como en estribos. Para dicho calculo se tomaran los resultados obtenidos del Perfil 2 el cual es el más desfavorable.

Así se tiene:

Socavación en Pilares:

Pilar 435: 2.96 m

Pilar 465: 3.53 m

Pilar 495: 3.55 m

Pilar 525: 3.35 m

Pilar 555: 3.15 m

Pilar 585: 3.04 m

Pilar 615: 3.04 m

Pilar 645: 3.39 m

Socavación en Estribos:

Estribo Izquierdo: 6.46 m

Estribo Derecho: 10.40 m

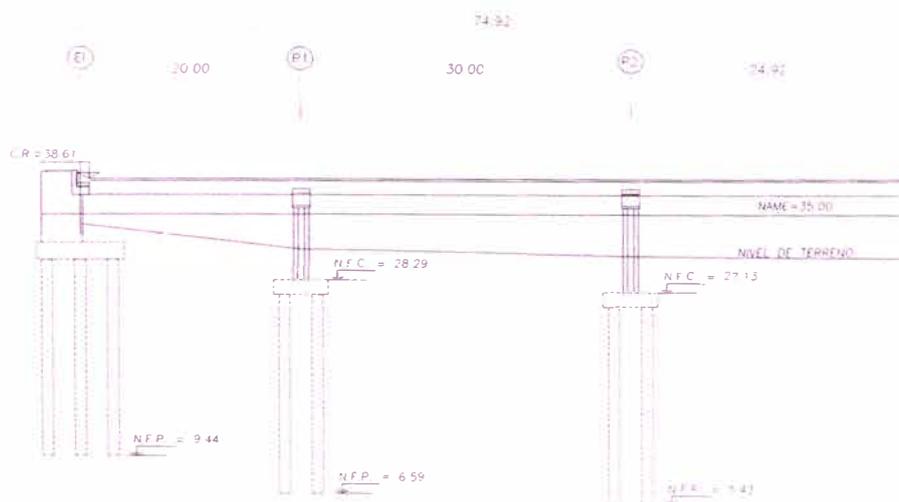


Figura 5.01 Replanteo del puente (parte izquierda)

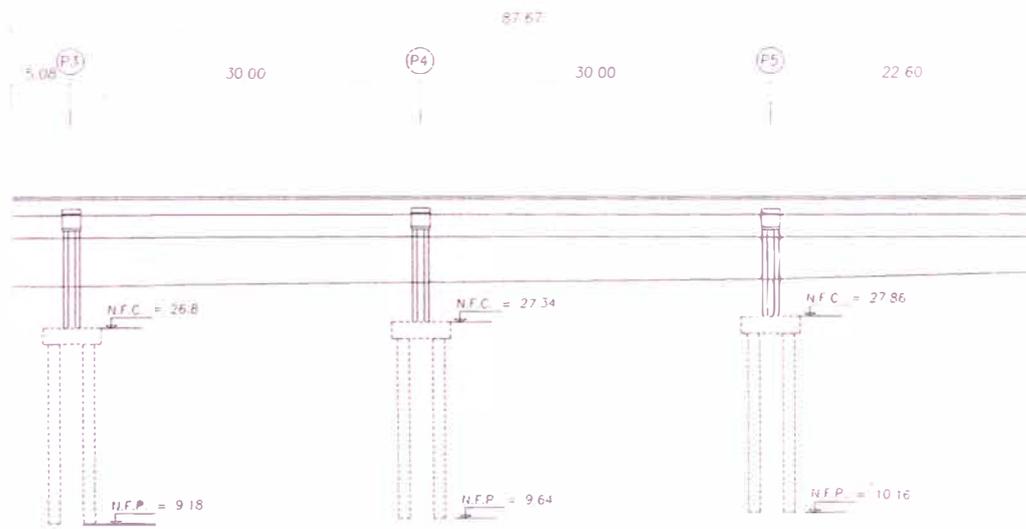


Figura 5.02 Replanteo del puente (parte central)

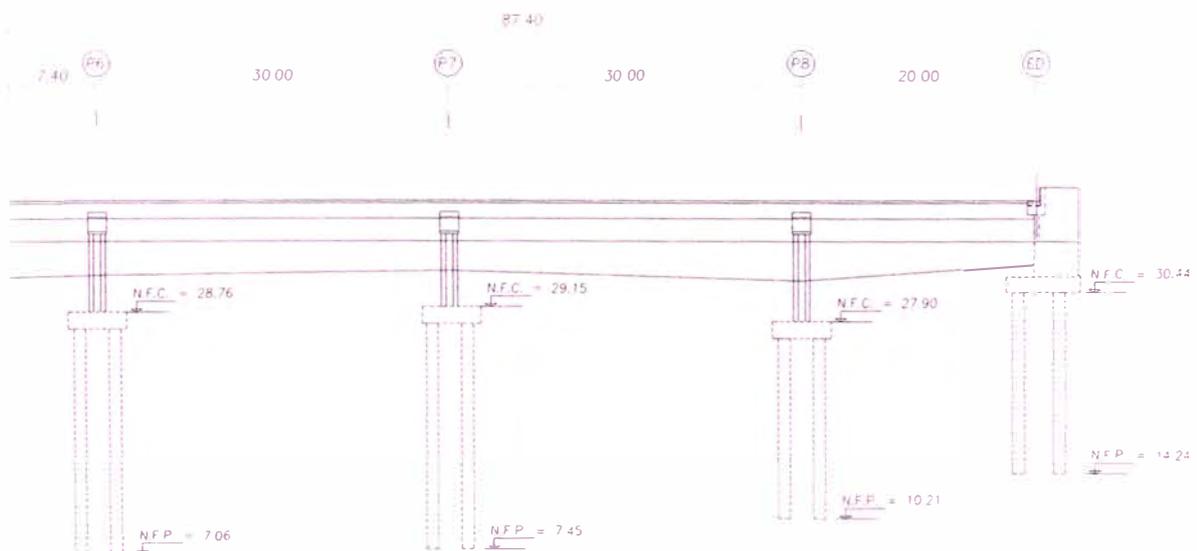


Figura 5.03 Replanteo del puente (parte derecha)

Podemos así visualizar la socavación existente a través del programa HEC-RAS.



Figura 5.01 Socavación para el Perfil 1

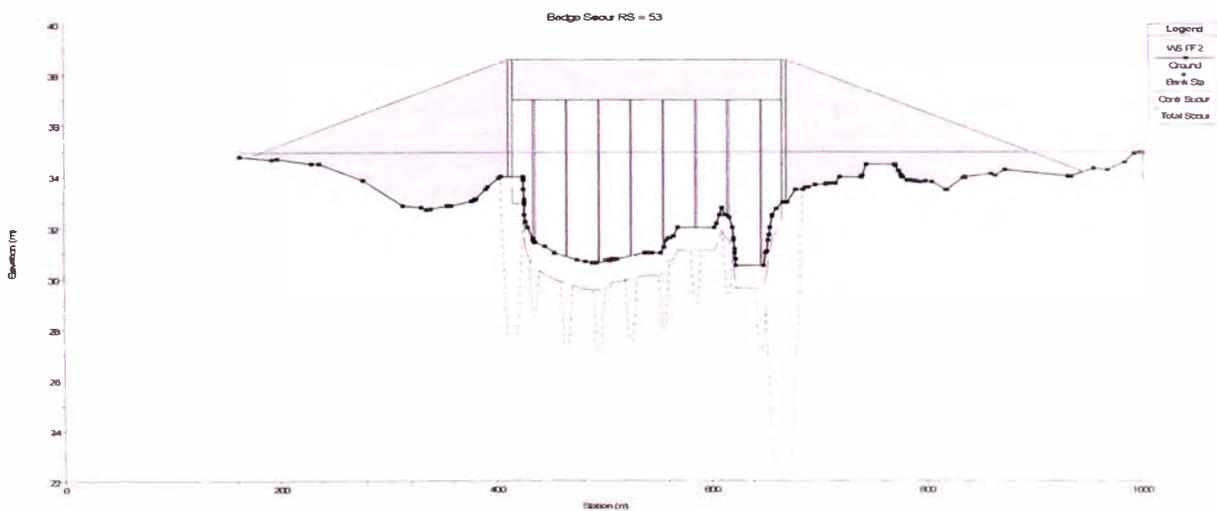


Figura 5.02 Socavación para el Perfil 2

5.4 OBRAS DE PROTECCION Y ENCAUZAMIENTO

Debido a que las velocidades de flujo para los perfiles 1 y 2 son pequeñas en comparación a las establecidas por las normas peruanas, NO será necesario realizar obras de protección y encausamiento.

Estas velocidades fueron calculadas con los resultados obtenidos por el programa HEC-RAS.

V1 (aguas arriba) = 1.59 m/s, V1 (aguas abajo) = 2.17 m/s

V2 (aguas arriba) = 2.09 m/s, V2 (aguas abajo) = 2.63 m/s

Otro parámetro que nos indica la NO inclusión de obras de protección son los esfuerzos cortantes menores a 20. Las normas peruanas indican considerar obras de protección cuando estos esfuerzos cortantes son mayores a 20.

CONCLUSIONES

Después de re evaluar la quebrada Ignacio Escudero con la inclusión del nuevo puente se puede concluir lo siguiente:

- El proyecto es de gran importancia para la conexión de las ciudades de Piura en Perú y Guayaquil en Ecuador ya que generará mayor desarrollo tanto económico como social.
- El Tramo Sullana – Talara – Aguas Verdes de la carretera Panamericana Norte se encuentra en una zona semiárida, que presenta precipitaciones de baja a regular intensidad en los meses de verano. La mayor parte del tiempo los cursos de agua de mayor ancho están secos. Cuando se produce el fenómeno “El Niño”, las temperaturas del agua de mar aumentan produciendo un aumento drástico en la intensidad y cantidad de precipitaciones, las que ocasionan caudales de hasta dos órdenes de magnitud mayores a los medios.
- En la zona del estudio existen varias estaciones climatológicas ordinarias en las que se registra la precipitación diaria, pero la estación de Mallares tiene información de las precipitaciones que ocurrieron durante la Oscilación Sur el Niño (OSEN) de los años 1983 y 1998. Además esta estación se encuentra cerca del cruce de la Quebrada Ignacio Escudero con la carretera Panamericana. En otros estudios se usó la estación Talara, la cual no incluye los periodos de lluvia extrema de 1983 y 1998. Por este motivo, los caudales calculados en este estudio son mayores a los calculados en un estudio anterior.
- Durante avenidas extremas el bloqueo de los vanos por material de arrastre se presenta durante flujos extremos, en los cuales árboles y arbustos son arrastrados por la corriente y atrapados en los pilares de los puentes, disminuyendo el área efectiva de la abertura de los vanos.
- Un factor importante en la erosión de los terraplenes en la carretera Panamericana es la presencia de flujos paralelos al eje de la vía que destruyen la base al producir esfuerzos cortantes que remueven material de los taludes. Por lo tanto es necesario proporcionar protección adecuada de los terraplenes.

- El diseño Hidráulico realizado por la entidad encargada se asemeja bastante al re calculado producto del presente trabajo.
- La línea de máxima pendiente (TALWEG) establecida por la entidad encargada del proyecto no es la adecuada ya que no refleja la unión de los puntos más bajos en cada sección de la quebrada.
- La magnitud de la socavación re calculada en pilares se realizo en cada pilar por separado resultando esta desde un rango de 2.96 a 3.55 metros. De este modo se pueden re ubicar las zapatas y la longitud de los pilares. Así, la longitud de los pilares deben de estar en un rango de 7.84 a 10.12 metros como mínimo.
- La ubicación de las zapatas deben estar en un rango de 26.8 a 29.15 m.s.n.m.
- La longitud de los estribos debe de estar en un rango de 4.82 a 5.06 metros.
- El nivel de agua re calculado es de 35.16 m.s.n.m. por lo que se ubica el tablero a 37 m.s.n.m. sumando un borde libre de 2 metros aproximadamente.

RECOMENDACIONES

Luego de evaluar el proyecto se recomienda a la entidad encargada del proyecto considerar el replanteo de la línea de máxima pendiente (TALWEG) con el fin de generar secciones transversales más reales.

Asimismo, la ubicación del tablero del puente debería estar a 2 metros de distancia como mínimo como lo recomiendan las normas peruanas para la construcción de puentes. Esta medida se mide desde la parte superior del máximo nivel de agua el cual es de 35 m.s.n.m., es decir, debería estar ubicado a 37 m.s.n.m.

El número de pilares proyectados por la entidad encargada del proyecto es de 10 distribuidos en dos filas de 5 pilares cada uno por lo que se recomienda considerar el nuevo diseño el cual requiere de un número de 16 pilares distribuidos en dos filas de 8 pilares cada uno.

El caudal máximo de diseño obtenido del estudio hidrológico es de 1,868.90 m³/s, siendo este un caudal demasiado grande en comparación al área de la cuenca la cual es de 152.47 Km². por lo que se recomienda re calcular este caudal con el fin de llegar a obtener datos reales de la quebrada.

La socavación en pilares re calculada sobrepasa la ubicación de las zapatas en dichos pilares dañando a los mismos significativamente por lo que se recomienda re ubicar las zapatas proyectadas más abajo. La nueva ubicación estaría en un rango 26.8 a 29.15 m.s.n.m..

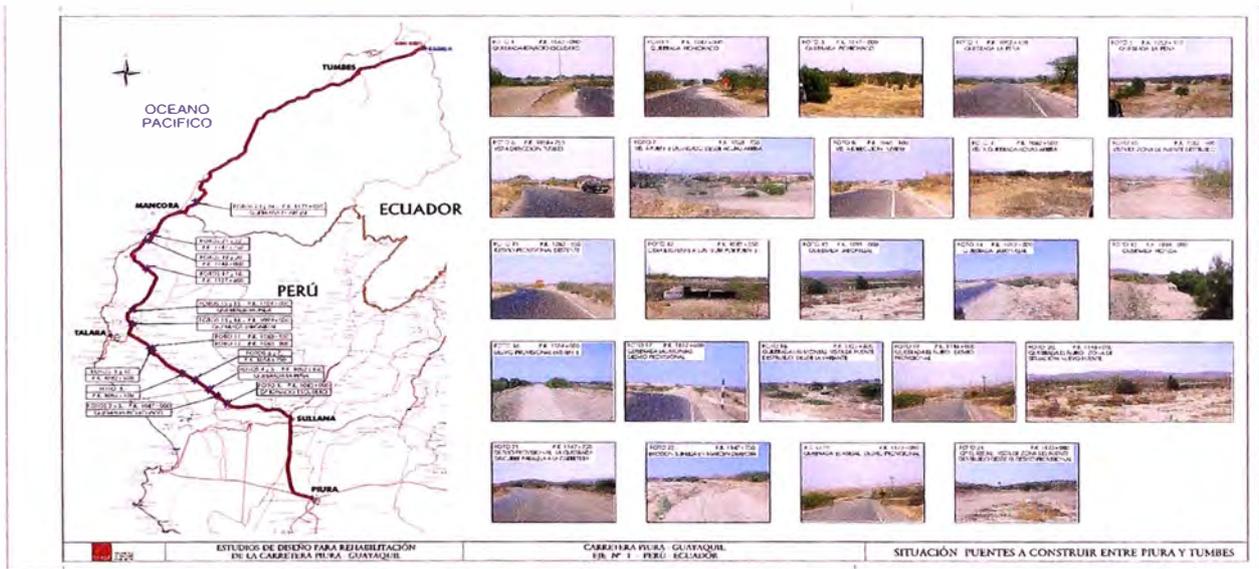
En consecuencia se recomienda también aumentar la longitud de los pilares los cuales estarían en un rango de 7.84 a 10.12 metros.

Para evitar los problemas de falta de capacidad de drenaje, se ha adoptado como criterio de diseño respetar el ancho natural de los cauces durante eventos extremos, basados en evidencias de campo y reportes de desastres. Se deben demoler las estructuras provisionales para evitar la interferencia con el paso de los caudales extremos.

BIBLIOGRAFIA

- Autor: FHWA (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System).
Título: Boletín informativo Titulado “HEC-18”.
Editorial: Hydrologic Engineering Center.
Año: 2001.
País: Estados Unidos de Norteamérica.
- Autor: Hydrologic Engineering Center - U.S. Army Corps of Engineers
Título: Manual del Usuario del Software HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System).
Editorial: Hydrologic Engineering Center.
Año: 2001.
País: Estados Unidos de Norteamérica.
- Autor: Técnica y Proyectos S.A.
Título: Archivos e Informes correspondientes al proyecto “Puente Ignacio Escudero”.
Editorial: Técnica y Proyectos S.A.
Año: 2005.
País: Perú.
- Autor: Universidad Nacional de Ingeniería – Facultad de Ingeniería Civil.
Título: Archivos e Informes del Curso de Titulación 2007 Titulado: “CIMENTACIONES PROFUNDAS APLICADAS A OBRAS DE INGENIERIA CIVIL”.
Editorial: Universidad Nacional de Ingeniería – Facultad de Ingeniería Civil.
Año: 2007.
País: Perú.
- Autor: Ing. Martha Katherine Vasquez Matheus.
Tesis Titulada: “ESTUDIO HIDROLOGICO Y DE HIDRAULICA FLUVIAL CON FINES DE CIMENTACION PUENTE “TINGO””.
Editorial: Universidad Nacional de Ingeniería – Facultad de Ingeniería Civil.
Año: 2003.
País: Perú.

ANEXOS



Ubicación de proyecto

Topografía de la quebrada





Quebrada Ignacio Escudero (Brazo aguas abajo de la quebrada)



Quebrada Ignacio Escudero (Talud de Rocas)