

**UNIVERSIDAD SAN PEDRO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**Evaluación de los puentes con socavación ubicados en la  
provincia de Yungay- Ancash**

**Tesis para obtener el título profesional de ingeniero civil**

**Autor**

Príncipe Mendoza, Juan Carlos

**Asesor**

Salazar Sánchez, Dante

Huaraz – Perú

2018

**PALABRAS CLAVES:**

<b>Tema</b>	Socavacion en puentes
<b>Especialidad</b>	Puentes

**KEY WORDS:**

<b>Theme</b>	Scour on bridges
<b>Specialty</b>	Bridges

**LINEA DE INVESTIGACIÓN:**

Area	Ingeniería y tecnología
Sub-área	Ingenieria Civil
Disciplina	Ingeniería Civil

**EVALUACIÓN DE LOS PUENTES CON SOCAVACIÓN  
UBICADOS EN LA PROVINCIA DE YUNGAY –  
ANCASH**

## **RESUMEN**

En el trabajo se determinó mediante la evaluación el estado de los puentes con socavación ubicados en la provincia de Yungay. Para este estudio se consideró como ejemplo los puentes, Mancos, Florida y Tara, puentes de vigas de concreto armado, concreto y madera continuas ubicados en la red vial del Callejón de Huaylas.

La metodología de trabajo correspondió a una investigación aplicada de nivel descriptivo, de diseño no experimental transversal y se tomó como muestra tres puentes: Mancos, Florida y Tara de la provincia de Yungay, de una población que abarca toda la red vial del callejón de Huaylas.

La técnica utilizada fue la observación directa y de los ensayos que nos permitió la evaluación por agentes externos y proceso constructivo.

En el análisis de evaluación de los puentes socavados se concluyó, que los puentes Mancos, Florida y Tara, están bajo riesgo de falla por socavación

## **ABSTRACT**

In the work, the state of bridges with undermining located in the province of Yungay was determined through the evaluation. For this study, the bridges, Mancos, Florida and Tara, bridges of reinforced concrete, concrete and wood joists located in the road network of the Callejón de Huaylas were considered as an example.

The work methodology corresponded to a descriptive level, non-experimental cross-sectional application research and three bridges were taken as sample: Mancos, Florida and Tara of the province of Yungay, of a population that covers the entire road network of Callejón de Huaylas .

The technique used was the direct observation and the tests that allowed us the evaluation by external agents and constructive process.

In the evaluation analysis of the undermined bridges, it was concluded that the Mancos, Florida and Tara bridges are at risk of failure due to undermining

## INDICE

PALABRAS CLAVES:.....	i
TITULO.....	ii
RESUMEN.....	iii
ABSTRACT.....	iv
INTRODUCCION.....	1
METODOLOGÍA.....	36
RESULTADOS.....	38
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN.....	42
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	45
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	47
AGRADECIMIENTOS.....	50
APÉNDICES Y ANEXOS.....	51

## INDICE DE TABLAS

Tabla 01: Factor de correccion Kf.....	28
Tabla 02: Factor de corrección por la forma de la pila Kf.....	30
Tabla 03: Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo K.....	30
Tabla 04: Factor de corrección por la forma del lecho Kc. . . . .	31
Tabla 05: Criterios para adoptar Ka (HEC-18, 2001). . . . .	31
Tabla 06: Variable independiente.....	34
Tabla 07: Variable dependiente.....	35
Tabla 08: Caudal del puente Mancos.....	38
Tabla 09: Profundidad de sovacacion del puente Mancos.....	38
Tabla 10: Caudal del puente Florida.....	39
Tabla 11: Profundidad de sovacacion del puente Florida.....	39
Tabla 12: Caudal del puente Tara.....	39
Tabla 13: Profundidad de sovacacion del puente Tara.....	40

Tabla 14: Resistencia del concreto de los tres puentes .....	40
Tabla 15: Tipos de suelos y materiales de arrastre de cada puentes .....	41
Tabla 16: Profundidad de sovacion de los tres puentes .....	42
Tabla 17: Resistencia del concreto de los puentes.....	43

### **INDICE DE FIGURAS**

Figura 01: Tipos de puentes.....	9
Figura 02: Socavación local en pilas .....	15
Figura 03: Socavación por estrechamiento o contracción .....	16
Figura 04: Perfil original del puente .....	19
Figura 05: Sedimentacion de del material .....	20
Figura 06: Daños en la estructura debido arrestres de sedimentos .....	20
Figura 07: Formas típicas de pilas .....	29

## **INTRODUCCION**

El siguiente trabajo de grado tiene como objetivo desarrollar en su proceso una metodología para la priorización del riesgo ante la socavación que se presenta en la infraestructura de los puentes en el departamento de Ancash, apoyados en información técnica y procesada. La necesidad de esta investigación radica principalmente en el hecho que la socavación, además de ser el principal causante de colapsos en el mundo, se ha convertido en un problema cada vez más delicado que se ha visto incrementado en Perú durante los últimos años principalmente por el fenómeno del niño.

Para el desarrollo de la investigación se realizó una exhaustiva investigación de antecedentes y marco teórico principalmente enfocado en metodologías para calcular la socavación y el riesgo de los puentes. Gracias a este estudio de grado se conocerá el estado de los puentes en estudio para tener conocimiento de los mismos.



D. W. Smith (1976). En un estudio muy detallado titulado “Bridge failures” que realizó sobre el número de fallas, de acuerdo a su origen, ocurridas en 143 puentes de todo el mundo obtuvo los siguientes resultados.

Los resultados fueron que prácticamente el 50% de las fallas (70) tuvo su origen en las grandes descargas presentadas. Cuando los fenómenos externos actuantes son lo suficientemente grandes como para afectar la estabilidad de un puente se les llama “eventos extremos”. A ellos se refiere el National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) en su reporte 489 del año 2003 en el que da importantes criterios para su consideración. Naturalmente, que la probabilidad de que ocurran dos o más eventos con su máxima intensidad y en forma simultánea es remota, aunque no imposible. Su probabilidad de ocurrencia, aislada o conjunta, debe examinarse cuidadosamente para no exagerar los costos de la estructura.

Según estudios de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) publicados en 1994 “La mayor parte de los puentes que han fallado, en USA y en todo el mundo, ha sido debido a la socavación”. Shirole y Holt en 1991 estudiaron 1000, de los 600 000 puentes existentes en Estados Unidos, que habían fallado a lo largo de un periodo de 30 años y encontraron que el 60% de las fallas se originó por problemas de socavación.

Wardhana y Hadipriono estudiaron 500 fallas ocurridas entre 1989 y el 2000 en 500 puentes de los Estados Unidos y encontraron que el 53% se debió a las avenidas y a la socavación.

En Colombia realizaron estudios sobre fallas de puentes para los periodos 1996-1997 y

2001-2002 y encontraron que alrededor del 70% de los colapsos de puentes tienen causa en la acción hidráulica, donde la socavación alcanza un 35%.

**- Puente Jorge Gaitán Duran, Colombia.**

Puente de varias luces con sistema de vigas de hormigón pretensado y losa de hormigón reforzada, ubicado sobre el río Pamplonita en Cúcuta. Colapsó en noviembre de 1996 por la socavación de su pila N°2. La solución fue la eliminación de la pila y la construcción de un puente de acero que cubre los dos vanos.

**- Desastre del Hintze Ribeiro, Portugal.**

En marzo del 2001 el puente Hintze Ribeiro de acero y hormigón sobre el río Douro, colapsó totalmente entre los Ríos, Castelo de Paiva, Portugal, matando a 70 personas, incluidas las de un autobús y tres automóviles que estaban tratando de llegar al otro lado del río. La caída se debió a dos décadas de extracciones ilegales de arena que comprometieron la estabilidad del puente y sus pilas, esto a pesar de los avisos y advertencia de buzos y técnicos.

**- Puente cerca del Puerto de Beirut, Líbano.**

Puente carretero ubicado en las cercanías de Bourj-Hammoud, colapsado totalmente el año

2005 sin heridos ni muertos. Las causas se debieron a un incremento del nivel de las aguas del río Beirut, provocando una alta presión en el lecho del río, generando un corrimiento de las cimentaciones y la caída del puente.

**- Puente de Giers, Francia.**

Puente carretero sobre el río Rhone en Givors, colapsado parcialmente el año 2003 sin víctimas. Las causas del colapso corresponden a fuertes lluvias que aumentaron el nivel de las aguas destruyendo las fundaciones.

En el Perú, el daño causado en los apoyos de puentes, por las avenidas extremas del Fenómeno del Niño de estos últimos años que se presenta cada vez más frecuentemente, causaron en algunos casos el colapso total de las estructuras, trayendo consigo grandes pérdidas económicas para el país, pues además del costo de la estructura ocasionó la interrupción del transporte terrestre.

**Arturo Rocha Felices (2008)** Menciona respecto al Perú la situación es aún más grave. Los dos últimos Mega niños (1982-83 y 1997-98) causaron daños considerables a la infraestructura vial, especialmente a los puentes.

Se podría mencionar, por ejemplo, que durante el Mega niño 1982-83, caracterizado por fuertes crecidas fluviales especialmente en la costa norte, resultaron afectados o destruidos 55 puentes. Con ocasión del Mega niño 1997-98, de similares características al antes mencionado, los daños en la infraestructura vial fueron también considerables. En el Informe que preparó el Colegio de Ingenieros del Perú sobre el tema, que aparece como Anexo 7- A del Capítulo 7, se señaló que en 1998 hubo 58 puentes destruidos y 28 afectados.

Prácticamente, la totalidad de las fallas ocurridas en ambos Mega niños tuvo su origen en problemas de Hidráulica Fluvial.

Es, pues, indudable que la experiencia nacional y mundial indica que la acción del agua es la causa principal de las fallas que ocurren en los puentes que interactúan con ríos. Esto es evidente, puesto que las grandes avenidas intensifican los conflictos entre las funciones naturales de un río y las acciones humanas.

Cuando se trata de puentes importantes, o con problemas especiales, en áreas sujetas al Fenómeno de El Niño debe considerarse sus efectos mediante un adecuado Hidrograma de Crecidas (Avenidas). En consecuencia, los Estudios Hidráulicos resultan sumamente importantes para la prevención de fallas de puentes en el Perú y en todo el mundo.

- Puente Rupallchingana, (Lima) Problema: Socavación de estribos y colapso de estructura de madera

-Puente Truquito, (Amazonas) Problema: Cede terreno de fundación por lluvias y hundimiento de estructura

- Puente Quiroz, (Ancash) Problema: Huayco, por desembalse de laguna, colapso el puente

La condición de los puentes de la provincia de Yungay varía considerablemente, muchas estructuras con más de treintaicinco años de uso. Generalmente sufren daños por falta de un mantenimiento adecuado más que por su antigüedad.

Los puentes que se encuentran ubicadas en la provincia de Yungay presentan un estado crítico con respecto a su estabilidad estructural y capacidad de carga y, en esas condiciones la seguridad del tránsito asume altos niveles de incertidumbre asociados a riesgos crecientes.

Bajo esta realidad problemática se deben evaluar los puentes con socavación, para conocer cuál es el estado estructural de cada uno de los puentes, se debe tomar medidas para mejorar la condición de los niveles de seguridad y de servicio de los puentes permitiéndonos conocer el estado actual de dichas estructuras.

Los puentes se pueden clasificar en diferentes tipos, de acuerdo a diversos conceptos como el tipo de material utilizado en su construcción, el sistema estructural predominante, el sistema constructivo utilizado, el uso del puente, la ubicación de la calzada en la estructura del puente, etc.

## **JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

La importancia de obtener el diagnóstico del estado actual en que se encuentran los puentes a pesar de haber expirado el tiempo de vida útil, el estado de los puentes por efectos de socavación en la provincia de Yungay, es la razón principal del enfoque de este estudio, por ello el presente proyecto técnico cobra importancia porque contribuirá a establecer el estado actual de los puentes de la provincia de Yungay, para que las autoridades correspondientes puedan tomar decisiones sobre el estado encontrado en cada uno de los puentes.

Los puentes con problemas en la subestructura, motivado por la importancia que tienen en seguridad y coste de los puentes.

Este coste no es solamente de la estructura en sí, sino también los causados por la importancia de esta obra singular en la red vial, donde un colapso total o parcial de ella genera interrupciones del transporte y la comunicación, con la consecuencia de pérdidas económicas en diferentes áreas de la sociedad.

Esta evaluación permitirá elaborar un estudio del estado actual de los puentes que servirá para evitar futuras pérdidas, la resistencia de los puentes con socavación en los puentes de la provincia de Yungay.

## **PROBLEMA**

¿Cuál es el estado actual de los puentes con socavación ubicado en la provincia de Yungay, departamento de Ancash?

## **PUNTES**

Según Gamboa (1972), un puente es una construcción que permite salvar un accidente geográfico como un río, un cañón, un valle, una carretera, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua o cualquier otro obstáculo físico. El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y de la naturaleza del terreno sobre el que se construye

Su proyecto y su cálculo pertenecen a la ingeniería estructural, siendo numerosos los tipos de diseños que se han aplicado a lo largo de la historia, influidos por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros factores. Al momento de analizar el diseño de un puente, la calidad del suelo o roca donde habrá de apoyarse y el régimen del río por encima del que cruza son de suma importancia para garantizar la vida del mismo.

## **PARTES DE UN PUENTE**

En su aspecto técnico, la ingeniería de un puente tradicional diferencia, además de los cimientos, dos partes esenciales: la superestructura y la infraestructura, y en ellas, pueden desglosarse los siguientes componentes básicos:

**Tramo:**

Parte del puente que sostienen bastiones o pilastras.

**Bastión:**

En la subestructura, apoyo para un tramo.

**Ménsula:**

Recurso arquitectónico tradicional para descargar el sobrepeso de bastiones y pilas.

**Relleno o ripio:**

Retenido por los estribos, sustituye los materiales (tierra, rocas, arena) removidos, y refuerza la resistencia de bastiones, pilastras.

**Asiento:**

Parte del bastión en el que descansa un tramo, y en el caso de las pilas los extremos de dos tramos diferentes.

**Losa de acceso:**

Superficie de rodamiento que se apoya en la ménsula.

**Luz (entre bastiones):**

Distancia media entre las paredes internas de bastiones o pilas.

**Contra venteo:**

Sistema para dar rigidez a la estructura.

**Tablero:** Base superior de rodaje que sirve además para repartir la carga a vigas y largueros, en casos especiales, el tablero puede estar estructurado para sostener una

vía férrea, un canal de navegación, un canal de riego, en estos dos últimos casos se les llama "puente canal"; o una tubería, en cuyo caso se llama puente tubo.

Viga transversal. - armadura de conexión entre las vigas principales (un ejemplo de conjunto son las vigas de celosía)

Apoyos fijos y de expansión: Placas y ensamblajes diseñados para recibir, repartir y transmitir reacciones de la estructura (ejemplos de este tipo de apoyo son los rodines y balancines).

Arriostros laterales o vientos: Unen las armaduras y les dan rigidez.

Otras secciones: goznes, juntas de expansión, marcos rígidos, placas de unión, vigas de diversas categorías y superficie de rodamiento.

En cuanto a la estructura arquitectónica, en un puente distinguimos:

- Andén.
- Arcada (arcos).
- Encachado.
- Cabeza de puente.
- Estribos y manguardias.
- Pila, pilar, pilote, zampa.
- Pretil, acitara, antepecho, barandilla.
- Tajamar.
- Zapata.

## **TIPOS DE PUENTES**

Existen cinco tipos principales de puentes: puentes viga, en ménsula, en arco, colgantes, atirantados. El resto son derivados de estos.

-En viga (viaducto ferroviario en Stuttgart Cannstatt), trabaja a tracción en la zona inferior de la estructura y compresión en la superior, es decir, soporta un esfuerzo de flexión. No todos los viaductos son puentes viga; muchos son en ménsula.

- En ménsula (Puente Rosario-Victoria), trabaja a tracción en la zona superior de la estructura y compresión en la inferior. Los puentes atirantados son una derivación de este estilo.

- En arco (Puente de Alcántara), trabaja a compresión en la mayor parte de la estructura.

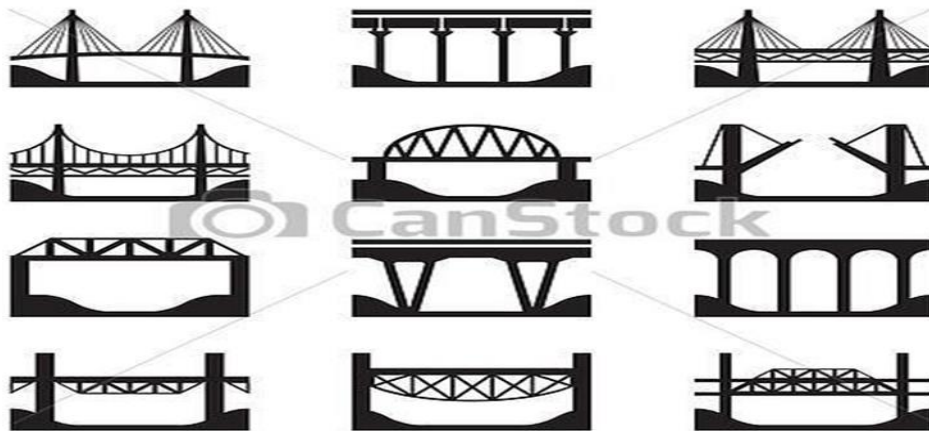
Usado desde la antigüedad.

- Colgante (Golden Gate), trabaja a tracción en la mayor parte de la estructura.

- Apuntalado (Puente del General Hertzio), compuesto de elementos conectados con tensión, compresión o ambos.

- Atirantado ("Puente del amor", Taiwán). Su tablero está suspendido de uno o varios pilones centrales mediante obenques.

*Figura 01: tipos de puentes*



*Fuente: <http://www.google.com>*



## **Tipos de puentes**

**Por su uso:** Un puente es diseñado para ferrocarriles, tráfico automovilístico o peatonal, tuberías de gas o agua para su transporte o tráfico marítimo. En algunos casos puede haber restricciones en su uso. Por ejemplo, puede ser un puente en una autopista y estar prohibido para peatones y bicicletas, o un puente peatonal, posiblemente también para bicicletas.

**Puentes decorativos y ceremoniales:** Para crear una imagen bella, algunos puentes son construidos mucho más altos de lo necesario. Este tipo, frecuentemente encontrado en jardines con estilo asiático oriental, es llamado "Puente Luna", evocando a la luna llena en ascenso.

Otros puentes de jardín pueden cruzar solo un arroyo seco de guijarros lavados, intentando únicamente transmitir la sensación de un verdadero arroyo.

Comúnmente en palacios un puente será construido sobre una corriente artificial de agua simbólicamente como un paso a un lugar o estado mental importante.

Unos conjuntos de cinco puentes cruzan un sinuoso arroyo en un importante jardín de la Ciudad Prohibida en Pekín, China.

El puente central fue reservado exclusivamente para el uso del Emperador, la Emperatriz y sus sirvientes.

**Eficiencia:** La eficiencia estructural de un puente puede ser considerada como el radio de carga soportada por el peso del puente, dado un determinado conjunto de materiales.

En un desafío común, algunos estudiantes son divididos en grupos y reciben cierta cantidad de palos de madera, una distancia para construir y pegamento, y después les piden que construyan un puente que será puesto a prueba hasta destruirlo, agregando progresivamente carga en su centro. El puente que resista la mayor carga es el más eficiente.

Una medición más formal de este ejercicio es pesar el puente completado en lugar de medir una cantidad arreglada de materiales proporcionados y determinar el múltiplo de este peso que el puente puede soportar, una prueba que enfatiza la economía de los materiales y la eficiencia de las ensambladuras con pegamento.

La eficiencia económica de un puente depende del sitio y tráfico, el radio de ahorros por tener el puente (en lugar de, por ejemplo, un transbordador, o una ruta más larga) comparado con su costo.

El costo de su vida está compuesto de materiales, mano de obra, maquinaria, ingeniería, costo del dinero, seguro, mantenimiento, renovación y, finalmente, demolición y eliminación de sus asociados, reciclado y reemplazamiento, menos el valor de chatarra y reutilización de sus componentes.

Los puentes que emplean solo compresión, son relativamente ineficientes estructuralmente, pero puede ser altamente eficiente económicamente donde los materiales necesarios están disponibles cerca del sitio y el costo de la mano de obra es bajo.

Para puentes de tamaño medio, los apuntalados o de vigas suelen ser los más económicos, mientras que, en algunos casos, la apariencia del puente puede ser más importante que su eficiencia de costo. Los puentes más grandes generalmente deben construirse suspendidos.

## **LA RESISTENCIA – CARACTERISTICA DEL CONCRETO DE UN PUENTE**

El concreto como material estructural se diseña para que tenga una determinada resistencia. La resistencia a la compresión simple es la característica mecánica más importante de un concreto y se utiliza normalmente para juzgar su calidad.

Sin embargo, cuando se diseñan pavimentos rígidos y otras lozas que se construyen sobre el terreno, el concreto se diseña para que resista esfuerzos de flexión.

Se ha establecido una correlación entre la resistencia a la compresión y la resistencia a la flexión en un determinado concreto.

Los factores que afectan la resistencia del concreto se pueden dividir en dos:

Los primeros tienen que ver con la calidad y la cantidad de los elementos constitutivos del concreto; agregados, cemento y agua. Los segundos, tienen que ver con la calidad del proceso del concreto: mezclado, transporte, colocación, compactación y curado; la resistencia está en relación directa a este proceso. (José Alberto Bernal arías, 2014).

Generalmente el diseñador de estructuras, especifica la memoria de cálculos y en los planos una resistencia a la compresión del concreto ( $F'c$ ), la cual utilizo como base para calcular el dimensionamiento y el refuerzo de los diferentes elementos de una obra.

Cuando en la obra se obtenga una resistencia menor que la especificada ( $F'c$ ), se disminuirá el factor de seguridad de la estructura.

Para evitar esta posible disminución de seguridad y debido a que en toda obra se obtienen diferentes valores de resistencia para una misma mezcla, debido a variaciones en la dosificación, mezcla, transporte, colocación, compactación y curado del concreto; la mezcla deberá dosificarse para obtener una resistencia a la compresión promedia ( $F'c$ ), mayor que  $F'c$ .

En la práctica resulta antieconómico indicar una resistencia mínima, igual a la resistencia de diseño; puesto que el análisis estadístico, siempre existe la posibilidad de obtener algunos valores más bajos. (Ernesto Seminario Manrique, 2004).

## **SOCAVACIÓN**

(Aguado, 2012). La socavación es la degradación del fondo de un cauce, la remoción de los materiales del fondo por la acción del flujo de agua, ésta depende de las características de la corriente y de las propiedades de dichos materiales del fondo.

Los materiales granulares se erosionan rápidamente y los suelos arcillosos son más resistentes a la erosión. Es por esto que en arenas la socavación se alcanza en horas, mientras que en suelos cohesivos puede tardar días y en rocas años. Se denomina socavación a la excavación profunda causada por el agua, uno de los tipos de erosión. Puede deberse al embate de las olas contra un acantilado, a los remolinos del agua, especialmente allí donde encuentra algún obstáculo la corriente, y al roce con las márgenes de las corrientes que han sido desviadas por los lechos sinuosos.

En este último caso es más rápida en la primera fase de las avenidas. La socavación provoca el retroceso de las cascadas y de los acantilados que, al ser privados de apoyo en su base, se van desplomando progresivamente. También representa un papel esencial en la formación y migración de los meandros.

La socavación es el resultado de la acción erosiva del flujo de agua que arranca y acarrea material de lecho y de las bancas de un cauce, convirtiéndose en una de las causas más comunes de falla en puentes.

## **TIPOS DE SOCAVACIÓN**

Se pueden distinguir los tipos de socavación:

**Socavación general:** La socavación general es un fenómeno de largo plazo, que podríamos llamar natural, se da en la parte alta de las cuencas hidrográficas, donde la pendiente del thalweg es elevada.

Como consecuencia, la velocidad del agua y la capacidad de arrastre de la corriente son elevadas. En la medida que el flujo arrastra más material, el flujo alcanza rápidamente su capacidad potencial de arrastre, el mismo que es función de la velocidad.

En ese punto ya no produce socavación, la sección, márgenes y fondo son estables. A medida que se avanza en el curso del río o arroyo, la pendiente disminuye, consecuentemente disminuye la velocidad, y la corriente deposita el material que transportan.

La socavación general ocurre en todos los cauces, independientemente si existe alguna obra como un puente o no, pues es el descenso del fondo del cauce producido por una avenida, aumentando la capacidad de arrastre del material sólido y puede ser a corto o largo plazo, refiriéndose a corto plazo cuando viene una inundación y al poco tiempo ocurre otra. A largo plazo cuando el tiempo entre avenidas es de años.

Al presentarse una avenida y aumentar la velocidad del cauce, también incrementa la capacidad de arrastre de la corriente, por lo que comienza a degradarse el fondo, caso contrario, cuando empieza a disminuir la velocidad inicia una etapa de depósito de material. (Aguado,2012).

**Socavación localizada:** Los casos más típicos de socavación localizada son:

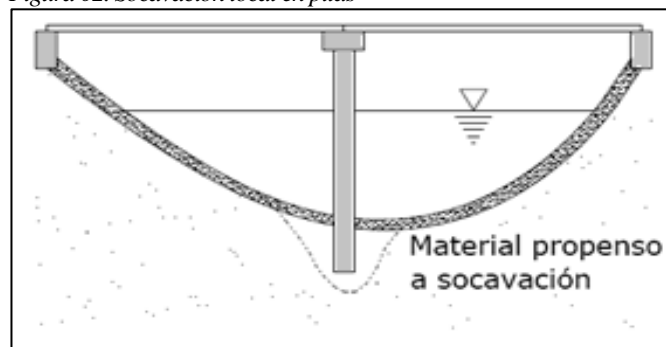
Al pie de un talud, lo que podrá provocar su derrumbe, si no se toman medidas; alrededor de los pilares, o debajo de la cimentación de la cabecera de un puente, pudiendo provocar la caída del mismo. Inmediatamente aguas abajo de un embalse. En efecto, el embalse retiene casi la totalidad del transporte sólido del río, así, el agua que es descargada aguas abajo de la represa está casi totalmente libre de sedimentos, teniendo por lo tanto una capacidad de socavación considerable.

**Socavación local en estribos:** Desde el punto de vista de definición, la socavación local en estribos es análoga a la que se presenta en las pilas de los puentes, sin embargo, se le distingue por existir algunas diferencias en los métodos teóricos y aun experimentales para su evaluación.

**Socavación local en pilas:** Cuando se coloca una pila de puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de ésta, y, por lo tanto, en su capacidad para producir arrastre sólido. Si la capacidad de arrastre supera localmente el aporte del gasto sólido del río, ocurrirá en la pila una socavación local.

La socavación local ocurre cuando el material que se encuentra alrededor de pilas y estribos es removido, se produce cuando cambia la dirección y aceleración de la línea de flujo, generando vórtices debido a la presencia de estas estructuras, pues las pilas y estribos cambian las condiciones hidráulicas. (Aguado, 2012).

Figura 02. Socavación local en pilas



Fuente: Melville y Coleman (2000)

**Socavación en estrechamientos:** Se entiende por socavación en estrechamientos la que se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica en su cauce.

El efecto es muy importante en puentes, donde por lo común y por razones de economía suelen ocurrir las mencionadas reducciones, si bien puede presentarse en otros lugares del curso del río, en que un estrechamiento más o menos brusco tenga lugar. Los cambios que la presencia de un puente impone a la corriente son principalmente los siguientes:

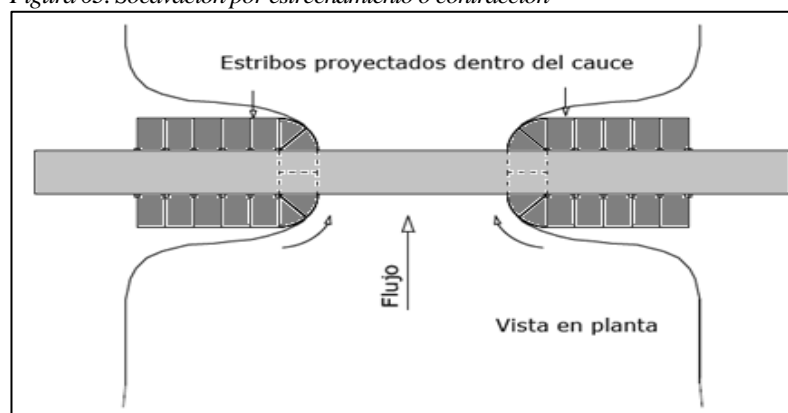
1. Cambio de la velocidad del flujo del agua en el cauce principal.
2. Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del puente. Esto origina un mayor arrastre del material del fondo en la sección del cauce y, cuando ello es posible, un ensanchamiento del cauce.

La socavación por contracción o estrechamiento es causada por la disminución del ancho del flujo ya sea por causas naturales, como contracción natural de la corriente, acumulación de basura, crecimiento de la vegetación en el cauce; o artificiales, como son las pilas y estribos de un puente.

Disminuir una sección del río, es decir, disminuir el área de flujo, implica un aumento de velocidad media del agua, lo que representa un aumento en el esfuerzo cortante en el fondo del cauce, haciendo que la erosión y transporte del material en la sección de contracción sea mayor que el material transportado que el flujo ya traía.

Al haber mayor transporte de material, la elevación del cauce disminuye, haciendo que el área de flujo aumente y por continuidad la velocidad y el esfuerzo cortante tienden a disminuir hasta que se alcanza un cierto equilibrio en el río (Aguado, 2012).

*Figura 03. Socavación por estrechamiento o contracción*



*Fuente: Maza (1968)*

**Socavación en curvas:** Cuando un río describe una curva existe una tendencia en los filetes líquidos situados más lejos del centro de curvatura a caminar más aprisa que los situados más hacia el interior; como consecuencia, la capacidad de arrastre de sólidos de los primeros es mayor que la de los segundos y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva que en la interior..

El efecto es importante y ha de ser tenido en cuenta en la construcción de puentes en curvas de río o en el diseño de enrocamientos de protección en los mismos lugares pues al disminuir la velocidad la curva aumenta el depósito en esta zona y, por ello, disminuye la zona útil para el flujo del agua y al aumentar la profundidad y el área hidráulica, aumenta el gasto.

Es evidente que el conocimiento de la profundidad a que puede llegar este efecto erosivo es de fundamental importancia en el diseño de cimentaciones poco profundas para puentes, pues una falla seria de juicio en esta cuestión conlleva la destrucción total de la estructura o la adopción de profundidades antieconómicas y excesivas, que complican seriamente los procedimientos de construcción.

Los estudios realizados hasta la fecha permiten decidir que los parámetros que, en mayor o menor grado, influyen en la socavación local al pie de pilas de puente son los que se mencionan a continuación:

**1. Parámetros Hidráulicos:**

- a. Velocidad media de la corriente b. Tirante frente a la pila
- c. Distribución de velocidades
- d. Dirección de la corriente respecto al eje de la pila

**2. Parámetros de Fondo:**

- a. Diámetro de los granos
- b. Distribución granulométrica del material del fondo
- c. Forma de los granos
- d. Grado de cohesión o cementación
- e. Peso específico sumergido
- f. Estratificación del subsuelo

**3. Parámetros Geométricos:**

- a. Ancho
- b. Relación largo-ancho
- c. Perfil de la sección horizontal



#### **4. Parámetros de ubicación del puente:**

- a. Contracción en la sección b. Forma del río en planta
- c. Obras de control de gasto que se haya construido aguas arriba o aguas abajo.

Es interesante notar que, para una misma pila, colocada en el mismo lugar, la socavación máxima producida no siempre se presenta en el mismo punto de la pila; depende de la velocidad del agua.

Según aguado (2012), existen factores que pueden alterar de diferentes maneras la profundidad de socavación en los puentes, Melville y Coleman (2000) mencionan algunos de estos factores, tales como características del río, material del fondo o material arrastrado, el flujo que lleva el río, también el tipo de estructura que interviene en el cauce, como se habla de puentes, por ejemplo, la forma y dimensiones de las pilas, de los estribos, longitud del puente, etc.

#### **3. Parámetros Geométricos:**

- a. Ancho
- b. Relación largo-ancho
- c. Perfil de la sección horizontal

#### **4. Parámetros de ubicación del puente:**

- a. Contracción en la sección b. Forma del río en planta
- c. Obras de control de gasto que se haya construido aguas arriba o aguas abajo.

Es interesante notar que, para una misma pila, colocada en el mismo lugar, la socavación máxima producida no siempre se presenta en el mismo punto de la pila; depende de la velocidad del agua.

Según aguado (2012), existen factores que pueden alterar de diferentes maneras la profundidad de socavación en los puentes, Melville y Coleman (2000) mencionan

algunos de estos factores, tales como características del río, material del fondo o material arrastrado, el flujo que lleva el río, también el tipo de estructura que interviene en el cauce, como se habla de puentes, por ejemplo, la forma y dimensiones de las pilas, de los estribos, longitud del puente, etc

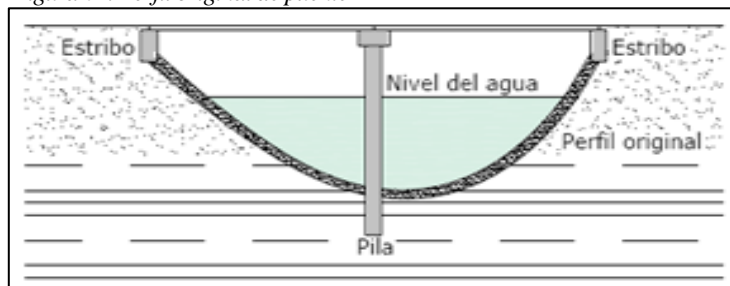
**Factores geomorfológicos:** La forma del río es importante, si éste tiene meandros, se puede producir la migración del canal, además de ocasionar erosión en el exterior de la curva, mientras que en el interior de la curva habrá sedimentación, lo cual modificará la sección hidráulica que repercutirá en la velocidad y por lo tanto en las características de arrastre o depósito de partículas.

**Los factores climáticos, topografía, vegetación y tipo de suelo de un río:** Determinan el transporte de agua y sedimentos hasta el sitio donde se encuentra el puente. La acumulación de escombros en la cimentación del puente puede generar socavación, la cual dependerá del tipo y cantidad de vegetación que se encuentre en el cauce.

**Avenidas:** Cuando se genera una avenida, el agua tiene la capacidad de arrastrar material sólido del fondo levantándolo y manteniéndolo suspendido por cierto tiempo, pero también es capaz de transportar materiales ya suspendidos.

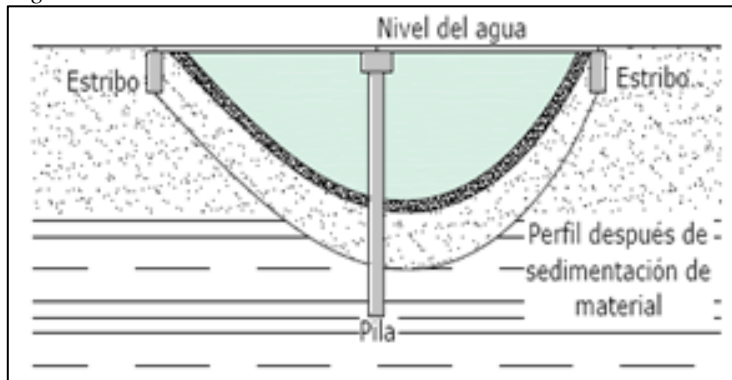
Si se trata de una avenida extraordinaria, el agua se lleva todo a su paso y cuando toma su nivel normal, los materiales del fondo que ya se desplazaron empiezan a sedimentarse. Si hay mucho material depositado en una sección donde exista algún puente, la capacidad hidráulica de éste se puede ver afectada, pues la capa de material del fondo aumenta, haciendo que los tirantes tengan diferente elevación

*Figura 04. Perfil original de puente*



*Fuente: Melville y Coleman (2000)*

Figura 05. Sedimentación del material

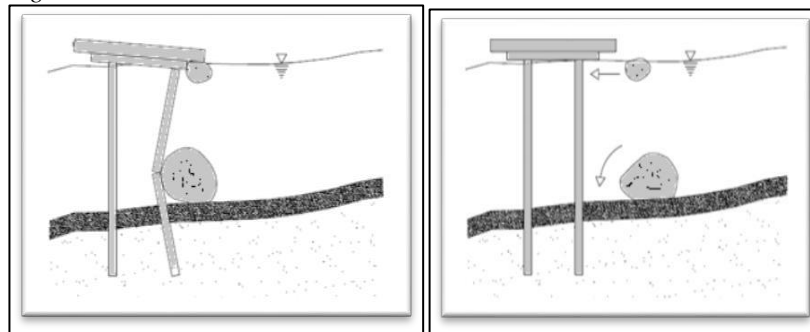


Fuente: Melville y Coleman (2000)

**Material del fondo:** El tamaño de las partículas que existen en el lecho de un cauce es importante, pues determina con qué facilidad el agua es capaz de moverlas.

Generalmente esta situación es importante en suelos arenosos, pues en roca si se generará una avenida capaz de mover las rocas, se moverían por el fondo del canal generando otro tipo de problemas como golpeteo del puente o abrasión de las pilas o estribos. Esto puede apreciarse en la Figura 2, dónde debido al golpe de los materiales arrastrados se llega a generar el colapso de la estructura.

Figura 06: Daños en la estructura debido a arrastres de sedimento



Fuente: Melville y Coleman (2000)

**Geometría del puente:** La geometría del puente influye considerablemente en el fenómeno de la socavación pues siempre que se tenga un puente sobre la corriente, habrá contracción del flujo por la restricción del área, por lo que la posición de las

pilas y los estribos es importante, pues al disminuir el área de flujo, se incrementará la velocidad, produciendo un incremento en el transporte de material.

Fallas en puentes.

En una estadística realizada, autor británico, Smith en 1976, sobre las causas de fallo o rotura de 143 puentes en todo el mundo, resultó:

- 1 fallo debido a corrosión
- 4 a la fatiga de los materiales
- 4 al viento
- 5 a un diseño estructural inadecuado
- 11 a terremotos
- 12 a un procedimiento inadecuado de construcción
- 14 fallos fueron por sobrecarga o impacto de embarcaciones
- 22 por materiales defectuosos y finalmente
- 70 fallos fueron causados por crecidas (de los cuales 66 fueron debidos a la socavación, 46% del total

Esto muestra que los aspectos hidráulicos son fundamentales en los puentes; un buen conocimiento de estos aspectos hará el puente más seguro y barato.

Todo esto muestra la importancia de un buen análisis hidráulico para el diseño de puente. Parámetros como la crecida máxima esperada, la profundidad de flujo, características del lecho, forma, separación y dirección de las pilas, entre otros, se vuelven de gran relevancia."(XIII Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología, Cali – Colombia).

## **Socavación en Pilares de Puentes**

La exposición de los pilares de puentes, a la acción erosiva del flujo de agua, puede producir la falla del puente, requiriendo gastos mayores para su reparación o reemplazo.

El estudio de la socavación de puentes es desarrollado de manera más intensa en los países avanzados, por ejemplo, como parte de un programa para eliminar los colapsos de puentes en los Estados Unidos.

La Administración Federal de Carreteras (FHWA) estableció un programa nacional de inspección de puentes. Usando pautas establecidas por el FHWA, las oficinas de transporte estatal individual hacen éstas inspecciones puntuales.

Cada puente en cima del agua se inspecciona y se le da una clasificación. A los puentes que son clasificados como de “socavación crítica” se le presta la atención inmediata; ellos o se reparan, se reemplazan o se supervisan.

El objetivo de estos programas es supervisar la socavación y la vecindad de un puente detectando los puentes críticos. Estos estudios se han extendido para incluir las condiciones hidráulicas que causan la socavación del puente, como la profundidad de agua, velocidad del agua, tamaño del material del cauce, pendiente del cauce y geometría del cauce. El método usa dispositivos de transductores capaces de transferir los datos a computadoras, un esquema de estos se muestra.

Para poder analizar el problema de la socavación en pilas de puentes, es necesario tener en cuenta las variables que influyen en el problema. Se ha demostrado que la profundidad máxima de socavación ( $d_s$ ) depende de los siguientes factores:

- Densidad del agua ( $\rho_{H_2O}$ ).
- Velocidad de aproximación del flujo ( $V$ ).
- Profundidad de flujo ( $Y$ ).
- Diámetro medio de los sedimentos ( $D$ ).
- Ancho efectivo de la pila ( $b$ ).

- Aceleración de la gravedad (g).
- Viscosidad cinemática del fluido (v).
- Gravedad específica del material del lecho (Gs).
- Desviación estándar de la gradación del material ( $\sigma$  g).
- Forma de la pila (Kf).
- Alineamiento de la pila con la dirección del flujo.

Para el estudio de las pilas, éstas se clasifican según su tipo y la conducción de transporte de sedimentos.

Según el tipo, las pilas se clasifican en:

- Circulares.
- Rectangulares.
- Semicirculares.
- Biselada.

Según el transporte de sedimentos:

- Umbral de movimiento.
- Agua clara.
- Transporte generalizado de sedimento

**Profundidad máxima posible de socavación en pilas de puentes:** Los estudios sobre esta dan énfasis a la relación ( $d_s / b$ ) y han determinado que la profundidad máxima de socavación es:

$$d_s / b = 2,4 \text{ si } ( Y / b ) > 1,2$$

$$d_s / b = 1,4 \text{ si } ( Y / b ) \leq 1,2$$

**Parámetros que afectan la profundidad de socavación:**

La profundidad de socavación alrededor de pilas de puentes se ve influenciada por el tipo de transporte de sedimentos, ya sea, Agua Clara, Umbral de movimiento o transporte generalizado de sedimentos y es el parámetro  $( V/V_c )$  el que marca la diferencia, donde  $V_c$  es la velocidad crítica.

El número de Froude es uno de los parámetros que mayor influencia muestra en el fenómeno de socavación local.

No se encuentra una clara influencia del número Reynolds, ya que la mayor parte de las investigaciones han demostrado que  $Re$  no es número relevante en el cálculo de la socavación, no se tiene en cuenta.

**FORMAS DE SOCAVACIÓN:** Dependiendo de si existe o no movimiento de sedimentos en el cauce, se pueden presentar dos formas:

1. **Socavación en lecho móvil:** Se presenta cuando hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba hasta el sitio del ponteadero, quedando por lo tanto parte de este sedimento atrapado en el hueco de socavación.
2. **Socavación en agua clara:** Se presenta cuando no hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba, al sitio del ponteadero, por lo cual no hay reabastecimiento del hueco socavado.

### **FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN**

La profundidad de socavación es típicamente mucho mayor que la que resulta de la erosión general, según Fischenich y Landers, a menudo por un factor de 10.

Los investigadores han estudiado extensamente la profundidad de erosión local y han recomendado muchas fórmulas empíricas para los propósitos de predicción, pero los resultados de un pilar específico incluso para ecuaciones similares varían ampliamente.

Así, pues, tal como lo explican Shen, Raudkivi y Yanmaz, debido a la complejidad del proceso de socavación en ríos, el desarrollo de una relación matemática entre profundidad de socavación no es factible para condiciones universales.

La socavación se produce cuando el esfuerzo cortante en la interfaz de las partículas del flujo excede el valor crítico necesario para el movimiento de las partículas de sedimentos en la dirección del flujo.

Según muestra Neill en su libro “Guide to Bridge Hydraulics”, el esfuerzo cortante crítico puede ser calculado usando el criterio de Shields, como se muestra:

$$TC = 0.06 * (YS - Y) * D50 \dots (A)$$

Donde Tc = esfuerzo crítico de corte (N/m<sup>2</sup>), Ys = peso específico de las partículas de sedimento (N/m<sup>3</sup>), Y = peso específico del agua (N/m<sup>3</sup>), y D50 = diámetro medio del grano(m), que debe ser mayor que 5 mm.

La velocidad crítica puede ser calculada usando la ecuación de Hanco.

$$\frac{(V_{cr})^2}{(Sg - 1) * g * D50} = 1.44 * \left(\frac{d}{D50}\right)^{0.4} ; 2 < \frac{d}{D50} < 100 \dots (B)$$

Donde Vcr= velocidad umbral (m/s), Mx= peso específico de los sedimentos, g=aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>).

Debido al vortice de la herradura y la aceleración de la velocidad del flujo alrededor del pilar, la velocidad local adyacente al pilar es mas grande que la velocidad aproximada del flujo de aguas arriba.

Neill sugiere la siguiente ecuación para calcular la profundidad de socavación, ds es un pilar rectangular en condiciones de lecho vivo para  $\alpha = 0$

$$\frac{d_s}{b} = 1.5 * \left(\frac{d}{b}\right)^{0.3} \dots (C)$$

Donde “ $\alpha$ ” es el ángulo de ataque. Hanco (Breusers y otros, 1977) recomienda una ecuación para un caso general en el cual los tamaños de las partículas de los sedimentos son incluidos por  $d/b > 1$ , y  $D50 = 0.5, 2, \text{ y } 5 \text{ mm}$ .

$$\frac{d_s}{b} = 3.3 * \left(\frac{D50}{b}\right)^{0.2} * \left(\frac{d}{b}\right)^{0.13} \dots (D)$$



Una ecuación basada en la ecuación de Colorado State University (CSU) es sugerida para lecho vivo y la profundidad de socavación (Richardson y otros 1990), que actualmente está en el manual de HEC-18 (SNS, 2001):

$$\frac{d_s}{b} = 2.0 * K_1 * K_2 * K_3 * K_4 * \left( \frac{D_{50}}{b} \right)^{0.35} * Fr^{0.43} \dots (E)$$

Donde K1 = factor de corrección por la forma de la nariz del pilar (1 para las narices redondeadas y 1.1 para las narices rectangulares), K2 = factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo (1 para un ángulo de ataque de cero y un rango de L/b = 4 a 12, donde “L” es la longitud del pilar). K3 = factor de corrección por las condiciones del lecho (1.1 para la socavación de agua clara y 1 para la socavación de lecho vivo), K4 = factor de corrección de acorazamiento, y Fr = número de Froude del flujo. En el manual de HEC-RAS18, se pueden encontrar más detalles de la ecuación (E).

Veiga reportó la siguiente ecuación para estimar la profundidad de socavación en condiciones de socavación de un lecho vivo (o lecho móvil) de un pilar Circular y  $0.5 < d/b < 4$ , en la cual la influencia del tamaño de los granos es considerada como insignificante para  $D < 0.5\text{mm}$  en  $d_s/b$ :

$$\frac{d_s}{b} = 1.35 * \left( \frac{d}{b} \right)^{0.3} \dots (F)$$

Una relación alternativa es dada por experimentos indios de modelos de pilares de puentes en un lecho arenoso con condiciones de socavación por lecho móvil (Laursen, 1962):

$$\frac{d_s}{b} = 1.8 * \left( \frac{d}{b} \right)^{0.75} ; 0 < \frac{d_s}{b} < 7.6 \text{ y } 0 < \frac{d}{b} < 7 \dots (G)$$

Hay otra ecuación experimental India expresada por Inglis (1949) en la cual el número de Froude es usando considerando lo siguiente:

$$\frac{d_s}{b} = 4.2 * \left( \frac{d}{b} \right)^{0.78} * Fr^{0.52} ; 0 < \frac{d}{b} < 7 \text{ y } Fr < 1 \dots (H)$$

Donde  $Fr$  es el número de Froude, que se puede expresar como.

Donde

$g$  = aceleración de la gravedad

$V$  = velocidad media del flujo. Las ecuaciones antes mencionadas representan solo algunos ejemplos de los muchos que se han derivado para predecir la profundidad en pilas de puentes.

### **Método de Froehlich (1991)**

Una ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich es usada por el programa HEC-RAS (1998). Como una alternativa a la ecuación de la Universidad Estatal de Colorado.

$$d_s = 0.32 K_f (a')^{0.62} h^{0.47} Fr^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a$$

$d$  = profundidad de socavación local [m]

$S$  = factor de corrección por la forma de la pila.

$a'$  = ancho proyectado de la pila con relación al ángulo de ataque del flujo [m]

$a$  = ancho de la pila, adicionado como un factor de seguridad [m]

$h$  = profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila [m]

$Fr$  = número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila

$D_{50}$  = diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor [m]

Para pilas con punta circular alineadas con el flujo se tiene:

$$ds \leq 2.4 a \text{ para } Fr \leq 0.8$$

$$ds \leq 3.0 a \text{ para } Fr > 0.8$$

Si la profundidad de socavación se analiza para un caso particular, Froehlich sugiere que no se adicione el factor de seguridad a al final de la ecuación. El programa HEC-RAS (1998) siempre adiciona este factor de corrección.

### Factor de corrección $K_f$

Tabla 01: factor de corrección  $K_f$

Forma de la pila	$K_f$
Punta cuadrada	1.3
Pila con punta circular	1.0
Pila con punta aguda o triangular	0.7

Fuente: programa HEC-RAS (1998)

### Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)

Existe una ecuación desarrollada por la Universidad Estatal de Colorado (CSU) para el cálculo de la socavación local en pilas tanto en agua clara como en lecho móvil. Esta ecuación fue desarrollada con base en análisis dimensional de los parámetros que afectan la socavación y análisis de datos de laboratorio

Es el método más usado en los Estados Unidos de América (HEC-18, 1993, 1995) y es una de las dos que usa el programa HEC-RAS (1998).

$$\frac{d_s}{h} = 2.0 * K_f * K_{\phi} * K_c * K_a * \left(\frac{a}{h}\right)^{0.65} * Fr^{0.43}$$

Para pilas con punta circular alineadas con el flujo se tiene, al igual que en el método de Froehlich:

$$d_s \leq 2.4a \text{ para } Fr \leq 0.8$$

$$d_s \leq 3.0a \text{ para } Fr > 0.8$$

$d_s$  = profundidad de socavación local [m]

$h$  = profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila [m]

$K_f = K_1$  = factor de corrección que tiene en cuenta la forma de la pila

$K_\phi = K_2 =$  factor de corrección que tiene en cuenta el ángulo de ataque del flujo (ecuación 3.69)

$K_c = K_3 =$  factor de corrección por la forma del lecho

Usualmente igual a 1.1

$K_a = K_4 =$  factor de corrección por acorazamiento del sedimento del lecho (Ecuación 3.70). Este factor fue introducido en la versión corregida de HEC-18 (1993) publicada en 1995.

$a =$  ancho de la pila [m]

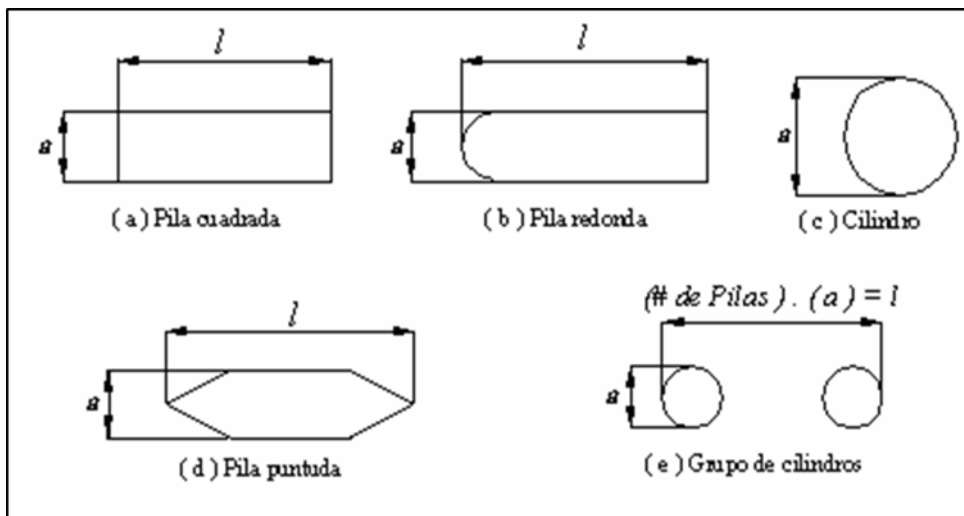
$l =$  longitud de la pila [m]

$Fr =$  número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila

$$Fr = \sqrt{\frac{V}{gh}}$$

$V =$  velocidad media del flujo directamente aguas arriba de la pila [m/s]

Figura 07. Formas típicas de pilas.



Fuente. HEC-RAS18. 199

Tabla 02: Factor de corrección por la forma de la pila  $K_f$

Forma de la pila	$K_f$
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1.0
Cilíndrica	1.0
Punta aguda	0.9
Grupo de cilindros	1.0

Fuente . Método CSU. HEC-18. 1993.

El factor de corrección  $K_f$  se determina usando al anterior tabla cuando el ángulo de ataque es menor que 45. En otro caso,  $K_f$  domina para ángulos mayores por lo que  $K_f$  debe ser tomado igual que 1.0.  $K_f$  debe usarse solamente cuando las condiciones del flujo influyen sobre toda la longitud de la pila pues el factor de corrección podría ser menor en otros casos.

Tabla 03: Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo  $K_\theta$

Ángulo de ataque	$l/a=4$	$l/a=8$	$l/a=12$
0°	1.0	1.00	1.0
15°	1.5	2.00	2.5
30°	2.0	2.75	3.5
45°	2.3	3.30	4.3
90°	2.5	3.90	5.0

Fuente . Método CSU. HEC-18. 1993

Si  $l/a$  es mayor que 12, se usan los valores correspondientes a  $l/a = 12$  como máximos.

$$K_\theta = \left( \cos\theta + \frac{1}{a} \sin\theta \right)^{0.65}$$

Tabla 04: Factor de corrección por la forma del lecho  $K_c$ .

Condición del lecho	Altura de la duna H [pies]	$K_c$
Socavación en agua clara	N/ A	1.1
Lecho plano y anti dunas	N/A	1.1
Dunas pequeñas	$2 < H < 10$	1.1
Dunas mediana	$10 < H < 30$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H > 30$	1.3

Fuente: Método CSU. HEC-18. 1993.

Se recomienda usar un valor de  $K_c$  de 1.1 considerando que el lecho tiende a ser plano durante crecientes. El factor de corrección  $K_a$  disminuye la profundidad de socavación por acorazamiento del hueco de socavación para materiales del lecho con  $D_{50}$  mayor o igual que 2 mm o  $D_{95}$  mayor o igual que 20 mm ( $D_{50} \geq 0.002$  m o  $D_{95} \geq 0.02$  m).

Tabla 05: Criterios para adoptar  $K_a$

$D_{50} < 2\text{mm}$ o $D_{95} < 20\text{mm}$	$K_a = 1.0$
$D_{50} \geq 2\text{mm}$ y $D_{95} \geq 20\text{mm}$	$K_a = 0.4(V_R)^{0.15}$

Fuente: (HEC-18, 2001).

$$K_{\phi} = 0.4(V_R)^{0.15}$$

$$V_R = \left[ \frac{V_1 - V_{icD50}}{V_cD50 - V_{icD95}} \right] > 0$$

$$V_{icDx} = 0.645 \left( \frac{Dx}{a} \right)^{0.053} V_{icDx}$$

$V_R$  = relación de velocidad

$V_1$  = velocidad de aproximación justo aguas arriba de la pila (m/s)

$V_{icDx}$  = Velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en la pila para el tamaño  $Dx$  de las partículas de sedimento (m/s)

$V_{icD95}$  = velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en la pila para el tamaño  $D95$  del material de lecho (m/s)

$V_{icD50}$  = velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en la pila para el tamaño  $D50$  del material de lecho (m/s)

$V_{cDx}$  = velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño  $Dx$  del material de lecho (m/s)

$V_{cD50}$  = velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño  $D50$  del material de lecho (m/s)

$a$  = ancho de la pila (m)

$$V_{cDx} = 6.19h^{1/6} Dx^{1/3}$$

$Dx$  = tamaño de la partícula para la que el  $x$  por ciento del material del lecho es más fino

$h$  = profundidad del agua aguas arriba de la pila sin incluir socavación local

El valor mínimo de  $Ka$  es 0.4. (m)

## **Comparación de las fórmulas presentadas con mediciones hechas en campo**

A fines de 2007, la universidad de Shahrekord, situada en la provincia de Fars, en Irán, realizó un estudio, donde se investigó el fenómeno de la socavación en nueve puentes, ubicados en cinco ríos, con un total de 37 pilares.

El estudio consistió en probar la bondad de las fórmulas más utilizadas en la estimación de la socavación en pilares y estribos de puentes con datos realmente medidos luego de avenidas extremas que se dieron entre los años que duró la investigación.

El tirante promedio aguas arriba fue determinado usando la información registrada por un limnógrafo y una curva de aforo disponibles para la sección del río.

Durante las investigaciones de campo, producto de una gran avenida que ocurrió en noviembre de 1986, tres de los nueve puentes colapsaron.

Estos fueron: Shir Baba, Keradeh y Ghotb-Abad, en los ríos Ardakan, Keradeh y Jahrom Salt respectivamente.

A partir de la investigación realizada por la universidad de Shahrekord, se pudo concluir que cuando el tamaño de partícula de los sedimentos aumenta, la profundidad de socavación disminuye.

Y con respecto a las fórmulas de estimación de la socavación en pilares y estribos de puentes, la comparación estas con las medidas de campo revelaron que las ecuaciones de Hanco, CSU, Veiga y Neil exhibieron buen acuerdo con la información de campo; por otro lado, las ecuaciones de la India e Inglis sobreestimaron la profundidad de socavación



## OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLE

Tabla 06. Variable Independiente

VARIABLE	DEFINICION	DEFINICION	INDICADORES
	CONCEPTUAL	OPERACIONAL	
<b>Variable Independiente</b> Evaluación de los puentes	Es emitir un análisis y un juicio a partir de un conjunto de informaciones acerca de los puentes.	Mediante una inspección de campo visual y procedimiento técnico, a fin de identificar las fallas debidas o agentes externos.  También se determinara la resistencia del concreto en las zonas afectadas.	-Degradación -Daños en el acero -Resistencia del concreto ( $f'c$ ) - Cangrejas

Fuente. Elaboracion propia

Tabla 07. Variable dependiente

VARIABLE	DEFINICION		INDICADORES
	CONCEPTUAL	OPERACIONAL	
<b>Variable Dependiente</b> Efectos de socavación	(Aguado,2012).La socavación es la degradación del fondo de un cauce, la remoción de los materiales del fondo por la acción del flujo de agua, ésta depende de las características de la corriente y de las propiedades de dichos materiales del fondo.	Mediante cálculos se determinara la profundidad de socavación en función a los datos obtenidos en campo y el modelamiento del cauce.	-Daños por flujo hídrico y arrastre de partículas del cauce. -Depósito de materiales

*Fuente . Elaboracion propia*

**Objetivos Generales:**

Evaluar los puentes con socavación ubicados en la provincia de Yungay, departamento de Ancash.

**Objetivos Específico:**

Determinar la profundidad de socavación que tienen los puentes en estudio.

Determinar la resistencia del concreto por ensayo, de los puentes con socavación.

Realizar un modelamiento del cauce del río y conocer cómo afecta la sub estructura.

Determinar el tipo de suelo y el material de arrastre en cada uno de los puentes.

## METODOLOGÍA

### TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

El estudio a realizarse en esta investigación es aplicativo de tipo descriptivo, transversal. Aplicativo: porque se aplicarán los conocimientos existentes

Descriptivo: porque describe la realidad sin modificarlo

Trasversal: porque la investigación se está realizando en un periodo definido del año 2016

**No experimental:** estudio descriptivo, cuyo esquema es el siguiente:



### Dónde:

**M1:** socavación en puentes

**Oi:** condición del puente

### POBLACIÓN Y MUESTRA.

#### Población

Está conformado por todos los puentes socavados de la red vial del callejón de Huaylas ubicados en el departamento de Ancash.

#### Muestra

Está conformado por tres puentes socavados: Mancos, Florida y Tara de la provincia de Yungay.

## **TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN**

### **Técnica**

La técnica a utilizar será la observación directa y de los ensayos que nos permitirá la evaluación por agentes externos y proceso constructivo.

### **Instrumentos.**

El instrumento será de recolección de datos, un modelamiento del área y otra para los ensayos de laboratorio (ver anexo).

Los instrumentos a utilizar son protocolos estandarizados según las normas, no requieren validación.

Los instrumentos de investigación son los siguientes varios: levantamiento topográfico, laboratorios de suelos y resistencia, fotografías, medición experimental, modelamiento del río, etc.

La evaluación se realiza mediante los ensayos directos de los diversos elementos de los puentes (subestructura), en conjunto con el estudio de la información existente, a partir de lo cual es posible realizar un diagnóstico (cualitativo y cuantitativo) del problema. Sin embargo, este procedimiento se hace dificultoso cuando los elementos de estudio no se encuentran al alcance de la vista, principalmente por el hecho de estar sumergidos.

## **PROCEDIMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN**

Los datos serán procesados Word, Excel y AutoCAD. El análisis se realizará con tablas, gráficos y modelamiento del cauce

## RESULTADOS

### CÁLCULO HIDROLOGICO

Debido a la falta de información hidrometeorológica en determinadas zonas que justifiquen el diseño hidráulico de las estructuras proyectadas, se plantean métodos de cálculo empíricos en base a observaciones y parámetros determinados de acuerdo a las características geomorfológicas y de cobertura vegetal de la zona donde se ubica el proyecto. Con la finalidad de obtener la altura máxima que tendrá el puente se calcularán los caudales instantáneos, por medio de diferentes métodos empíricos; de esta forma determinaremos el máximo caudal, luego con este caudal calculado utilizando la fórmula de Manning obtendremos una nueva altura de agua, que será mayor a la marca de la huella dejada por el agua en una máxima avenida.

### PUENTE MANCOS

#### CAUDALES

Tabla 08. caudal del puente Mancos

METODO	CAUDAL MÁXIMO
Sección y la pendiente	60.04 m <sup>3</sup> /s
Velocidad y área	16.54 m <sup>3</sup> /s
Formula racional	20.23 m <sup>3</sup> /s

Fuente. Elaboracion propia

#### PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN

Tabla 09: profundidad de socavacion del puente Mancos

UBICACIÓN	PROFUNDIDAD (m)
Socavación general	1.00
Margen izquierdo	0.70
Margen derecho	0.10

Fuente: elaboracion propia

## PUENTE FLORIDA

### CAUDALES

Tabla 10: Caudal del puente Florida

METODO	CAUDAL MÁXIMO
Sección y la pendiente	410.57 m <sup>3</sup> /s
Velocidad y área	419.89 m <sup>3</sup> /s
Formula racional	672.6 m <sup>3</sup> /s

Fuente Elaboracion propia

### PROFUNDIDAD DE SOCAVACION

Tabla 11: profundidad de socavacion de puente Florida

UBICACIÓN	PROFUNDIDAD (m)
Socavación general	3.00
Margen izquierdo	0.60
Margen derecho	0.40

Fuente:Elaboracon propia

## PUENTE TARA

### CAUDALES

Tabla 12: Caudal del puente Tara

METODO	CAUDAL MÁXIMO
Sección y la pendiente	133.41 m <sup>3</sup> /s
Velocidad y área	133.57 m <sup>3</sup> /s
Formula racional	593.20 m <sup>3</sup> /s

Fuente: Elaboracon propia

## PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN

Tabla 13: profundidad de socavacion del puente Tara

UBICACIÓN	PROFUNDIDAD (m)
Pilar izquierdo	1.20
Pilar derecho	1.30

Fuente: *Elabora con propia*

## RESISTENCIA DEL CONCRETO

El ensayo de resistencia del concreto se realizó por esclerómetro, debido a la negativa de Pro Vías Nacional para el ensayo por diamantina, dando los siguientes resultados:

Tabla 14: Resistencia del concreto de los tres puentes

PUENTE	RESISTENCIA
Mancos	204 Kg/cm <sup>2</sup>
Florida	173 Kg/cm <sup>2</sup>
Tara	224 Kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: *Elabora con propia*

## MODELAMIENTO DEL RIO

El modelamiento para el cálculo de profundidades de socavación, así como las características, vistas transversales, longitudinales y formas del cauce van adjuntadas en cálculos y planos (ver anexo).

## TIPOS DE SUELO Y MATERIALES DE ARRASTRE

Para determinar los tipos de suelo se realizó ensayos de laboratorio, para los cuales se realizaron calicatas en el caso de tipos de suelo y recolección de material del cauce en el caso del material de arrastre (ver anexo).

*Tabla 15 : Tipos de suelo y materiales del arrestre de cada puente*

<b>UBICACIÓN</b>	<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>MATERIAL DE ARRASTRE</b>
Puente Mancos	Arcilloso blando	Graba de tamaño promedio de 1"
Puente Florida	Arcilloso blando	Graba de tamaño promedio de 1"
Puente Tara	Arcilloso firme	Graba de tamaño promedio de ½"

*Fuente: Fuente: Elabora con propia*



## ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

### ANALISIS

Agrupando los resultados de las muestras del Puente Mancos, Florida y Tara, que presentan socavación, los que representan puentes en estado de vulnerabilidad, los cuales se detallan en los resultados del estudio.

La menor socavación presentada es en el lado izquierdo del puente florida, con una profundidad no mayo a 0.60 m; el cual afecta directamente la estructura del puente. La mayor socavación presentada es en el pilar derecho del puente Tara, con una profundidad no mayor a 1.30 m; el cual afecta directamente la estructura del puente.

### PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN

*Tabla 16: Profundidad de socavacion de los puentes*

UBICACIÓN	TIPO DE SOCAVACIÓN	PROFUNDIDAD (m)
Puente Mancos	Socavación en estribos (izquierdo)	0.70
Puente Florida	Socavación en estribos (izquierdo)	0.60
	Socavación en pilotes:	
	Izquierdo	1.20
Puente Tara	Derecho	1.30

*Fuente: Elaboracion propia*

Las fallas por socavación encontradas en los puentes en estudio son debido a la desviación del cauce en los casos de los puentes Mancos y Florida, y por falta de estructuras de protección en el caso del puente Tara.

En las pruebas de resistencia del concreto de cada uno de los puentes no se alcanzó la resistencia esperada o resistencias mínimas para este tipo de estructuras los cuales deben llegar a un mínimo de 250 Kg/cm<sup>2</sup>, siendo la más alta la del puente Tara con 224 Kg/cm<sup>2</sup>.

Tabla 17: Resistencia del concreto de los puentes

<b>PUENTE</b>	<b>RESISTENCIA MÍNIMA</b>	<b>RESISTENCIA DEL ENSAYO</b>
Mancos	250 Kg/cm <sup>2</sup>	204 Kg/cm <sup>2</sup>
Florida	250 Kg/cm <sup>2</sup>	173 Kg/cm <sup>2</sup>
Tara	250 Kg/cm <sup>2</sup>	224 Kg/cm <sup>2</sup>

*Fuente: Elaboración propia*

Debido a las fallas de los puentes mencionados que no alcanzan la resistencia respectiva y presentan socavación se planteara alternativas de solución.

## DISCUCIONES

Existen muchas fórmulas para determinar la socavación pero se debe tener énfasis en usar las adecuadas debido al tipo de socavación y los datos accesibles. El puente Mancos presenta socavación en el estribo izquierdo con una profundidad de 0.70 m. El puente Florida en el estribo izquierdo con una profundidad de 0.60 m. El puente Tara presenta pilar izquierdo con una profundidad de 1.30 m. y en el derecho 1.20 m.

La resistencia mínima que deberían tener estructuras de este tipo es de 210 Kg/cm<sup>2</sup>. El puente Mancos presenta una resistencia en el estribo izquierdo de 204 Kg/cm<sup>2</sup>, Florida en el estribo izquierdo de 173 Kg/cm<sup>2</sup>, Tara presenta una resistencia en los pilares de 224 Kg/cm<sup>2</sup>, siendo solo una de ellas la que cumple con lo previsto.

La entidad competente debería conocer el estado de los puentes estudiados y tomar las medidas correctivas pues todos los estudios se realizaron teniendo en cuenta los procesos técnicos respectivos, todas las estructuras analizadas presentan fallas y están en estado de vulnerabilidad, debido a esto se la información del mal estado de los puentes Mancos, Florida y Tara para que tomen cartas en el asunto, se anexara las recomendaciones pertinentes.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Tipo de socavación que existen en los puentes son: Socavación local en estribos y pilares.

Se determinó la resistencia del área afectada de los puentes mediante ensayo por esclerómetro pues Pro Vías no hizo accesible la prueba por diamantina, del cual resultó. Puente Mancos estribo izquierdo 204 Kg/cm<sup>2</sup>, Puente Florida estribo izquierdo 173 Kg/cm<sup>2</sup>, Puente Tara Pilares de 224 Kg/cm<sup>2</sup>. Cuando la resistencia mínima debería alcanzar 250 Kg/cm<sup>2</sup>.

Se realizó un modelamiento del cauce para conocer los datos necesarios para hallar la profundidad de socavación. El cual resultó en el puente Mancos con profundidad de 0.70 m estribo izquierdo, Florida 0.60 m estribo izquierdo y puente tara 1.20 m pilar izquierdo y 1.30 m pilar derecho.

Se determinó el tipo de suelo en el cual se construyó el puente y el material de arrastre que produce la socavación. Los cuales resultaron en el puente Mancos y florida como suelo arcilloso blando y material de arrastre de tamaño promedio 1" y en el puente tara suelo arcilloso firme y material de arrastre de tamaño promedio ½".

## **RECOMENDACIONES**

Se debe hacer el mantenimiento respectivo de los puentes cada cierto tiempo por parte de la entidad competente.

Se debe realizar el encausamiento y limpieza de los ríos para evitar la socavación en el caso de los puentes Mancos y Florida.

Se debe construir una estructura de protección en los pilares del puente Tara para evitar que estos se sigan deteriorando.

Para evaluaciones posteriores de este tipo de investigación se recomienda realizar el ensayo por diamantina para conocer la resistencia del concreto de los puentes en estudio

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aksoy, H. y Kavvas, M. L. (2005). A review of –hill slope and watershed scale erosion and sediment transport models. *Catena*, 64(2), 247-271.
- Alekseevskiy, N. I., Berkovich, K. M. y CHalov, R. S. (2008). Erosion, sediment transportation and accumulation in rivers. *International Journal of Sediment Research*. 23(3), 93-105.
- Autumn, L. y Springer, G. S. (2006). Channel geometry, median grain size and stream power in small mountain stream. *Geomorphology*. 78(2), 64 -76.
- Bagnold, R. (1980). An empirical correlation of bedload transport rates in flumes and natural rivers. London: Ciencia Ergo Sum.
- Cserkés, N. A. (2010). Erosional scours and meander development in response to river engineering. doi:10.1016/j.pgeola.2009.12.002.
- Chen, Q. (2008). One-Dimensional Numerical Simulation of Non-Uniform Sediment Transport Under Unsteady Flows. *Journal of Sediment Research*.
- Farias, H. D., Pilán, M. T., Pece, F. J. y Olmos, L.A. (2003). Erosión General en Ríos con Lechos Arenosos. Nuevas Tendencias en Hidráulica de Ríos. Memorias del Primer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos. Argentina: ISBN.
- Fuller, I. C., Large, A. R. G. y Milan, D. J. (2003). Quantifying channel development and sediment transfer following chute cutoff in a wandering gravel-bed river. *Geomorphology*. 54(2), 307-323.
- Fung, C. A. (2005). Estimates of present-day erosion based on sediment transport in rivers: a case study in Taiwan. *C.R. Geoscience*. 337(1), 64-80.
- Guevara, M. E. (2003). Socavación en puentes. Colombia: UC.
- Guitelman, A., Del Valle, A. y Bebczuk, A. S. (2006). Comparación de métodos de cálculo de erosión en puentes. Argentina: Ayarmanot.

Huang, J. V. y Greimann, B. (2012). SRH-1D 3.0 User's Manual. U.S. Department of Interior. *Bureau of Reclamation*. 40(2), 320-310.

Huang, S. L. (2007). Effects of using different sediment transport formulate and methods of computing Manning's coefficient on numerical modeling of sediment transport. *Journal of hydraulic research*, 45(3), 347-356.

Jia, Y. y Scott, S. (2004). Simulation of sediment transport and channel morphology change in large river systems. USA.

Julien P.Y. (2010). Erosion and Sedimentation. Second edition. Reino Unido: Cambridge.

Leopold, L. B., Wolman, M. G., Miler, J. P. (1964). Fluvial Processes in, Geomorphology. San Francisco: Freeman.

Martín, J. P. (2003). Ingeniería Fluvial. Universitat Politècnica de Catalunya. España: Edicions UCP.

Maza, J. A. y García, F. M. (1996). Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. México D.F. : UNAM

Melville, B. W. y Coleman, S. E. (2000). Bridge Scour. Nueva Zelanda: Water Resources Publications, LLC.

Merritt W. S., Letcher R. A. y Jakeman A. J. (2003). A review of erosion and sediment transport models. *Environmental Modelling & Software*. 18(1), 761-799.

Montgomery, D. R. y Buffington, J. M. (1993). Channel classification, prediction of channel response and assessment of channel conditions. USA: Washington Department of Natural Resources.

Osada G. L. y Montoya L. J. (2000). Capacidad de transporte de sedimentos en cuencas con información escasa. XIV Seminario de Hidráulica e Hidrología. Villa de Leyva, Boyacá.

Posada, L. (1994). Transporte de Sedimentos. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Minas.

Reclamation (2008). Erosion and Sedimentation Manual, U.S. Bureau of Reclamation, Denver Technical Service Center. Recuperado de [www.usbr.gov/pmts/sediment](http://www.usbr.gov/pmts/sediment).

Schreider, M., Scacchi, G. y Franco, F. (2001). Aplicación del método de Lischtván y Levediev al cálculo de la socavación general. *Ingeniería Hidráulica en México*. 16(1). 16-26.

Schumm, S. A. (1977). *The Fluvial System*. New York: John Wiley & Sons.

Torizzo M. y Pitlick J. (2004). Magnitude-frequency of bed load transport in mountain streams in Colorado. *Journal of Hydrology*. 290(1), 137-151.

U.S. Army Corps OF Engineers. (1998). River Analysis System HEC-RAS, User Manual-Draft, Hydrologic Engineering Center. Recuperado de <https://www.usace.army.mil/>

U.S. Army Corps OF Engineers. (2010). HEC-RAS, River Analysis System, Hydraulic Reference Manual. Version 4.1. Department of the Army, State of California. Van Rijn, L. 2007. *Journal of Hydraulic Engineering*. 133(7), 200-265.

WU, W. (2001). CCHE-2D Sediment Transport Model. Estados Unidos: School of Engineering

Yager, E. M., Kirchner, J. W. y Dietrich, W. E. (2007). Calculating bed load transport in steep boulder bed channels. *Water Resources Research*. 43(1) 56-78.



## **AGRADECIMIENTOS**

Agradecemos a nuestros maestros quienes nos forjaron y nos enseñaron en sus aulas a ser los profesionales en los que nos hemos convertido, ellos son el gran motor de motivación de los niños y jóvenes, por ello siempre les estaremos agradecidos.

A mi madre Julia por el sacrificio y lucha que hizo día con día para sacarme adelante y haberme forjado como la persona que soy en la actualidad, mucho de mis logros se lo debo a ella por ser el motor en vida.

## **APÉNDICES Y ANEXOS**

## **ANEXO 1**

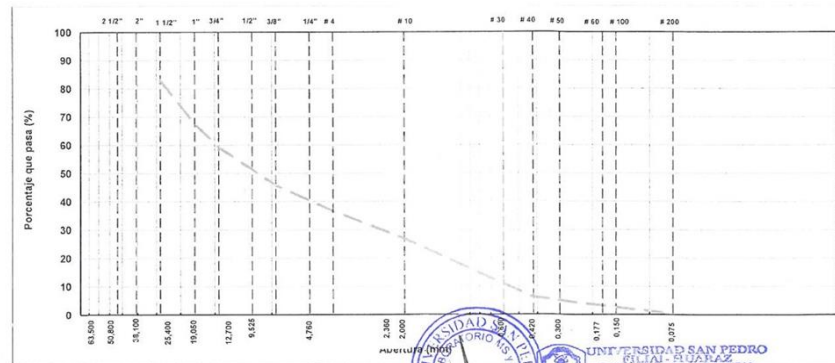
### **ENSAYOS EN LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**



**USP**  
UNIVERSIDAD SAN PEDRO

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO									
(NORMA AASHTO T-27, ASTM D422, MTC E 204)									
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS									
<b>TESIS :</b> " Evaluación De Los Puentes Socavados Del Callejon De Huaylas Mancos, Florida Y Tara - Ancash"									
<b>SOLICITA :</b> Bach. Diaz Mejia Michael Rafael Bach. Principe Mendoza Juan Carlos									
<b>ELEMENTO :</b> Suelos				<b>HECHO POR :</b> U.S.P					
<b>CANTERA :</b> TARA (Material de Arrastre)				<b>ING. RESP. :</b> J.H.G					
<b>PROG (KM.) :</b>				<b>FECHA :</b> 04-ago-16					
DATOS DE LA MUESTRA									
<b>CALICATA :</b>	<b>MUESTRA :</b> 01 SUELOS			<b>TAMAÑO MÁXIMO :</b>	3"				
<b>KM. :</b>				<b>PESO INICIAL :</b>	33,239.5 g				
<b>PROFUND. :</b>	1.50 MTS			<b>FRACCION LAVADA SECA :</b>	12,177.5				
TAMIZ	AASHTO T-27 (mm)	PESO	RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE % QUE PASA	ESPECIFICACIONES HUSO B	FORMULA DE TRABAJO	DESCRIPCION DE LA MUESTRA	
3 1/2"	90.89	0.0	0.0	0.0	100.0			%Peso Piedra: 63.4% % Peso arena: 36.6% Limite Líquido (LL): 29.94 Limite Plástico (LP): 20.58 Índice Plástico (IP): 9.36 Clasificación(SUCS): GP Clasific (AASHTO): A-2-4 (0) % Humedad: -	
3"	76.200	0.0	0.0	0.0	100.0				
2 1/2"	63.500	1083.5	3.3	3.3	96.7				
2"	50.800	1186.0	3.6	6.8	93.2				
1 1/2"	38.100	3,401.5	10.2	17.1	82.9				
1"	25.400	5105.0	15.4	32.4	67.6				
3/4"	19.050	2764.0	8.3	40.7	59.3				
1/2"	12.700	2998.5	9.0	49.8	50.2				
3/8"	9.525	1481.5	4.5	54.2	45.8				
1/4"	6.325	1903.5	5.7	59.9	40.1				
# 4	4.750	1138.0	3.4	63.4	36.6				
# 10	2.000	3235.0	9.7	73.1	26.9				
# 16	1.190	2504.0	7.5	80.6	19.4				
# 20	0.840	1614.5	4.9	85.5	14.5				
# 30	0.600	1582.5	4.8	90.2	9.8				
# 40	0.420	1,158.0	3.5	93.7	6.3				
# 50	0.300	839.5	2.5	96.3	3.7				
# 60	0.177	389.5	1.2	97.4	2.6				
# 100	0.150	445.5	1.3	98.8	1.2				
# 200	0.075	287.0	0.9	99.6	0.4				
< N° 200	FONDO	122.0	0.4	100					
<b>FRACCIÓN</b>		12,177.5							
<b>TOTAL</b>		33,239.0							

CURVA GRANULOMETRICA



UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
 CILALI - BUDAPEZ  
 Laboratorio de Ingeniería  
 de Mecánica de Suelos y  
 Pavimentos  
 Ing. Johnny S. Huaman Girulio  
 ISES

RECTORADO: Av. José Pardo 194 Chimbote / Perú - Telf.: 043 341078 / 342809 / 328034 Fax: 327896  
 CIUDAD UNIVERSITARIA: - Los Pinos B s/n. Urb. Los Pinos Telf.: 043 323505 / 326150 / 329486 - Bolognesi Av. Fco. Bolognesi 421 Telf.: 345042  
 - Nuevo Chimbote D1 -1 Urb. Las Casuarinas - Telf.: 043 312842 - San Luis Nuevo Chimbote Telf.: 043 319704  
 OFICINA CENTRAL DE ADMISIÓN: Esq. Aguirre y Espinar - Telf.: (043) 345899 - www.usanpedro.edu.pe - facebook/ Universidad San Pedro



**USP**  
UNIVERSIDAD SAN PEDRO

**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**  
(NORMA AASHTO T-27, ASTM D422, MTC E 204)

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS

TESIS : " Evaluacion De Los Puentes Socavados Del Callejon De Huaylas Mancos, Florida Y Tara - Ancash"

SOLICITA : Bach. Diaz Mejia Michael Rafael  
Bach. Principe Mendoza Juan Carlos

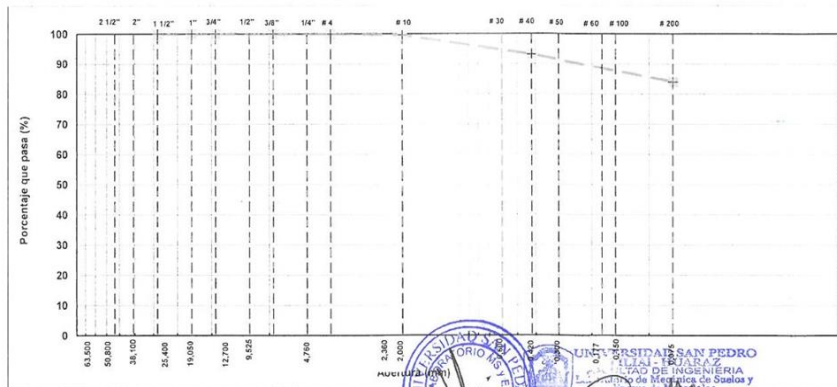
ELEMENTO : Suelos HECHO POR : U.S.P  
CANTERA : TARA ING. RESP. : J.H.G  
PROG.(KM.) : FECHA : 04-ago-16

**DATOS DE LA MUESTRA**

CALICATA : 01 TAMAÑO MAXIMO : 1/4"  
MUESTRA : 01 SUELOS PESO INICIAL : 2,334.4 g  
KM. : FRACCION LAVADA SECA : 2,333.4  
PROFUND. : 1.50 MTS

TAMIZ	AASHTO T-27 (mm)	PESO RETENIDO	FORCENTAJE RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	FORCENTAJE % QUE PASA	ESPECIFICACIONES HUSO B	FORMULA DE TRABAJO	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3 1/2"	80.89							
3"	76.200							
2 1/2"	63.500	0.0	0.0	0.0	100.0			%Peso Piedra: 0.0%
2"	50.800	0.0	0.0	0.0	100.0			% Peso arena: 100.0%
1 1/2"	38.100	0.0	0.0	0.0	100.0			Limite Liquido (LL): 25.99
1"	25.400	0.0	0.0	0.0	100.0			Limite Plastico (LP): 16.53
3/4"	19.050	0.0	0.0	0.0	100.0			Indice Plastico (IP): 9.46
1/2"	12.700	0.0	0.0	0.0	100.0			Clasificación(SUCS): CL
3/8"	9.525	0.0	0.0	0.0	100.0			Clasific.(AASHTO): A-4 (8)
1/4"	6.325	0.0	0.0	0.0	100.0			% Humedad: 10.4%
# 4	4.750	1.0	0.4	0.4	99.6			
# 10	2.000	30.5	1.3	1.7	98.3			
# 16	1.190	31.5	1.3	3.1	96.9			
# 20	0.840	40.5	1.7	4.8	95.2			
# 30	0.600	47.5	2.0	6.9	93.1			
# 40	0.420	46.0	2.0	8.8	91.2			
# 50	0.300	38.5	1.6	10.5	89.5			
# 60	0.177	97.5	4.2	14.7	85.3			
# 100	0.150	29.5	1.3	15.9	84.1			
# 200	0.075	1,962.9	84.1	100				
< N° 200 FONDO		2,333.4						
FRACCION		2,333.4						
TOTAL		2,334.4						

CURVA GRANULOMETRICA



UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS  
Ing. Johnny S. Huaman Gimardo  
JEFE

RECTORADO: Av. José Pardo 194 Chimbote / Perú - Telf.: 043 341078 / 342809 / 328034 Fax: 327896  
CIUDAD UNIVERSITARIA: - Los Pinos B s/n. Urb. Los Pinos Telf.: 043 323505 / 326150 / 329486 - Bolognesi Av. Fco. Bolognesi 421 Telf.: 345042  
- Nuevo Chimbote D1 -1 Urb. Las Casuarinas - Telf.: 043 312842 - San Luis Nuevo Chimbote Telf.: 043 319704  
OFICINA CENTRAL DE ADMISION: Esq. Aguirre y Espinar - Telf.: (043) 345899 - www.usanpedro.edu.pe - facebook/ Universidad San Pedro



**USP**  
UNIVERSIDAD SAN PEDRO

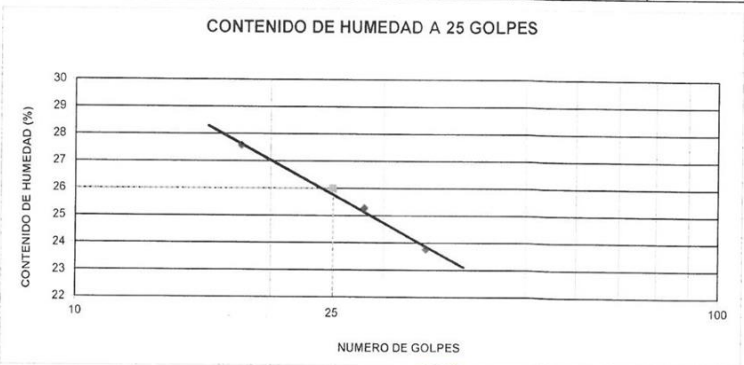
**LIMITES DE CONSISTENCIA-PASA LA MALLA N°40**  
(NORMA AASHTO T-89, T-90, ASTM D 4318)

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS			
OBRA :	"EVALUACION DE LOS PUENTES SOCAVADOS DEL CALLEJON DE HUAYLAS MANCOS, FLORIDA Y TARA - ANCASH"		
SOLICITA :	Bach. Diaz Mejia Michael Rafael		
CANTERA :	TARA	HECHO USP	FECHA 04/08/2016
		FORMATO	

DATOS DE LA MUESTRA	
CALICATA :	N° 01
MUESTRA :	N° 01 SUELOS
PROF. (m)	: 1.50

LIMITE LIQUIDO				
N° TARRO		15	16	33
PESO TARRO + SUELO HUMEDO (g)		58.80	60.09	62.80
PESO TARRO + SUELO SECO (g)		51.90	53.30	55.74
PESO DE AGUA (g)		6.90	6.79	7.06
PESO DEL TARRO (g)		26.88	26.44	26.03
PESO DEL SUELO SECO (g)		25.02	26.86	29.71
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)		27.58	25.28	23.76
NUMERO DE GOLPES		18	28	35

LIMITE PLASTICO				
N° TARRO		29	32	
PESO TARRO + SUELO HUMEDO (g)		32.63	34.12	
PESO TARRO + SUELO SECO (g)		31.79	33.16	
PESO DE AGUA (g)		0.84	0.96	
PESO DEL TARRO (g)		26.72	27.34	
PESO DEL SUELO SECO (g)		5.07	5.82	
CONTENIDO DE DE HUMEDAD (%)		16.57	16.49	



CONSTANTES FISICAS DE LA MUESTRA	
LIMITE LIQUIDO	25.86
LIMITE PLASTICO	16.53
INDICE DE PLASTICIDAD	9.33



UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
FILIAL - HUARAZ  
FACULTAD DE INGENIERIA  
Curso de Ingeniería de Suelos y  
Ensayo de Materiales  
*Ing. Johnny S. Huáman Gutiérrez*  
JEFE

**RECTORADO:** Av. José Pardo 194 Chimbote / Perú - Telf.: 043 341078 / 342809 / 328034 Fax: 327896  
**CIUDAD UNIVERSITARIA:** - Los Pinos B s/n. Urb. Los Pinos Telf.: 043 323505 / 326150 / 329486 - Bolognesi Av. Fco. Bolognesi 421 Telf.: 345042  
 - Nuevo Chimbote D1 -1 Urb. Las Casuarinas - Telf.: 043 312842 - San Luis Nuevo Chimbote Telf.: 043 319704  
**OFICINA CENTRAL DE ADMISIÓN:** Esq. Aguirre y Espinar - Telf.: (043) 345899 - www.usanpedro.edu.pe - facebook/ Universidad San Pedro



**USP**  
UNIVERSIDAD SAN PEDRO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS			
TESIS :	Evaluación De Los Puentes Socavados Del Callejon De Huaylas Mancos, Florida Y Tara - Ancash"		
SOLICITA	Bach. Diaz Mejia Michael Rafael Bach. Principe Mendoza Juan Carlos		
FECHA :	04/08/2016	HECHO:	USP
ELEMENTO :	SUELOS	CANTERA :	TARA ING. J.H.G

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO -MÉTODO DE TERZAGHI-	
<b>Datos:</b>	
Profundidad de desplante, Df, (mts):	1.5
Peso Volumétrico del suelo, Gm (Ton/m3):	1.468
Cohesión del suelo, c, (Ton/m2):	0.2
Angulo de fricción interna del suelo, Fi (grados):	21
Ancho o Radio del cimient; B ó R (mts):	1.0
Tipo de suelo: 1-Arcilloso firme / 2-Arcilloso blando / 3-Arenoso	1
Factor de seguridad, F.S.: (3.5/3.0/2.5)	3.0
<b>Cálculos y Resultados:</b>	
Factores dependientes del ángulo de fricción:	
Factor de cohesión, Nc =	18.92
Factor de sobrecarga, Nq =	8.26
Factor de piso, Ng =	4.31
a) Para cimiento continuo:	
Capacidad de carga última, qc:	
$qc = c \cdot Nc + Gm \cdot Df \cdot Nq + 0.5 \cdot Gm \cdot B \cdot Ng$	
Capacidad de carga admisible, qa:	
$qa = qc / FS$	
$c \cdot Nc = 3.8$	
$Gm \cdot Df \cdot Nq = 18.2$	
$0.5 \cdot g \cdot B \cdot Ng = 3.2$	
$qc, (Ton/m2) = 25.1$	
$qa, (Ton/m2) = 8.4$	
$qa, (Kg/Cm2) = 0.84$	
b) Para cimiento cuadrado:	
Capacidad de carga última, qc:	
$qc = 1.3 \cdot c \cdot Nc + Gm \cdot Df \cdot Nq + 0.4 \cdot Gm \cdot B \cdot Ng$	
Capacidad de carga admisible, qa:	
$qa = qc / FS$	
$1.3 \cdot c \cdot Nc = 4.9$	
$g \cdot Df \cdot Nq = 18.2$	
$0.4 \cdot g \cdot B \cdot Ng = 2.5$	
$qc, (Ton/m2) = 25.6$	
$qa, (Ton/m2) = 8.5$	
$qa, (Kg/Cm2) = 0.85$	



RECTORADO: Av. José Pardo 194 Chimbote / Perú - Telf.: 043 341078 / 342809 / 328034 Fax: 327896  
 CIUDAD UNIVERSITARIA: - Los Pinos B s/n. Urb. Los Pinos Telf.: 043 323505 / 326150 / 329486 - Bolognesi Av. Fco. Bolognesi 421 Telf.: 345042  
 - Nuevo Chimbote D1 -1 Urb. Las Casuarinas - Telf.: 043 312842 - San Luis Nuevo Chimbote Telf.: 043 319704  
 OFICINA CENTRAL DE ADMISIÓN: Esq. Aguirre y Espinar - Telf.: (043) 345899 - www.usanpedro.edu.pe - facebook/ Universidad San Pedro



**USP**  
UNIVERSIDAD SAN PEDRO

c) Para cimiento circular:

Capacidad de carga última,  $q_c$ :  
 $q_c = 1.3c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.6 \cdot G_m \cdot R \cdot N_g$   
Capacidad de carga admisible,  $q_a$ :  
 $q_a = q_c / FS$

$1.3 \cdot c \cdot N_c = 4.9$   
 $g \cdot D_f \cdot N_q = 18.2$   
 $0.6 \cdot g \cdot R \cdot N_g = 3.8$   
 $q_c, (Ton/m^2) = 26.9$   
 $q_a, (Ton/m^2) = 9.0$   
 $q_a, (Kg/Cm^2) = 0.9$



UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
SILVIA - HUARAZ  
FACULTAD DE INGENIERIA  
Laboratorio de Mecánica de Suelos y  
Ensayo de Materiales  
*[Signature]*  
Ing. Jhonny S. Huamán Gil  
JEFE

RECTORADO: Av. José Pardo 194 Chimbote / Perú - Telf.: 043 341078 / 342809 / 328034 Fax: 327896  
CIUDAD UNIVERSITARIA: - Los Pinos B s/n. Urb. Los Pinos Telf.: 043 323505 / 326150 / 329486 - Bolognesi Av. Fco. Bolognesi 421 Telf.: 345042  
- Nuevo Chimbote D1 -1 Urb. Las Casuarinas - Telf.: 043 312842 - San Luis Nuevo Chimbote Telf.: 043 319704  
OFICINA CENTRAL DE ADMISIÓN: Esq. Aguirre y Espinar - Telf.: (043) 345899 - www.usanpedro.edu.pe - facebook/ Universidad San Pedro

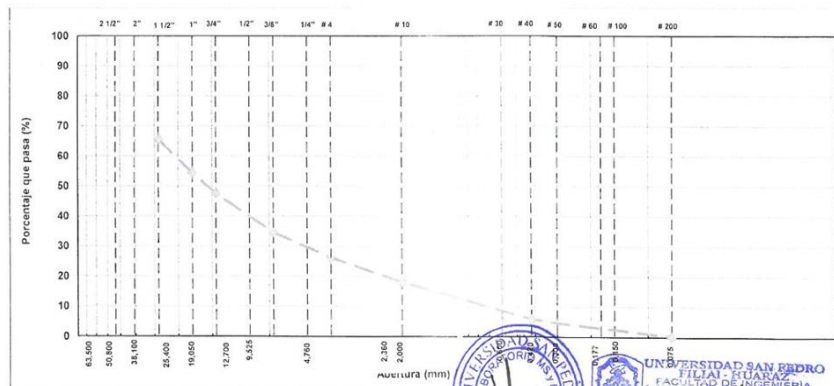




**USP**  
UNIVERSIDAD SAN PEDRO

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO								
(NORMA AASHTO T-27, ASTM D422, MTC E 204)								
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS								
<b>TESIS</b> : " Evaluacion De Los Puentes Socavados Del Callejon De Huaylas Mancos, Florida Y Tara - Ancash" <b>SOLICITA</b> : Bach. Diaz Mejia Michael Rafael Bach. Principe Mendoza Juan Carlos <b>ELEMENTO</b> : Suelos <b>CANTERA</b> : MANCOS (Material de Arrastre) <b>PROG (KM.)</b> : <b>HECHO POR</b> : U.S.P <b>ING. RESP.</b> : J.H.G <b>FECHA</b> : 04-ago-16								
DATOS DE LA MUESTRA								
<b>CALICATA</b> :				<b>TAMAÑO MAXIMO</b> :	4"			
<b>MUESTRA</b> :	01	<b>SUELOS</b>			<b>PESO INICIAL</b> :	32,388.5 g		
<b>KM.</b> :				<b>FRACCION LAVADA SECA</b> :	8,495.5			
<b>PROFUND.</b> :	1.50 MTS							
TAMIZ	AASHTO T-27 (mm)	PESO	RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE % QUE PASA	ESPECIFICACIONES HUSO B	FORMULA DE TRABAJO	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3 1/2"	80.89	1464.5	4.5	4.5	95.5			
3"	76.200	2046.0	6.3	10.8	89.7			
2 1/2"	63.500	3560.5	11.0	21.8	78.2			%Peso Piedra: 69.2%
2"	50.800	1296.5	4.0	25.8	74.2			% Peso arena: 30.8%
1 1/2"	38.100	2,802.0	8.7	34.5	65.5			Limite Liquido (LL): 29.94
1"	25.400	3616.0	11.2	45.7	54.3			Limite Plastico (LP): 20.58
3/4"	19.050	2203.5	6.8	52.5	47.5			Indice Plastico (IP): 9.36
1/2"	12.700	2969.0	9.2	61.6	38.4			Clasificacion(SUCS): GP
3/8"	9.525	1245.5	3.8	65.5	34.5			Clasific (AASHTO): A-2-4 (0)
1/4"	6.325	1697.5	5.2	70.7	29.3			% Humedad: -
# 4	4.760	992.0	3.1	73.8	26.2			
# 10	2.000	2634.0	8.1	81.9	18.1			
# 16	1.190	1689.5	5.2	87.1	12.9			
# 20	0.840	877.0	2.7	89.8	10.2			
# 30	0.600	794.0	2.5	92.3	7.7			OBSERVACIONES :
# 40	0.420	620.0	1.9	94.2	5.8			
# 50	0.300	655.5	2.0	96.2	3.8			
# 60	0.177	640.5	2.0	98.2	1.8			
# 100	0.150	341.5	1.1	99.2	0.8			
# 200	0.075	169.5	0.5	99.8	0.2			
< N° 200	FONDO	74.0	0.2	100				
<b>FRACCION</b>		8,495.5						
<b>TOTAL</b>		32,388.5						

CURVA GRANULOMETRICA



UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
FILIAL HUARAZ  
FACULTAD DE INGENIERIA  
Laboratorio de Mecanica de Suelos y  
Asesores de Materiales  
Ing. Jhonny S. Huanan Girono  
JEFE

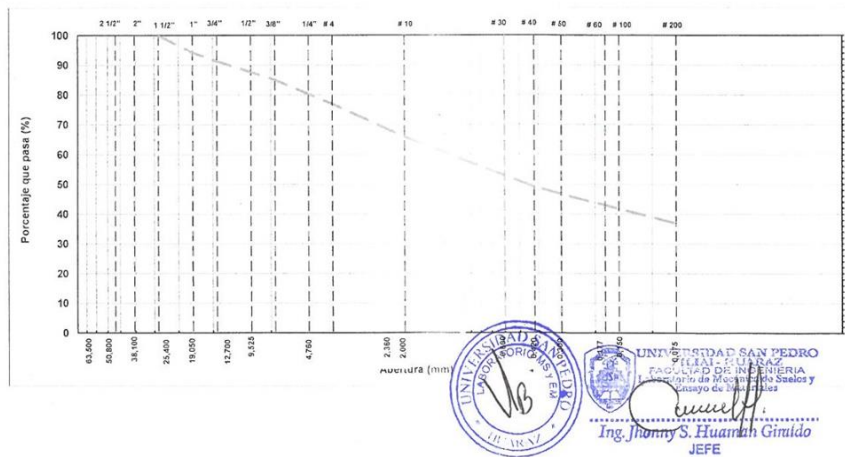
RECTORADO: Av. José Pardo 194 Chimbote / Perú - Telf.: 043 341078 / 342809 / 328034 Fax: 327896  
 CIUDAD UNIVERSITARIA: - Los Pinos B s/n. Urb. Los Pinos Telf.: 043 323505 / 326150 / 329486 - Bolognesi Av. Fco. Bolognesi 421 Telf.: 345042  
 - Nuevo Chimbote D1 -1 Urb. Las Casuarinas - Telf.: 043 312842 - San Luis Nuevo Chimbote Telf.: 043 319704  
 OFICINA CENTRAL DE ADMISION: Esq. Aguirre y Espinar - Telf.: (043) 345899 - www.usanpedro.edu.pe - facebook/ Universidad San Pedro



**USP**  
UNIVERSIDAD SAN PEDRO

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO									
(NORMA AASHTO T-27, ASTM D422, MTC E 204)									
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS									
TESIS : " Evaluacion De Los Puentes Socavados Del Callejon De Huaylas Mancos, Florida Y Tara - Ancash"									
SOLICITA : Bach. Diaz Mejia Michael Rafael									
Bach. Principe Mendoza Juan Carlos									
ELEMENTO :	Suelos			HECHO POR :			U.S.P		
CANTERA :	MANCOS			ING. RESP. :			J.H.G		
PROG.(KM.) :				FECHA :			04-ago-16		
DATOS DE LA MUESTRA									
CALICATA :	01			TAMAÑO MAXIMO :			1 1/2"		
MUESTRA :	01 SUELOS			PESO INICIAL :			2,251.4 g		
KM. :				FRACCION LAYADA SECA :			1,731.9		
PROFUND. :	1.50 MTS								
TAMIZ	AASHTO T-27 (mm)	PESO RETENIDO	FORCENTAJE RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	FORCENTAJE % QUE PASA	ESPECIFICACIONES HUSO B	FORMULA DE TRABAJO	DESCRIPCION DE LA MUESTRA	
3 1/2"	80.89							%Peso Piedra: 23.1%	
3"	76.200							% Peso arena: 76.9%	
2 1/2"	63.500	0.0	0.0	0.0	100.0			Limite Liquido (LL): 27.74	
2"	50.800	0.0	0.0	0.0	100.0			Limite Plastico (LP): 18.41	
1 1/2"	38.100	0.0	0.0	0.0	100.0			Indice Plastico (IP): 9.32	
1"	25.400	129.5	5.8	5.8	94.2			Clasificacion(SUCS): SC	
3/4"	19.050	66.0	2.9	8.7	91.3			Clasific.(AASHTO): A-4 (0)	
1/2"	12.700	82.5	3.7	12.3	87.7			% Humedad: 11.4%	
3/8"	9.525	58.0	2.6	14.9	85.1				
1/4"	6.325	109.0	4.8	19.8	80.2				
# 4	4.760	74.5	3.3	23.1	76.9				
# 10	2.000	249.0	11.1	34.1	65.9				
# 16	1.190	137.5	6.1	40.2	59.8				
# 20	0.840	72.5	3.2	43.5	56.5				
# 30	0.600	83.0	3.7	47.1	52.9				
# 40	0.420	84.0	3.7	50.9	49.1				
# 50	0.300	80.5	3.6	54.5	45.5				
# 60	0.177	54.0	2.4	56.9	43.1				
# 100	0.150	103.0	4.6	61.4	38.6				
# 200	0.075	37.0	1.6	63.1	36.9				
< N° 200	FONDO	831.4	36.9	100					
FRACCION TOTAL		1,731.9							
TOTAL		2,251.4							

CURVA GRANULOMETRICA



UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
FACULTAD DE INGENIERIA  
Ing. Johnny S. Huamán Gimido  
JEFE

RECTORADO: Av. José Pardo 194 Chimbote / Perú - Telf.: 043 341078 / 342809 / 328034 Fax: 327896  
CIUDAD UNIVERSITARIA: - Los Pinos B s/n. Urb. Los Pinos Telf.: 043 323505 / 326150 / 329486 - Bolognesi Av. Fco. Bolognesi 421 Telf.: 345042  
- Nuevo Chimbote D1 -1 Urb. Las Casuarinas - Telf.: 043 312842 - San Luis Nuevo Chimbote Telf.: 043 319704  
OFICINA CENTRAL DE ADMISION: Esq. Aguirre y Espinar - Telf.: (043) 345899 - www.usanpedro.edu.pe - facebook/ Universidad San Pedro



**USP**  
UNIVERSIDAD SAN PEDRO

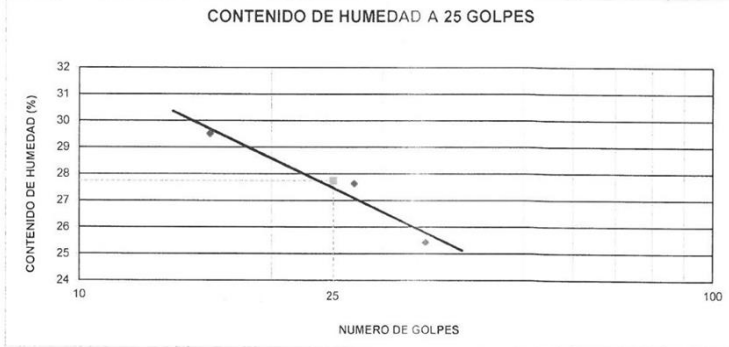
**LIMITES DE CONSISTENCIA-PASA LA MALLA N°40**  
(NORMA AASHTO T-89, T-90, ASTM D 4318)

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS			
OBRA :	"EVALUACION DE LOS PUENTES SOCACAVADOS DEL CALLEJON DE HUAYLAS MANCOS , FLORIDA Y TARA - ANCASH"		
SOLICITA :	Bach. Diaz Mejia Michael Rafael Bach. Principe Mendoza Juan Carlos		
CANTERA :	MANCOS	HECHO USP	FECHA 04/08/2016
		FORMATO	

DATOS DE LA MUESTRA	
CALICATA	: N° 01
MUESTRA	: N° 01 SUELOS
PROF. (m)	: 1.50

LIMITE LIQUIDO				
N° TARRO		6	31	25
PESO TARRO + SUELO HUMEDO (g)		66.55	62.34	59.42
PESO TARRO + SUELO SECO (g)		58.51	54.61	51.58
PESO DE AGUA (g)		8.04	7.73	7.84
PESO DEL TARRO (g)		31.27	26.63	20.75
PESO DEL SUELO SECO (g)		27.24	27.98	30.83
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)		29.52	27.63	25.43
NUMERO DE GOLPES		16	27	35

LIMITE PLASTICO				
N° TARRO		9	10	
PESO TARRO + SUELO HUMEDO (g)		30.77	30.78	
PESO TARRO + SUELO SECO (g)		30.05	30.06	
PESO DE AGUA (g)		0.72	0.72	
PESO DEL TARRO (g)		26.15	26.14	
PESO DEL SUELO SECO (g)		3.90	3.92	
CONTENIDO DE DE HUMEDAD (%)		18.48	18.37	



CONSTANTES FISICAS DE LA MUESTRA	
LIMITE LIQUIDO	27.74
LIMITE PLASTICO	18.41
INDICE DE PLASTICIDAD	9.33



UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
FILIAL - HUAYAZ  
FACULTAD DE INGENIERIA  
Laboratorio de Mecánica de Suelos y  
Ensayo de Materiales  
*Ing. Johnny S. Huayán Gin.*  
JEFE

**RECTORADO:** Av. José Pardo 194 Chimbote / Perú - Telf.: 043 341078 / 342809 / 328034 Fax: 327896  
**CIUDAD UNIVERSITARIA:** - Los Pinos B s/n. Urb. Los Pinos Telf.: 043 323505 / 326150 / 329486 - Bolognesi Av. Fco. Bolognesi 421 Telf.: 345042  
 - Nuevo Chimbote D1 -1 Urb. Las Casuarinas - Telf.: 043 312842 - San Luis Nuevo Chimbote Telf.: 043 319704  
**OFICINA CENTRAL DE ADMISIÓN:** Esq. Aguirre y Espinar - Telf.: (043) 345899 - www.usanpedro.edu.pe - facebook/ Universidad San Pedro



**USP**  
UNIVERSIDAD SAN PEDRO

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS			
TESIS	: Evaluacion De Los Puentes Socavados Del Callejon De Huaylas Mancos, Florida Y Tara - Ancash*		
SOLICITA	Bach. Diaz Mejia Michael Rafael Bach. Principe Mendoza Juan Carlos		
FECHA	: 04/09/2016	HECHO:	USP
ELEMENTO	: SUELOS	CANTERA:	MANCOS
		ING. J.H.G	

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO -MÉTODO DE TERZAGHI-	
<b>Datos:</b>	
Profundidad de desplante, Df (mts):	1.5
Peso Volumétrico del suelo, Gm (Ton/m <sup>3</sup> ):	1.57
Cohesión del suelo, c, (Ton/m <sup>2</sup> ):	0.1
Angulo de fricción interna del suelo, Fi (grados):	27
Ancho o Radio del ciminto: B ó R (mts):	1.0
Tipo de suelo: 1-Arcilloso firme / 2-Arcilloso blando / 3-Arenoso	2
Factor de seguridad, F.S.: (3.5 / 3.0 / 2.5)	3.0
<b>Cálculos y Resultados:</b>	
Factores dependientes del ángulo de fricción: Para suelo arcilloso blando o arenoso:	
Factor de cohesión, Nc =	29.24
Factor de sobrecarga, Nq =	15.90
Factor de piso, Ng =	11.60
	c=2/3c= 0.03
	N' c= 2/3N' c= 19.49
	N' q= 2/3N' q= 10.60
	N' g= 2/3N' g= 7.73
Para todo ciminto:	
Capacidad de carga última, qc:	
$qc = c' \cdot N' c + Gm \cdot Df \cdot N' q + 0.5 \cdot Gm \cdot B \cdot N' g$	
Capacidad de carga admisible, qa:	
$qa = qc / FS$	
c' * N' c = 0.6	
g * Df * N' q = 25.0	
0.5 * g * B * N' g = 6.1	
qc, (Ton/m <sup>2</sup> ) = 31.7	
qa, (Ton/m <sup>2</sup> ) = 10.6	
qa, (Kg/cm <sup>2</sup> ) = 1.06	
RECOMENDACIONES:	



UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
CALLE HUAYLAS  
FACULTAD DE INGENIERIA  
Laboratorio de Mecánica de Suelos y  
Ensayo de Materiales  
Ing. Johnny S. Huaman G. Jefe

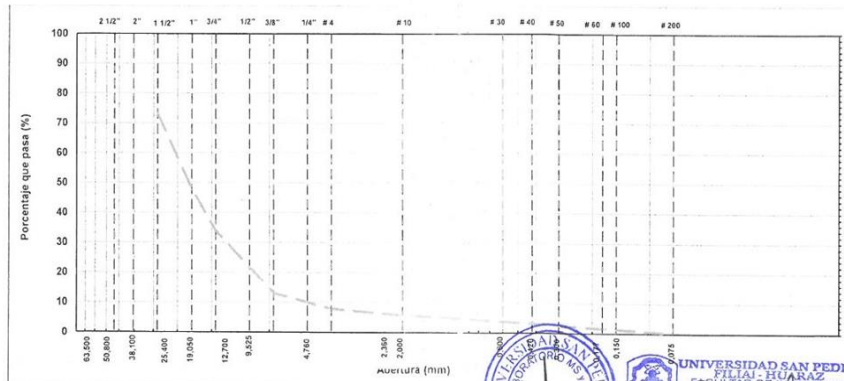
RECTORADO: Av. José Pardo 194 Chimbote / Perú - Telf.: 043 341078 / 342809 / 328034 Fax: 327896  
CIUDAD UNIVERSITARIA: - Los Pinos B s/n. Urb. Los Pinos Telf.: 043 323505 / 326150 / 329486 - Bolognesi Av. Fco. Bolognesi 421 Telf.: 345042  
- Nuevo Chimbote D1 -1 Urb. Las Casuarinas - Telf.: 043 312842 - San Luis Nuevo Chimbote Telf.: 043 319704  
OFICINA CENTRAL DE ADMISION: Esq. Aguirre y Espinar - Telf.: (043) 345899 - www.usanpedro.edu.pe - facebook/ Universidad San Pedro



**USP**  
UNIVERSIDAD SAN PEDRO

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO									
(NORMA AASHTO T-27, ASTM D422, MTC E 204)									
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETOS Y PAVIMENTOS									
TESIS : " Evaluacion De Los Puentes Socavados Del Callejon De Huaylas Mancos, Florida Y Tara - Ancash"									
SOLICITA : Bach. Diaz Mejia Michael Rafael									
Bach. Principe Mendoza Juan Carlos									
ELEMENTO : Suelos									
CANTERA : FLORIDA (MATERIAL DE ARRASTRE)									
PROG.(KM.) :									
					HECHO POR : U.S.P				
					ING. RESP. : J.H.G				
					FECHA : 04-ago-16				
DATOS DE LA MUESTRA									
CALICATA : -									
MUESTRA : 01 SUELOS									
TAMAÑO MAXIMO : 4"									
KM. :									
PESO INICIAL : 26,079.0 g									
PROFUND. : 1.50 MTS									
FRACCION LAVADA SECA : 2,076.0									
TAMIZ (mm)	AASHTO T-27	PESO	FORCENTAJE	RETENIDO	ACUMULADO	PORCENTAJE % QUE PASA	EQUIVALENCIAS HUSO B	FORMULA DE TRABAJO	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3 1/2"	60.89	927.0	3.6	3.6	96.4				
3"	76.200	850.0	3.3	6.8	93.2				
2 1/2"	63.500	503.0	1.9	8.7	91.3				%Peso Piedra: 88.5%
2"	50.800	710.5	2.7	11.5	88.5				% Peso arena: 11.5%
1 1/2"	38.100	4,001.0	15.3	26.8	73.2				Limite Liquido (LL): 29.94
1"	25.400	6576.0	25.2	52.0	48.0				Limite Plastico (LP): 20.58
3/4"	19.050	3697.5	14.2	66.2	33.8				Indice Plastico (IP): 9.36
1/2"	12.700	4244.0	16.3	82.5	17.5				Clasificaci3n(SUCS): CP
3/8"	9.525	1149.5	4.4	86.9	13.1				Clasificaci3n(AASHTO): A-2-4 (6)
1/4"	6.325	960.0	3.7	90.6	9.4				% Humedad: -
# 4	4.760	384.0	1.5	92.0	8.0				
# 10	2.000	541.0	2.1	94.1	5.9				
# 16	1.190	176.5	0.7	94.8	5.2				
# 20	0.840	102.5	0.4	95.2	4.8				
# 30	0.600	127.0	0.5	95.7	4.3				
# 40	0.420	298.0	1.1	96.8	3.2				
# 50	0.300	218.0	0.8	97.6	2.4				
# 60	0.177	159.5	0.6	98.3	1.7				
# 100	0.150	254.0	1.0	99.2	0.8				
# 200	0.075	146.0	0.6	99.8	0.2				
< N° 200	FONDO	53.5	0.2	100					
FRACCI3N		2,076.0							
TOTAL		26,078.5							

CURVA GRANULOMETRICA



UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
FACULTAD DE INGENIERIA  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y  
ENSAJO DE MATERIALES  
Ing. Morisy S. Huaman G...  
JEFE

RECTORADO: Av. José Pardo 194 Chimbote / Perú - Telf.: 043 341078 / 342809 / 328034 Fax: 327896  
CIUDAD UNIVERSITARIA: - Los Pinos B s/n. Urb. Los Pinos Telf.: 043 323505 / 326150 / 329486 - Bolognesi Av. Fco. Bolognesi 421 Telf.: 345042  
- Nuevo Chimbote D1 -1 Urb. Las Casuarinas - Telf.: 043 312842 - San Luis Nuevo Chimbote Telf.: 043 319704  
OFICINA CENTRAL DE ADMISI3N: Esq. Aguirre y Espinar - Telf.: (043) 345899 - www.usanpedro.edu.pe - facebook/ Universidad San Pedro



**USP**  
UNIVERSIDAD SAN PEDRO

**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**  
(NORMA AASHTO T-27, ASTM D422, MTC E 204)

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS DE CONCRETOS Y PAVIMENTOS

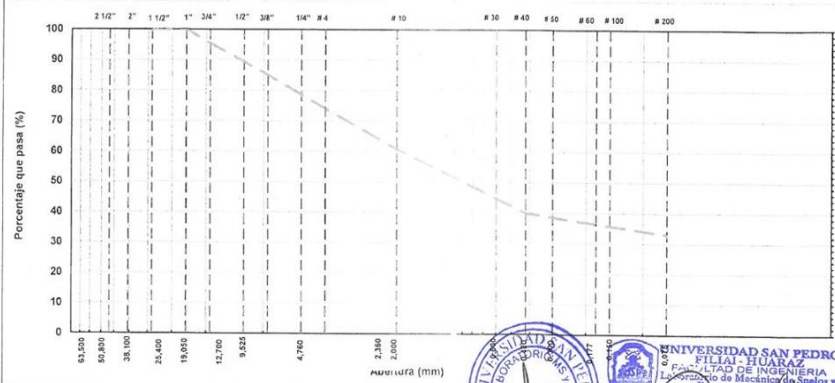
TESIS : " Evaluacion De Los Puentes Socavados Del Callejon De Huaylas Mancos, Florida Y Tara - Ancash"  
SOLICITA : Bach. Diaz Mejia Michael Rafael  
Bach. Principe Mendoza Juan Carlos  
ELEMENTO : Suelos  
CANTERA : FLORIDA  
PROG (KM.) :  
HECHO POR : U.S.P  
ING. RESP. : J.H.G  
FECHA : 04-ago-16

**DATOS DE LA MUESTRA**

CALICATA : 01  
MUESTRA : 01 SUELOS  
KM. :  
PROFUND. : 1.50 MTS  
TAMAÑO MAXIMO : 1"  
PESO INICIAL : 2,470.4 g  
FRACCION LAVADA SECA : 1,829.7

TAMIZ	AASHTO T-27 (mm)	PESO RETENIDO	PORCENTAJE RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE % QUE PASA	ESPECIFICACIONES HUSO B	FORMULA DE TRABAJO	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3 1/2"	80.89							
3"	76.200							
2 1/2"	63.500	0.0	0.0	0.0	100.0			%Peso Piedra: 25.9%
2"	50.800	0.0	0.0	0.0	100.0			% Peso arena: 74.1%
1 1/2"	38.100	0.0	0.0	0.0	100.0			Limite Liquido (LL): 26.58
1"	25.400	0.0	0.0	0.0	100.0			Limite Plastico (LP): 19.38
3/4"	19.050	114.5	4.6	4.6	95.4			Indice Plastico (IP): 7.20
1/2"	12.700	158.5	6.4	11.1	88.9			Clasificaci(SUCS): SC
3/8"	9.525	97.0	3.9	15.0	85.0			Clasific (AASHTO): A-2-4 (0)
1/4"	6.325	157.5	6.4	21.4	78.6			% Humedad: 1.2%
# 4	4.750	113.0	4.6	25.9	74.1			
# 10	2.000	329.0	13.3	39.2	60.8			
# 16	1.190	202.5	8.2	47.4	52.6			
# 20	0.840	110.5	4.5	51.9	48.1			
# 30	0.600	113.5	4.6	56.5	43.5			
# 40	0.420	90.5	3.7	60.2	39.8			
# 50	0.300	68.0	2.8	62.9	37.1			
# 60	0.177	36.5	1.5	64.4	35.6			
# 100	0.150	53.3	2.2	66.6	33.4			
# 200	0.075	12.0	0.5	67.0	33.0			
< N° 200 FONDO		813.9	32.9	100				
FRACCION		1,829.7						
TOTAL		2,470.2						

CURVA GRANULOMETRICA



UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
FILIAL HUARAZ  
FACULTAD DE INGENIERIA  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIAS  
Ing. Jeany S. Huaman G...  
JEFE

RECTORADO: Av. José Pardo 194 Chimbote / Perú - Telf.: 043 341078 / 342809 / 328034 Fax: 327896  
CIUDAD UNIVERSITARIA: - Los Pinos B s/n. Urb. Los Pinos Telf.: 043 323505 / 326150 / 329486 - Bolognesi Av. Fco. Bolognesi 421 Telf.: 345042  
- Nuevo Chimbote D1 -1 Urb. Las Casuarinas - Telf.: 043 312842 - San Luis Nuevo Chimbote Telf.: 043 319704  
OFICINA CENTRAL DE ADMISION: Esq. Aguirre y Espinar - Telf.: (043) 345899 - www.usanpedro.edu.pe - facebook/ Universidad San Pedro



**USP**  
UNIVERSIDAD SAN PEDRO

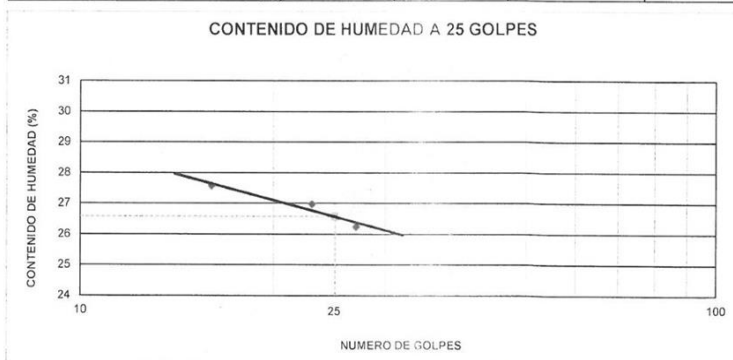
**LIMITES DE CONSISTENCIA-PASA LA MALLA N°40**  
(NORMA AASHTO T-89, T-90, ASTM D 4318)

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS			
OBRA :	"EVALUACION DE LOS PUENTES SOCAVADOS DEL CALLEJÓN DE HUAYLAS MANCOS , FLORIDA Y TARA - ANCASH"		
SOLICITA :	Bach. Diaz Mejia Michael Rafael Bach. Principe Mendoza Juan Carlos		
CANTERA :	FLORIDA	HECHO USP	04/08/2016
		FECHA	
		FORMATO	

DATOS DE LA MUESTRA	
CALICATA :	N° 01
MUESTRA :	N° 01 SUELOS
PROF. (m) :	1.50

LIMITE LIQUIDO				
N° TARRO		12	11	26
PESO TARRO + SUELO HUMEDO (g)		62.83	61.92	60.52
PESO TARRO + SUELO SECO (g)		55.13	54.33	53.45
PESO DE AGUA (g)		7.70	7.59	7.07
PESO DEL TARRO (g)		27.21	26.20	26.50
PESO DEL SUELO SECO (g)		27.92	28.13	26.95
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)		27.58	26.98	26.23
NUMERO DE GOLPES		16	23	27

LIMITE PLASTICO				
N° TARRO		14	27	
PESO TARRO + SUELO HUMEDO (g)		33.51	33.50	
PESO TARRO + SUELO SECO (g)		32.49	32.39	
PESO DE AGUA (g)		1.02	1.11	
PESO DEL TARRO (g)		27.18	26.71	
PESO DEL SUELO SECO (g)		5.31	5.68	
CONTENIDO DE DE HUMEDAD (%)		19.21	19.54	



CONSTANTES FISICAS DE LA MUESTRA	
LIMITE LIQUIDO	26.53
LIMITE PLASTICO	19.06
INDICE DE PLASTICIDAD	7.20




Ing. Johnny S. Huamán Grijaldo  
JEFE

**RECTORADO:** Av. José Pardo 194 Chimbote / Perú - Telf.: 043 341078 / 342809 / 328034 Fax: 327896  
**CIUDAD UNIVERSITARIA:** - Los Pinos B s/n. Urb. Los Pinos Telf.: 043 323505 / 326150 / 329486 - Bolognesi Av. Fco. Bolognesi 421 Telf.: 345042  
 - Nuevo Chimbote D1 -1 Urb. Las Casuarinas - Telf.: 043 312842 - San Luis Nuevo Chimbote Telf.: 043 319704  
**OFICINA CENTRAL DE ADMISION:** Esq. Aguirre y Espinar - Telf.: (043) 345899 - www.usanpedro.edu.pe - facebook/ Universidad San Pedro



**USP**  
UNIVERSIDAD SAN PEDRO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS			
TESIS :	Evaluación De Los Puentes Socavados Del Callejon De Huaylas Mancos, Florida Y Tara - Ancash"		
SOLICITA	Bach. Díaz Mejía Michael Rafael Bach. Príncipe Mendoza Juan Carlos		
FECHA :	04/08/2016	HECHO:	USP
ELEMENTO :	SUELOS	CANTERA :	FLORIDA ING. J.H.G

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO -MÉTODO DE TERZAGHI-	
<b>Datos:</b>	
Profundidad de desplante, Df, (mts):	1.5
Peso Volumétrico del suelo, Gm (Ton/m3):	1.59
Cohesión del suelo, c, (Ton/m2):	0.1
Ángulo de fricción interna del suelo, Fi (grados):	27
Ancho o Radio del cimiento; B ó R (mts):	1.0
Tipo de suelo: 1-Arcilloso firme / 2-Arcilloso blando / 3-Arenoso	2
Factor de seguridad, F.S.: (3.5 / 3.0 / 2.5)	3.0
<b>Cálculos y Resultados:</b>	
Factores dependientes del ángulo de fricción: Para suelo arcilloso blando o arenoso:	
Factor de cohesión, Nc =	29.24
Factor de sobrecarga, Ng =	15.90
Factor de piso, Nq =	11.60
	c' = 2/3c = 0.03
	N' c = 2/3N' c = 19.49
	N' q = 2/3N' q = 10.60
	N' g = 2/3N' g = 7.73
Para todo cimiento:	
Capacidad de carga última, qc:	
$qc = c' \cdot N' c + Gm \cdot Df \cdot N' q + 0.5 \cdot Gm \cdot B \cdot N' g$	
Capacidad de carga admisible; qa:	
$qa = qc / FS$	
c' * N' c = 0.6	
g * Df * N' q = 25.3	
0.5 * g * B * N' g = 6.1	
qc, (Ton/m2) = 32.1	
qa, (Ton/m2) = 10.7	
qa, (Kg/cm2) = 1.07	
RECOMENDACIONES:	



UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
FILIAL HUARAZ  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos  
Ing. *Guillermo S. Huaman*  
JEFE

RECTORADO: Av. José Pardo 194 Chimbote / Perú - Telf.: 043 341078 / 342809 / 328034 Fax: 327896  
CIUDAD UNIVERSITARIA: - Los Pinos B s/n. Urb. Los Pinos Telf.: 043 323505 / 326150 / 329486 - Bolognesi Av. Fco. Bolognesi 421 Telf.: 345042  
- Nuevo Chimbote D1 -1 Urb. Las Casuarinas - Telf.: 043 312842 - San Luis Nuevo Chimbote Telf.: 043 319704  
OFICINA CENTRAL DE ADMISIÓN: Esq. Aguirre y Espinar - Telf.: (043) 345899 - www.usanpedro.edu.pe - facebook/ Universidad San Pedro



**ANEXO 2**  
**RESISTENCIA DEL CONCRETO**

### ESCLEROMETRIA

SOLICITA : Bach. Diaz Mejia, Michael Rafael  
Bach. Principe Mendoza, Juan carlos

PROYECTO: " Evaluacion de los Puentes con socavacion, Ubicados En La Provincia De Yungay - Ancash"

LUGAR: Mancos , Marcara, Tara

FECHA: 21/09/2016

ELEMENTO		F°C (Promedio)	OBSERVACIONES
N°	DESCRIPCION	Kg./Cm2	CARACTERISTICAS
1	PILOTE, DEL PUENTE TARA	224	El ensayo se realizo en el sector caserio de Tara, pilote de concreto del puente tara carretera Huaraz - Caraz.
2	ZAPATA, PUENTE FLORIDA	173	El ensayo se realizo en el sector distrito de marcara , zapata del puente florida carretera Huaraz - Caraz.
3	ESTRIBO, DEL PUENTE MANCOS	204	El ensayo se realizo en el sector Mancos, Estribo del puente mancos carretera Huaraz - Caraz.

ESPECIFICACIONES: El ensayo corresponde a la norma de diseño ASTM-C - 805 cada punto consta de 12 rebotes con instrumento esclerometro



UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
FILIAL HUARAZ  
FAACULTAD DE INGENIERIA  
Laboratorio de Mecánica de Suelos y  
Ensayo de Materiales  
Ing. Jhonny S. Huamar Giraldo  
JEFE



PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

Viceministerio  
de Transportes

Provías Nacional

"Decenio de las Personas con Discapacidad en el Perú"  
"Año de la Consolidación del Mar de Grau"

INFORME N° 051 – 2016.UGDV-CAS. INGENIERO DE DERECHO DE VIA REGION II - DJMS.

A : MICHAEL RAFAEL DIAZ MEJIA  
Bach. Ing. Civil – Universidad San Pedro de Chimbote

DE : ING. DONNY JORGE MENDOZA SALAZAR  
Ingeniero Para la Custodia del Derecho de Vía Región II – (Ancash – La Libertad)  
Zonal VI – Ancash - Huaráz

ASUNTO : Uso de Derecho de Vía, para ensayo de Diamantina en los Puentes: Mancos, Florida y Tara ubicados en la Carretera: Huaráz – Caráz Ruta PE-3N Departamento de Ancash.

REFERENCIA : a.- Hoja de Trámite N° E- 085874-2016/ANCASH

FECHA : Huaraz, 09 de Setiembre del 2,016

De mi mayor consideración:

Tengo el agrado de dirigirme a usted, en atención a los documentos de la Referencia (a.)

Al respecto esta Unidad de custodia de Derecho de vía Región II, expresa su opinión técnica referente al tema, donde se pretende realizar pruebas de diamantina en los puentes: **Mancos, Florida y Tara**, ubicados en la Carretera: Huaráz – Caráz Ruta PE 3N, La Diamantina es aquella perforación que se hace utilizando una broca diamantada para perforar la roca o concreto obteniendo un testigo de la misma, el cual es extraído, registrado y colocado en cajas porta-testigos para debida protección y almacenamiento dentro del almacén de testigos (Coreshak). Para la perforación se usa brocas diamantadas pues el diamante es el material existente con mayor dureza, lo cual le permite actuar como herramienta de corte con gran efectividad para cortar el concreto, pudiendo causar daños a la armadura de la superestructura de los puentes en evaluación.

CONCLUSIÓN:

Finalmente **NO ES FACTIBLE** realizar ensayo de perforación de diamantina, debido a que podría vulnerar parte la armadura de aceros de refuerzo vertical y horizontal del puente, pudiendo causar daños irreversibles al diseño estructural de los puentes analizar, se podría autorizar otros tipos de ensayos no destructivos para estudios de investigación, se hace entrega del expediente presentado.

ANEXOS:

01 Expediente en original  
01 Hoja de trámite PVN - ANCASH

Atentamente

DJMS.  
C.c.  
Archivo

  
**Ing. Donny Mendoza Salazar**  
INGENIERO CIVIL  
R. CIP. 168423  
UNIDAD GERENCIAL DE DERECHO DE VIA

Jr. Carlos Valenzuela N° 990 - Huaráz

[www.proviasnac.gob.pe](http://www.proviasnac.gob.pe)

Jirón Zorritos 1203  
Lima, Lima 01 Perú  
(511) 615-7800



N° Expediente  
E-085874-2016/ANCASH



HOJA DE TRÁMITE

DOCUMENTO ORIGEN

Remitente : DIAZ MEJIA MICHAEL  
 Tipo Documento : SOLICITUD  
 Nro. Documento : S/N  
 Ref. MTC :  
 Expedientes Enlazados :  
 Asunto : USO DE DERECHO DE VIA

Recepción : 22/08/2016  
 Nro. Liquidación :  
 Comisión :  
 Tipo Trámite : OTROS

Org. Copia	Origen	Remitido A	Acc	Fecha	N° Documento	N° F.	Estado	Firma
ORIG	ZN6	ZN6 ARIELA YLSINDA, TREVEJO SOTO 22/08/2016 16:23, JESUS CESAR, AGUILAR CALLAN 22/08/2016 09:13, ARIELA YLSINDA, TREVEJO SOTO 23/08/2016 16:13	01	22/08/2016 16:22	S/N	1	EN PROCESO	CPEÑARANDA
		- <i>Caracali de Puerto</i>		<i>23/08/2016</i>				<i>A</i>
		- <i>Ing. Donny</i>						

SUB DOCUMENTOS

Área	Documento	Tipo	Cantidad	Descripción
ZN6	S/N	ANILLADOS A4	1	DEL 001-143 FOLIOS

ACCIÓN 19

*Tramitar documento. / Atención a Ing. Donny*

OBSERVACIONES

- Tipos de Acción :
- 01. Tramite
  - 06. Muy urgente
  - 11. Preparar Respuesta
  - 16. Ejecución
  - 21. Según Solicitado
  - 02. Adjuntar Antecedentes
  - 07. Gest. V° B° y/o Firma
  - 12. Proyectar Resolución
  - 17. Revisar y Coordinar
  - 22. Informe inmediato
  - 03. Agregar al Expediente
  - 08. Opinar y/o Firma
  - 13. Estudio y/o Analisis
  - 18. Seguimiento
  - 23. Respuesta Directa
  - 04. Archivar
  - 09. Notificar al Interesado
  - 14. Conocimiento y Fines
  - 19. Otros
  - 24. Visación
  - 05. Devolver al Interesado
  - 10. Por Corresponderle
  - 15. Recomendación
  - 20. Atención
  - 25. Aprobación
  - 26. Transcribir

Nota: La presente hoja de trámite no debe desprenderse del documento que la originó

**ANEXO 3**  
**CALCULOS HIDRAULICOS**

## MODELAMIENTO DEL PUENTE MANCOS:

### PRECIPITACION MAXIMA: PUENTE MANCOS

Estación: Yungay, Tipo Convencional - Meteorológica													
Departamento: ANCASH			Provincia: YUNGAY			Distrito: YUNGAY			Ir: 2015 - 02				
Latitud:			Longitud:			Altitud: 2496							
Día/mes/año	Temp. Max(°c)	Temp. Min(°c)	Temperatura Bulbo			Temperatura Bulbo			Precipitación		Velc.d el Viento	Velc.del Viento( m/s)	
			07	13	19	07	13	19	07	19			
01-02-15	23.8	5	15.2	23.8	12.6	14	15.8	11		0	NE	4	
02-02-15	25.4	4.6	14.8	25	12.2	13.8	15.4	10.4	2.5	0	NE	2	
03-02-15	25	4.8	15	24.6	12.8	13.6	15	11.6	0	0	NE	4	
04-02-15	25.6	5.2	15.4	25.2	13	14.2	14.6	11.8	4.3	0	NE	2	
05-02-15	25.8	5.6	15.2	25.6	13.4	13.8	15.4	12.6	0	10.4	NE	2	
06-02-15	22.6	5	14	22.2	12.8	13.4	15.8	12.2	12.9	5.3	C		
07-02-15	22	5.4	14.2	21.8	12	13.8	16.2	11.4	19.8	8.7	C		
08-02-15	21.4	5.2	14.8	21	12.2	14	15.6	11.2	0	0	C		
09-02-15	20.2	4.6	14	20.2	11.8	13	15.4	10	0	0	C		
10-02-15	20.8	6	14.4	20.6	12.2	13.2	15	10.6	0	0	C		
11-02-15	24.4	4.4	13.8	24	12	12.8	15.2	10.2	0	0	C		
12-02-15	25.4	4.8	14.2	24.8	12.6	12.8	14.8	10.4	0	0	NE	2	
13-02-15	24.8	5.2	14.6	24.2	13.4	13.2	15	12.2	0	1.5	NE	2	
14-02-15	24	4.6	14.4	23.6	13	13.6	15.2	12	0	1.1	C		
15-02-15	24.4	5	15.2	23.8	13.2	14	15.4	12.4	14.8	16.9	C		
16-02-15	24.6	5.4	14.8	24.4	12.8	14.2	15	11.6	0	0	C		
17-02-15	25	5.2	15.2	24.8	12.4	13.8	15.2	10.4	0	0	NE	2	
18-02-15	24.6	4.8	15	24.2	13	13.6	14.8	11.2	0	0	C		
19-02-15	22.4	5	15.4	21.6	13.4	14	15.2	11	0	0	NE	2	
20-02-15	22.8	5.6	15.2	22.4	13	13.6	14.6	11.4	0	0	NE	2	
21-02-15	22.4	5.2	14.8	22	12.6	13.4	15	10.8	0	0	C		
22-02-15	24	5	15	23.6	13.2	13	14.4	10.2	0	0	NE	2	
23-02-15	24.6	5.4	15.4	24.2	13.6	14.2	14.8	12.4	8.5	1.2	C		
34-02-15	19.4	5.8	14.8	19.4	13	14	15.2	12.8	2.4	1.1	C		
25-02-15	19.2	5.2	15	19	12.6	14.4	15.6	11.8	3.1	1.2	C		
26-02-15	19.8	4.8	13.6	18.8	12.2	12.6	15	11.2	0	0	C		
27-02-15	25	4.6	14.2	24.6	11.8	13.4	14.6	9.6	0	0	C		
28-02-15	24.6	5	14.4	24.2	12	13.2	14.8	11	0	2.6	C		

Fuente : SENAMHI – Oficina de Estadística

El uso de esta información es bajo su entera Responsabilidad

## MODELAMIENTO DEL PUENTE FLORIDA:

### PRECIPITACIÓN MÁXIMA: PUENTE FLORIDA

Estación: SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO, Tipo Convencional -												
Departamento: ANCASH			Provincia: YUNGAY			Distrito: YUNGAY			Ir: 2012 - 03			
			Longitud: 77°31'29.5"			Altitud: 2496						
Día/mes/año	Temperatura	Temperatura	Temperatura Bulbo			Temperatura Bulbo			Precipitación		Velc del Viento	Velcd el Viento
			07	13	19	07	13	19	0	19		
01-03-12	20.6	7.4	7.8	20.4	13.8	7.2	17.6	12.5	0	0	N	4
02-03-12	23	7.2	8.2	22.6	14.6	7.2	18.8	12.6	2.1	0	E	2
03-03-12	23.8	7.2	9.6	21.5	16.6	8.4	18.2	14.6	0.6	0	N	
04-03-12	21.8	10.8	11.2	20.2	11.6	10.8	16.2	11	0	1.8	E	
05-03-12	22	7	7.8	20.8	10.8	7.2	16.2	10.4	2.4	5.8		
06-03-12	20.2	6	6.8	18.8	10	6.2	15	9.8	1.7	9.8		
07-03-12	22.2	8.6	8.8	20.2	14	8.2	16	12.4	8.4	1.7		
08-03-12	23	9.5	10.8	21.8	10.2	10.2	17.2	9.7	4.7	4.7		
09-03-12	23.8	11	11.8	21.8	10	11.2	16.4	9.8	2.2	<b>46.7</b>		
10-03-12	23.5	9.4	10.2	21.8	12.2	9.4	17.2	11	3.8	0		
11-03-12	22	9.2	9.8	20.8	11.6	9.4	15.8	10.2	0	1.8		
12-03-12	22.5	7.5	8	22	12.6	7.4	16	11.4	0.8	6.5		
13-03-12	20.6	7.6	8.4	18	13.2	7.5	13.6	12.4	6.4	1.1		
14-03-12	24.4	7.4	8.4	22.8	15	7.2	17	13.4	0	0		
15-03-12	24.2	7	9.8	22.6	14.4	8.8	16.2	13.8	0	0		
16-03-12	23.2	8.6	10	21.4	12.6	9.2	16.4	12.2	11.6	6.6		
17-03-12	22.5	9.5	10.6	21.6	12.8	9.6	16.2	12.2	1.1	0.9		
18-03-12	23.5	9.8	10.4	22	12.8	9.6	17	12.2	0	2.4		
19-03-12	22.6	9.6	10.4	20.2	14.4	10	15.6	12.6	3.7	0		
20-03-12	23.5	10	10.6	21.8	14	9.8	17.2	12.4	0	0		
21-03-12	23	9.5	9.8	22.4	14.6	9.4	16.2	12.4	3.2	0		
22-03-12	23.6	10	10.4	22.4	13	9.2	16.6	12.4	0	0		
23-03-12	22.4	10.2	10.4	19.8	11.4	9.8	15.2	10.6	0	11.8		
24-03-12	20.5	7.2	8.8	18.8	10.6	8.6	14.6	9.4	0	2		
25-03-12	19.5	8.4	8.8	18.6	10	8.4	14.2	9.2	6.1	6		
26-03-12	21.2	7.2	7.8	20.2	10.6	7.2	15.2	10	0.5	2		
27-03-12	20.8	9.5	10.2	18.2	12.6	9.6	13.4	11.6	1	1		
28-03-12	21	8.5	9.2	17	11	8.6	13.8	10.4	3.9	7.4		
29-03-12	22.5	7	10.8	21.8	11.4	7.8	12.6	10.4	2.6	1.4		
30-03-12	24	6.4	7.6	22.2	14	6.4	16.6	12.2	0	0		
31-03-12	25	66	10.4	19.6	11.2	10	16	10.8	0	0		

Fuente : SENAMHI – Oficina de Estadística

El uso de esta información es bajo su entera Responsabilidad

## MODELAMIENTO DEL PUENTE TARA:

### PRECIPITACION MAXIMA: PUENTE TARA

Estación: SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO, Tipo Convencional -												
Departamento: ANCASH			Provincia: YUNGAY						Distrito: YUNGAY		Ir: 2012 - 03	
Latitud:			Longitud: 77°31'29.5"						Altitud:			
Día/mes/ año	Temp Max(°c)	Tempera t ura Min(°c)	Temperatura Bulbo Seco (°c)			Temperatura Bulbo Húmedo (°c)			precipit mm		VelC del Viento (13h)	VelC del Viento (m/ s)
			07	13	19	07	13	19	07	19		
01-03-12	20.6	7.4	7.8	20.4	13.8	7.2	17.6	12.5	0	0	NE	4
02-03-12	23	7.2	8.2	22.6	14.6	7.2	18.8	12.6	2.1	0	NE	2
03-03-12	23.8	7.2	9.6	21.5	16.6	8.4	18.2	14.6	0.6	0		
04-03-12	21.8	10.8	11.2	20.2	11.6	10.8	16.2	11	0	1.8		
05-03-12	22	7	7.8	20.8	10.8	7.2	16.2	10.4	2.4	5.8		
06-03-12	20.2	6	6.8	18.8	10	6.2	15	9.8	1.7	9.8		
07-03-12	22.2	8.6	8.8	20.2	14	8.2	16	12.4	8.4	1.7		
08-03-12	23	9.5	10.8	21.8	10.2	10.2	17.2	9.7	4.7	4.7		
09-03-12	23.8	11	11.8	21.8	10	11.2	16.4	9.8	2.2	46.7		
10-03-12	23.5	9.4	10.2	21.8	12.2	9.4	17.2	11	3.8	0		
11-03-12	22	9.2	9.8	20.8	11.6	9.4	15.8	10.2	0	1.8		
12-03-12	22.5	7.5	8	22	12.6	7.4	16	11.4	0.8	6.5		
13-03-12	20.6	7.6	8.4	18	13.2	7.5	13.6	12.4	6.4	1.1		
14-03-12	24.4	7.4	8.4	22.8	15	7.2	17	13.4	0	0		
15-03-12	24.2	7	9.8	22.6	14.4	8.8	16.2	13.8	0	0		
16-03-12	23.2	8.6	10	21.4	12.6	9.2	16.4	12.2	11.6	6.6		
17-03-12	22.5	9.5	10.6	21.6	12.8	9.6	16.2	12.2	1.1	0.9		
18-03-12	23.5	9.8	10.4	22	12.8	9.6	17	12.2	0	2.4		
19-03-12	22.6	9.6	10.4	20.2	14.4	10	15.6	12.6	3.7	0		
20-03-12	23.5	10	10.6	21.8	14	9.8	17.2	12.4	0	0		
21-03-12	23	9.5	9.8	22.4	14.6	9.4	16.2	12.4	3.2	0		
22-03-12	23.6	10	10.4	22.4	13	9.2	16.6	12.4	0	0		
23-03-12	22.4	10.2	10.4	19.8	11.4	9.8	15.2	10.6	0	11.8		
24-03-12	20.5	7.2	8.8	18.8	10.6	8.6	14.6	9.4	0	2		
25-03-12	19.5	8.4	8.8	18.6	10	8.4	14.2	9.2	6.1	6		
26-03-12	21.2	7.2	7.8	20.2	10.6	7.2	15.2	10	0.5	2		
27-03-12	20.8	9.5	10.2	18.2	12.6	9.6	13.4	11.6	1	1		
28-03-12	21	8.5	9.2	17	11	8.6	13.8	10.4	3.9	7.4		
29-03-12	22.5	7	10.8	21.8	11.4	7.8	12.6	10.4	2.6	1.4		

Fuente : SENAMHI – Oficina de Estadística



## **CALCULO HIDROLOGICO DE LOS PUENTES**

### **CALCULO DEL TIRANTE MAXIMO EN FUNCION AL CAUDAL DE MAXIMA AVENIDA**

Debido a la falta de información hidrometeorológica en determinadas zonas que justifiquen el diseño hidráulico de las estructuras proyectadas, se plantean métodos de cálculo empíricos en base a observaciones y parámetros determinados de acuerdo a las características geomorfológicas y de cobertura vegetal de la zona donde se ubica el proyecto.

Con la finalidad de obtener la altura máxima que tendrá el puente se calcularán los caudales instantáneos, por medio de diferentes métodos empíricos; de esta forma determinaremos el máximo caudal, luego con este caudal calculado utilizando la fórmula de Manning obtendremos una nueva altura de agua, que será mayor a la marca de la huella dejada por el agua en una máxima avenida.

### **PUENTE FLORIDA**

Para aplicar el siguiente método debe realizarse los siguientes trabajos de campo:

- 1.- Selección del tramo del río.
- 2.- Levantamiento topográfico de la sección transversal seleccionada.
- 3.- Determinación de la pendiente de la superficie dejadas por las aguas de máximas.
- 4.- Elegir un valor de coeficiente de rugosidad (n) el más óptimo.
- 5.- Aplicar cálculos en la fórmula de Manning.

$$Q \text{ máx.} = A \times R^{(2/3)} \times S^{(1/2)} / n$$

A: área de la sección húmeda (m<sup>2</sup>)

R: área de la sección húmeda/

S: pendiente de la superficie del fondo de cauce

n: rugosidad del cauce del río.

La siguiente tabla nos muestra los distintos valores de “n” que se adoptaran:

**SEGUN COWAN:**

Condiciones del río:

**MATERIAL DEL CAUCE:**

A	Terroso
B	Rocoso
C	Gravoso fino
D	Gravoso grueso

Material del cauce adoptado:  $D = 0.028$

A	Ninguna
B	Leve
C	Regular
D	Severo

Grado de irregularidad adoptado:  $C = 0.010$

**SECCIONES VARIABLES:**

A	Leve
B	Regular
C	Severo

Variación de la sección adoptada:  $B = 0.005$

**EFFECTO DE LAS OBSTRUCCIONES:**

A	Despreciables
B	Menor
C	Apreciable
D	Severo

Efecto de las obstrucciones adoptado:  $D = 0.040$

**VEGETACIÓN:**

A	Ninguna
B	Poco
C	Regular
D	Alta

**Vegetación adoptada: B = 0.010**

GRADO DE SINUOSIDAD:

A	Insignificante
B	Regular
C	Considerable

Grado de sinuosidad adoptado: B = 1.150

Valor de " n " adoptado según COWAN n = 0.107

**SEGUN SCOBNEY:**

Condiciones del río:

**n = 0.025**

Cauce de tierra natural limpios con buen alineamiento con o sin algo de vegetación en los taludes y gravillas dispersas en los taludes.

**n= 0.030**

Cauce de piedra fragmentada y erosionada de sección variable con algo de vegetación en los bordes y considerable pendiente (típico de los ríos de entrada de ceja de selva).

**n= 0.035**

Cauce de grava y gravilla con variación considerable de la sección transversal con algo de vegetación en los taludes y baja pendiente.( típico de los ríos de entrada de ceja de selva ).

**n = 0.040-0.050**

Cauce con gran cantidad de canto rodado suelto y limpio, de sección transversal variable con o sin vegetación en los taludes (típicos de los ríos de la sierra y ceja de selva).

**n = 0.060-0.075**

Cauce con gran crecimiento de maleza, de sección obstruida por la vegetación externa y acuática de lineamiento y sección irregular. (Típico de los ríos de la selva).

Valor de " n " adoptado según SCOBNEY  $n = 0.05$

Seleccionando el menor valor de "n" de estos dos criterios: 0.05

Cota de N.A.M.E dejada por las huellas: 2615 m.s.n.m

Aa: Área de la sección del río en la avenida:2615 m.s.n.m: 101.0041 m<sup>2</sup>

P: perímetro mojado de la avenida: 42.44 m

S: pendiente de la superficie del fondo de cauce: 0.013

n: rugosidad del cauce del río: 0.05

$Q \text{ máx.} = A \times R^{(2/3)} \times S^{(1/2)} / n$

**Q máx. = 410.57 m<sup>3</sup>/s**

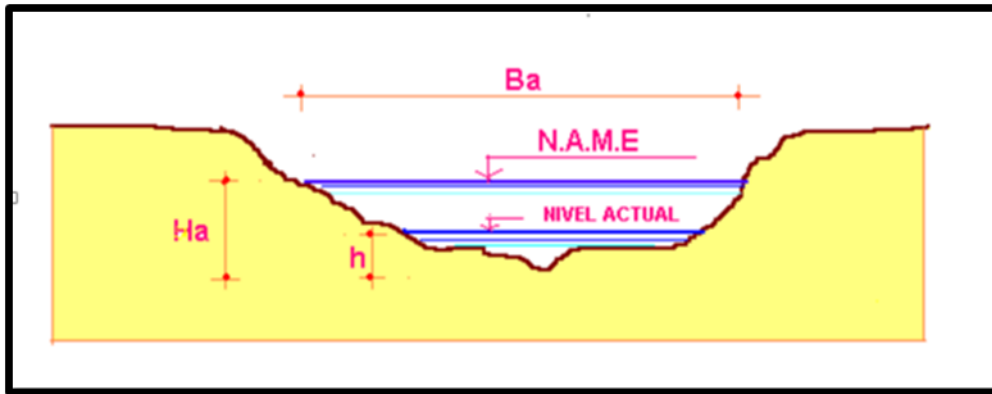
## **B. METODO DE LA VELOCIDAD Y AREA**

Para aplicar el siguiente método debe realizarse los siguientes trabajos de campo:

- 1.- Selección del tramo del río.
- 2.- Medir la Altura máxima de agua en la avenida (Ha).
- 3.- Levantamiento topográfico de la sección transversal seleccionada indicando marcas o huellas dejadas por las aguas de máximas avenidas.
- 4.- Medir la velocidad superficial del agua ( Vs ) que discurre tomando en cuenta el tiempo que demora un objeto flotante en llegar de un punto a otro en una sección regularmente uniforme, habiéndose previamente definido la distancia entre ambos puntos.
- 5.- Calcular el área de la sección transversal del río durante la avenida dejadas por las huellas (Aa). El área se puede calcular usando la regla de Simpson o dibujando la sección en AutoCAD.

6.- Aplicar cálculos en las siguientes formulas:

VER SECCION DEL PLANO ADJUNTO



Ha: Altura máxima de agua en la avenida

Aa: Área de la sección del río en la avenida

Ba: Ancho máximo del espejo de agua en la avenida.

$$Ba = 38.26 \text{ m}$$

$$Aa = 101.00 \text{ m}^2$$

$$Ha = 3.62 \text{ m}$$

$$Va = Vs \times Ha / h$$

Va: Velocidad de agua durante la avenida

Vs: Velocidad superficial del agua actual

Ha: Altura máxima de agua en la avenida

h: Profundidad actual en el centro del río

$$Vs = 1.78 \text{ m/s}$$

$$h = 1.55 \text{ m}$$

$$Ha = 3.620 \text{ m}$$

$$V_a = 4157 \text{ m/s}$$

$$\text{Caudal de avenida: } Q_{\text{máx.}} = V_a \times A_a = 419.89 \text{ m}^3/\text{s}$$

### **C. METODO DE LA FORMULA RACIONAL**

Para aplicar el siguiente método empírico debe realizarse el siguiente trabajo de gabinete:

- 1.- Determinar el área de influencia de la cuenca en hectáreas.
- 2.- Estimar una intensidad de lluvia máxima (mm/h)
- 3.- Aplicar cálculos con la fórmula racional

$$Q = C \times i \times A / 360$$

Q: Caudal máximo de escorrentía que provocara una máxima avenida. (m<sup>3</sup>/s)

C: Coeficiente de escorrentía

A: Área de influencia de la cuenca. (Ha)

i: intensidad máxima de lluvia (mm/h)

Coeficiente escorrentía (C):

A	cultivos generales en topografía ondulada ( S = 5 a 10 % )
B	cultivos generales en topografía inclinada ( S = 10 a 30 % )
C	cultivos de pastos en topografía ondulada ( S = 5 a 10 % )
D	cultivos de pastos en topografía inclinada ( S = 10 a 30 % )
E	cultivos de bosques en topografía ondulada ( S = 5 a 10 % )
F	cultivos de bosques en topografía inclinada ( S = 10 a 30 % )
G	áreas desnudas en topografía ondulada ( S = 5 a 10 % )
H	áreas desnudas en topografía inclinada ( S = 10 a 30 % )

Indicar la letra correspondiente al coeficiente seleccionado

Coeficiente escorrentía adoptado (C): G = 0.8

Área de la cuenca adoptada (A) = 6481 has

Intensidad máxima de lluvia adoptada (i) = 46.7 mm/h

Caudal máximo:  $Q \text{ máx.} = C * i * A / 360 = 672.58 \text{ m}^3/\text{s}$

De los tres caudales máximos calculados se adoptaran lo siguiente:

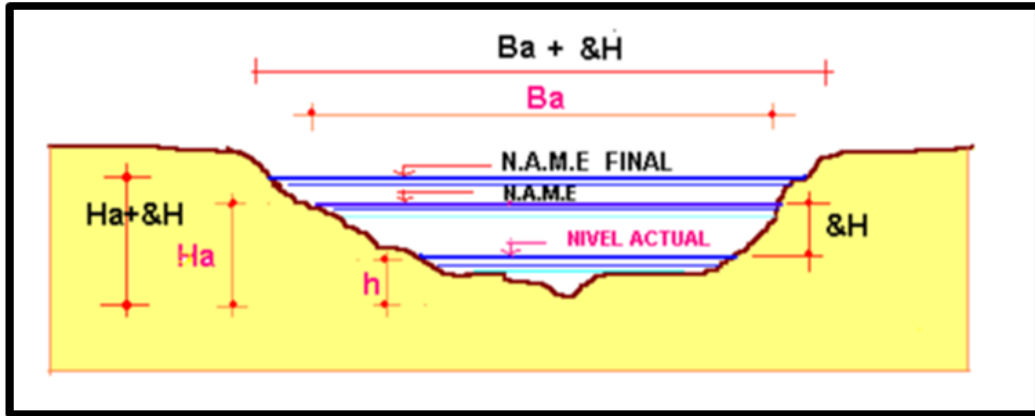
- 1.- el máximo de los caudales
- 2.- el promedio de los caudales
- 3.- la media ponderada

**CAUDAL MAXIMO SELECCIONADO       $Q \text{ máx.} = 672.58 \text{ m}^3/\text{s}$**

Luego con el caudal máximo adoptado se ingresara nuevamente en la fórmula de Manning y se hallara el nuevo valor de la altura de agua de máximas avenidas.

$Q \text{ máx.} = A \times R^{(2/3)} \times S^{(1/2)} / n$

$$Q_{\max} = \frac{A^{(5/3)} * S^{(1/2)}}{P^{(2/3)} * n}$$



$$Q_{\max} = \frac{(A_a + \Delta A)^{(5/3)} * S^{(1/2)}}{(1.1P)^{(2/3)} * n}$$

$$\Delta A = [Q_{\max} * n * (1.1P)^{(2/3)} / S^{(1/2)}]^{(3/5)} - A_j$$

$$\Delta A = 40.02 \text{ m}^2$$

$$\Delta A = (B_a + \Delta H) * \Delta H$$

$$\text{INCREMENTE EL N.A.M.E EN } \Delta H = 1.02 \text{ m}^2$$

$$\text{NUEVA COTA DE N.A.M.E.} = 2016.06 \text{ m.s.n.m}$$

$$\text{CAUDAL MAXIMO } Q_{\max} = 672.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

## SOCAVACION EN LOS ESTRIBOS DEL PUENTE

### PUENTE FLORIDA

La socavación que se produce en un río no puede ser calculada con exactitud, solo estimada, muchos factores intervienen en la ocurrencia de este fenómeno, tales como:

El caudal.



Tamaño y conformación del material del cauce.

Cantidad de transporte de sólidos.

Las ecuaciones que se presentan a continuación son una guía para estimar la geometría hidráulica del cauce de un río. Las mismas están en función del material del cauce.

### **SOCAVACION GENERAL DEL CAUCE:**

Es aquella que se produce a todo lo ancho del cauce cuando ocurre una crecida debido al efecto hidráulico de un estrechamiento de la sección; la degradación del fondo de cauce se detiene cuando se alcanzan nuevas condiciones de equilibrio por disminución de la velocidad a causa del aumento de la sección transversal debido al proceso de erosión.

Para la determinación de la socavación general se empleará el criterio de Lischtván - Levediev:

Velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo está dado por las siguientes expresiones:

$$V_e = 0.60 \cdot g_d^{1.18} \cdot b \cdot H^{s_x} \quad \text{m/s} \quad \text{suelos cohesivos}$$

$$V_c = 0.68 \cdot b \cdot d_m^{0.28} \cdot H^{s_x} \quad \text{m/s} \quad \text{suelos no cohesivos}$$

En donde:

$V_e$  = Velocidad media suficiente para degradar el cauce en m/s.

$g_d$  = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad  $H_s$ , medida desde la superficie del agua (Ton/m<sup>3</sup>).

$b$  = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia. Ver tabla N° 3

$x$  = Es un exponente variable que está en función del peso volumétrico  $g_s$  del material seco

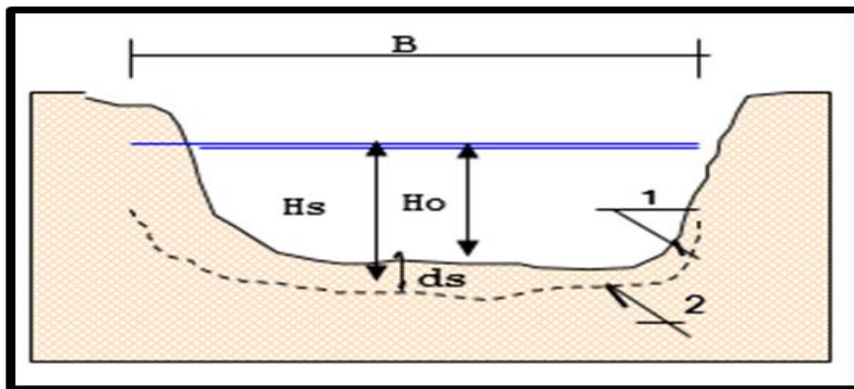
(Ton/m<sup>3</sup>)

$H_s$  = Tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer qué valor de  $V_e$  se requiere para arrastrar y levantar al material (m)

$d_m$  = Es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo obtenido según la expresión.

(1) - Perfil antes de la erosión.

(2) - Perfil después de la erosión



Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos

Suelos cohesivos:

$$s = \left[ \frac{aHo^{5/3}}{0.60bgd^{1.18}} \right]^{\frac{1}{(1+x)}}$$

Suelos no cohesivos:

$$H_s = \left[ \frac{aHo^{5/3}}{0.68bgm^{0.28}} \right]^{\frac{1}{(1+x)}}$$

Donde:

$a = Qd / (Hm^{5/3} \text{ Be m})$

$Qd =$  caudal de diseño (m<sup>3</sup>/seg)

Be = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección

transversal m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1

Hm = profundidad media de la sección = Área / Be

x = exponente variable que depende del diámetro del material y se encuentra en la tabla N° 2

dm = diámetro medio (mm)

**TABLA N° 1**

COEFICIENTE DE CONTRACCION, m

Velc media en la secc., en m/s	Longitud libre entre dos estribos												
	10	13	16	18	21	25	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	0.99	0.99	0.99	1.00	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

**TABLA N° 2**

**VALORES DE X PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS**

SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
P. esp. gd (T/m <sup>3</sup> )	x	dm	x
0.80	0.52	0.05	0.43
0.83	0.51	0.15	0.42
0.86	0.50	0.50	0.41
0.88	0.49	1.00	0.40
0.90	0.48	1.50	0.39
0.93	0.47	2.50	0.38
0.96	0.46	4.00	0.37
0.98	0.45	6.00	0.36
1.00	0.44	8.00	0.35
1.04	0.43	10.00	0.34
1.08	0.42	15.00	0.33
1.12	0.41	20.00	0.32
1.16	0.40	25.00	0.31
1.20	0.39	40.00	0.30
1.24	0.38	60.00	0.29
1.28	0.37	90.00	0.28
1.34	0.36	140.00	0.27
1.40	0.35	190.00	0.26
1.46	0.34	250.00	0.25
1.52	0.33	310.00	0.24
1.58	0.32	370.00	0.23
1.64	0.31	450.00	0.22
1.71	0.30	570.00	0.21
1.80	0.29	750.00	0.20
1.89	0.28	1000.00	0.19
2.00	0.27		

<b>TABLA N° 3</b>	
<b>VALORES DEL COEFICIENTE b</b>	
Periodo de retorno del gasto de diseño ( años )	Coeficiente b
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05

### **SOCAVACION AL PIE DE LOS ESTRIBOS:**

El método que será expuesto se debe a K. F. Artamonov y permite estimar no solo la profundidad de socavación al pie de estribos, sino además al pie de espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón, relacionando con el gasto total que escurre por el río, del talud que tienen los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. El tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente, está dada por:

$$St = Pa Pq PR Ho$$

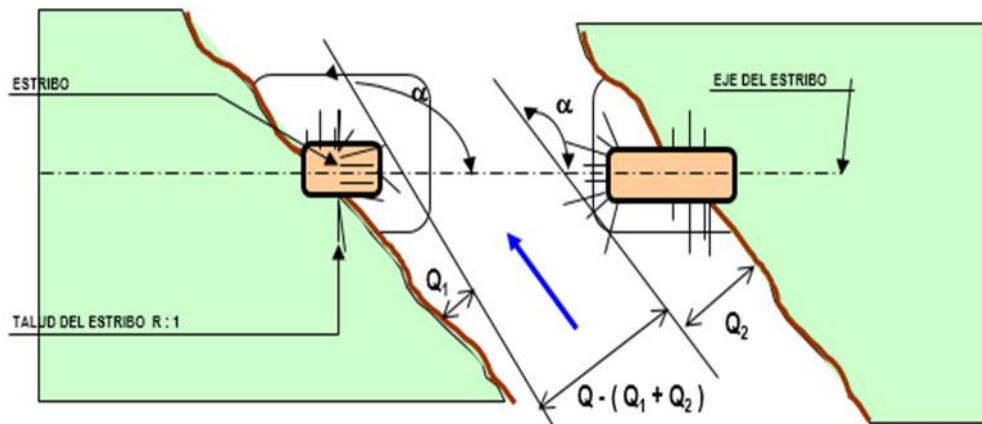
En las que:

Pa = coeficiente que depende del ángulo  $\alpha$  que forma el eje del puente con la corriente, como se indica en la figura.

Pq = coeficiente que depende de la relación  $Q1/Q$ , en que  $Q1$  es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y  $Q$ , es el gasto total que escurre por el río. El valor de Pq puede encontrarse en la tabla N° 5.

PR = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, su valor puede obtenerse en la tabla N° 6.

$H_o$  = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión.



**TABLA N° 4**

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO  $P_a$  EN FUNCION DE  $a$

$a$	$30^\circ$	$60^\circ$	$90^\circ$	$120^\circ$	$150^\circ$
$\frac{P}{a}$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

**TABLA N° 5**

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO  $P_q$  EN FUNCION DE  $Q_1/Q$

$Q_1/Q$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
$P_q$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

## TABLA N° 6

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO PR EN FUNCION DE R

TALUD R	0	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
PR	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

## DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION

TIPO DE CAUCE 1

CAUCE	TIPO
SUELO COHESIVO	1
SUELO NO COHESIVO	2

A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:  $H_s$  = profundidad de socavación(m)

$Q_d$  = caudal de diseño = 672.58 m<sup>3</sup>/s

$B_e$  = ancho efectivo de la superficie de agua = 23.00 m

$H_o$  = tirante antes de la erosión = 0.8 m

$V_m$  = velocidad media en la sección = 1.78 m/s

$m$  = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1 = 0.98 m

$g_d$  = peso específico del suelo del cauce = 1.68 Ton/m<sup>3</sup>

$d_m$  = diámetro medio = 199.46 mm

$x$  = exponente variable. Ver tabla N° 2 = 0.31

$T_r$  = Periodo de retorno del gasto de diseño = 10 años

$b$  = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla N° 3 = 0.90

$A$  = área de la sección hidráulica = 26.9 m<sup>2</sup>

$H_m =$  profundidad media de la sección = 1.17 m

$a = 22.969$

Entonces:

$H_s = 3.88$  m

$d_s =$  profundidad de socavación respecto al fondo del cauce = 3.08 m

**Asumimos  $d_s = 3.00$  m**

### **B.- CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN AL PIE DE ESTRIBOS:**

1.- Estribo margen izquierda aguas abajo

$S_t =$  tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en m.

$H_o =$  tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión = 0.8 m

$Q =$  caudal de diseño = 672.58 m<sup>3</sup>/s

$Q_1 =$  caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda. = 67.258 m<sup>3</sup>/s

$Q_{Pq} =$  coeficiente que depende de la relación  $Q_1/Q$ . Ver tabla N° 5 = 2.00

$a =$  ángulo que forma el eje del estribo con la corriente = 46°

$P_a =$  coeficiente que depende del ángulo  $a$ . Ver tabla N° 4 = 0.89

$R =$  talud que tiene el estribo = 0.00

$P_R =$  coeficiente que depende del talud que tiene el estribo. Ver tabla N° 6 = 1.00

Entonces:

$S_t = 1.42$  m

$d_s =$  profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$S_o = 0.62$  m



**Asumimos  $S_o = 0.60$  m**

## **2.- ESTRIBO MARGEN DERECHA AGUAS ABAJO**

$S_t$  = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en m.

$H_o$  = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión = 0.5 m

$Q$  = caudal de diseño = 672.58 m<sup>3</sup>/s

$Q_1$  = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda. = 67.258 m<sup>3</sup>/s

$Q_1/Q = 0.1$

$P_q$  = coeficiente que depende de la relación  $Q_1/Q$ . Ver tabla N° 5 = 2.00

$a$  = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente = 44°

$P_a$  = coeficiente que depende del ángulo  $a$ . Ver tabla N° 4 = 0.88

$R$  = talud que tiene el estribo = 0.00

$PR$  = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo. Ver tabla N° 6 = 1.00

Entonces:

$S_t = 0.88$  m.

$d_s$  = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$S_o = 0.38$  m.

**Asumimos  $S_o = 0.40$  m.**

## **PUENTE MANCOS**

### **A. METODO DE LA SECCION Y LA PENDIENTE**

Para aplicar el siguiente método debe realizarse los siguientes trabajos de campo:

1.- Selección del tramo del río.

- 2.- Levantamiento topográfico de la sección transversal seleccionada.
- 3.- Determinación de la pendiente de la superficie de agua con las marcas o huellas dejadas por las aguas de máximas.
- 4.- Elegir un valor de coeficiente de rugosidad (n) el más óptimo.
- 5.- Aplicar cálculos en la fórmula de Manning.

$$Q \text{ máx.} = A \times R^{(2/3)} \times S^{(1/2)} / n$$

A: área de la sección húmeda (m<sup>2</sup>)

R: área de la sección húmeda/ perímetro mojado S: pendiente de la superficie del fondo de cauce n: rugosidad del cauce del río.

La siguiente tabla nos muestra los distintos valores de “n” que se adoptaran:

**SEGUN COWAN:**

Condiciones del río:

MATERIAL DEL CAUCE:

A	Terroso
B	Rocoso
C	Gravoso fino
D	Gravoso grueso

**Material del cauce adoptado: D = 0.028**

GRADO DE IRREGULARIDAD:

A	Ninguna
B	Leve
C	Regular
D	Severo

**Grado de irregularidad adoptado: C = 0.010**

SECCIONES VARIABLES:

A	Leve
B	Regular
C	Severo

**Variación de la sección adoptada: B = 0.015**

EFFECTO DE LAS OBSTRUCCIONES:

A	Despreciables
B	Menor
C	Apreciable
D	Severo

**Efecto de los obstrucciones adoptado: D = 0.040**

VEGETACIÓN:

A	Ninguna
B	Poco
C	Regular
D	Alta

**Vegetación adoptada: B = 0.020**

GRADO DE SINUOSIDAD

A	Insignificante
B	Regular
C	Considerabe

Grado de sinuosidad adoptado: B = 1.150

Valor de " n " adoptado según COWAN n = 0.136

**SEGUN SCOBNEY:**

Condiciones del río:

**n = 0.025**

Cauce de tierra natural limpios con buen alineamiento con o sin algo de vegetación en los taludes y gravillas dispersas en los taludes.

**n = 0.030**

Cauce de piedra fragmentada y erosionada de sección variable con algo de vegetación en los bordes y considerable pendiente (típico de los ríos de entrada de ceja de selva).

n = 0.035

Cauce de grava y gravilla con variación considerable de la sección transversal con algo de vegetación en los taludes y baja pendiente (típico de los ríos de entrada de ceja de selva).

**n = 0.040-0.050**

Cauce con gran cantidad de canto rodado suelto y limpio, de sección transversal variable con o sin vegetación en los taludes (típicos de los ríos de la sierra y ceja de selva).

**n = 0.060-0.075**

Cauce con gran crecimiento de maleza, de sección obstruida por la vegetación externa y acuática de lineamiento y sección irregular. (Típico de los ríos de la selva).

Valor de " n " adoptado según SCOBNEY n = 0.05

Seleccionando el menor valor de "n" de estos dos criterios: 0.05

Cota de N.A.M.E dejada por las huellas: 2515 m.s.n.m

Aa: Área de la sección del río en la avenida: 11.20 m<sup>2</sup>

P: perímetro mojado de la avenida: 11.10 m

S: pendiente de la superficie del fondo de cauce: 0.071

n: rugosidad del cauce del río: 0.05

$Q \text{ máx.} = A \times R^{(2/3)} \times S^{(1/2)} / n$

Q máx. = 60.04 m<sup>3</sup>/s

## **B. METODO DE LA VELOCIDAD Y AREA**

Para aplicar el siguiente método debe realizarse los siguientes trabajos de campo:

- 1.- Selección del tramo del río.
- 2.- Medir la Altura máxima de agua en la avenida (Ha).

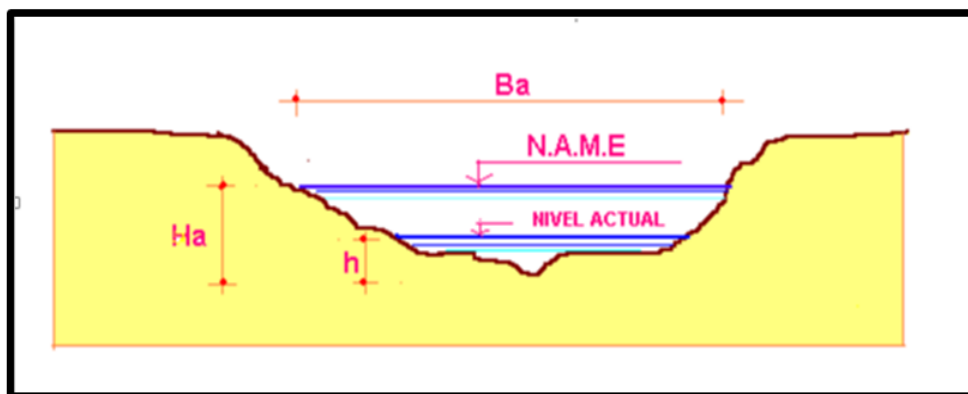
3.- Levantamiento topográfico de la sección transversal seleccionada indicando marcas o huellas dejadas por las aguas de máximas avenidas.

4.- Medir la velocidad superficial del agua ( $V_s$ ) que discurre tomando en cuenta el tiempo que demora un objeto flotante en llegar de un punto a otro en una sección regularmente uniforme, habiéndose previamente definido la distancia entre ambos puntos.

5.- Calcular el área de la sección transversal del río durante la avenida dejadas por las huellas ( $A_a$ ). El área se puede calcular usando la regla de Simpson o dibujando la sección en AutoCAD.

6.- Aplicar cálculos en las siguientes formulas:

VER SECCION DEL PLANO ADJUNTO



$H_a$ : Altura máxima de agua en la avenida

$A_a$ : Área de la sección del río en la avenida

$B_a$ : Ancho máximo del espejo de agua en la avenida.

$$B_a = 10.80 \text{ m}$$

$$A_a = 11.20 \text{ m}^2$$

$$H_a = 3.62 \text{ m}$$

$$V_a = V_s \times H_a / h$$

Va: Velocidad de agua durante la avenida Vs: Velocidad superficial del agua actual

Ha: Altura máxima de agua en la avenida h: Profundidad actual en el centro del río

$$V_s = 0.47 \text{ m/s}$$

$$h = 0.54 \text{ m}$$

$$H_a = 1.7 \text{ m}$$

$$V_a = 1.480 \text{ m/s}$$

$$\text{Caudal de avenida: } Q_{\text{máx.}} = V_a \times A_a = 16.57 \text{ m}^3/\text{s}$$

### **C. METODO DE LA FORMULA RACIONAL**

Para aplicar el siguiente método empírico debe realizarse el siguiente trabajo de gabinete:

- 1.- Determinar el área de influencia de la cuenca en hectáreas.
- 2.- Estimar una intensidad de lluvia máxima (mm/h)
- 3.- Aplicar cálculos con la fórmula racional

$$Q = C \times i \times A / 360$$

Q: Caudal máximo de escorrentía que provocara una máxima avenida. (m<sup>3</sup>/s)

C: Coeficiente de escorrentía

A: Área de influencia de la cuenca. (Ha)

i: intensidad máxima de lluvia (mm/h)

Coeficiente escorrentía (C):

A	cultivos generales en topografía ondulada ( S = 5 a 10 % )
B	cultivos generales en topografía inclinada ( S = 10 a 30 % )
C	cultivos de pastos en topografía ondulada ( S = 5 a 10 % )
D	cultivos de pastos en topografía inclinada ( S = 10 a 30 % )
E	cultivos de bosques en topografía ondulada ( S = 5 a 10 % )
F	cultivos de bosques en topografía inclinada ( S = 10 a 30 % )
G	áreas desnudas en topografía ondulada ( S = 5 a 10 % )
H	áreas desnudas en topografía inclinada ( S = 10 a 30 % )

Indicar la letra correspondiente al coeficiente seleccionado

Coeficiente escorrentía adoptado (C):  $C = 0.36$

Área de la cuenca adoptada (A) = 1.022 has

Intensidad máxima de lluvia adoptada (i) = 19.8 mm/h

Caudal máximo:  $Q \text{ máx.} = C * i * A / 360 = 20.23 \text{ m}^3/\text{s}$

De los tres caudales máximos calculados se adoptarán lo siguiente:

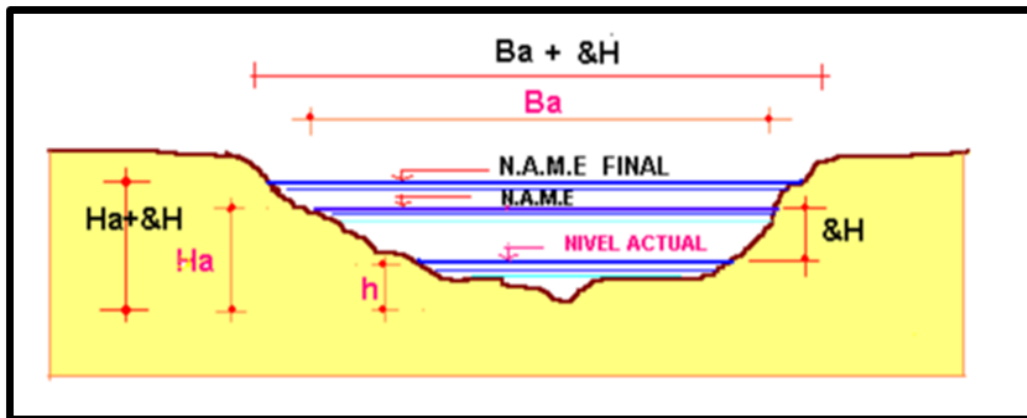
- 1.- el máximo de los caudales
- 2.- el promedio de los caudales
- 3.- la media ponderada

**CAUDAL MAXIMO SELECCIONADO**  $Q \text{ máx.} = 60.04 \text{ m}^3/\text{s}$

Luego con el caudal máximo adoptado se ingresara nuevamente en la fórmula de Manning y se hallara el nuevo valor de la altura de agua de máximas avenidas.

$$Q_{\max} = \frac{(A_a + \Delta A)^{5/3} * S^{1/2}}{(1.49)^{2/3} * n}$$

$$\Delta A = [Q_{\max} * n * (1.49)^{2/3} / S^{1/2}]^{3/5} - A_j$$



$$Q_{\max} = \frac{(A_a + \Delta A)^{5/3} * S^{1/2}}{(1.49)^{2/3} * n}$$

$$\Delta A = [Q_{\max} * n * (1.49)^{2/3} / S^{1/2}]^{3/5} - A_a$$

$$\Delta A = 0.435 \text{ m}^2$$

$$\Delta A = (B_a + \Delta H) * \Delta H$$

INCREMENTE EL N.A.M.E EN  $\Delta H = 0.04 \text{ m}^2$

NUEVA COTA DE N.A.M.E. = 2015.04 m.s.n.m

**CAUDAL MAXIMO**  $Q_{\max} = 60.00 \text{ m}^3/\text{s}$

**SOCAVACION EN LOS ESTRIBOS DEL PUENTE**

**PUENTE: MANCOS**

La socavación que se produce en un río no puede ser calculada con exactitud, solo estimada, muchos factores intervienen en la ocurrencia de este fenómeno, tales como: El caudal.

Tamaño y conformación del material del cauce.



Cantidad de transporte de sólidos.

Las ecuaciones que se presentan a continuación son una guía para estimar la geometría hidráulica del cauce de un río. Las mismas están en función del material del cauce.

### **SOCAVACION GENERAL DEL CAUCE:**

Es aquella que se produce a todo lo ancho del cauce cuando ocurre una crecida debido al efecto hidráulico de un estrechamiento de la sección; la degradación del fondo de cauce se detiene cuando se alcanzan nuevas condiciones de equilibrio por disminución de la velocidad a causa del aumento de la sección transversal debido al proceso de erosión.

Para la determinación de la socavación general se empleará el criterio de Lischtvan - Levediev:

Velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo está dado por las siguientes expresiones:

$$V_e = 0.60 \text{ gd}^{1.18} b H^{sx} \text{ m/s suelos cohesivos}$$

$$V_c = 0.68 b \text{ dm}^{0.28} H^{sx} \text{ m/s suelos no cohesivos}$$

En donde:

$V_e$  = Velocidad media suficiente para degradar el cauce en m/seg.

$gd$  = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad  $H_s$ , medida desde la superficie del agua (Ton/m<sup>3</sup>).

$b$  = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia. Ver tabla N° 3

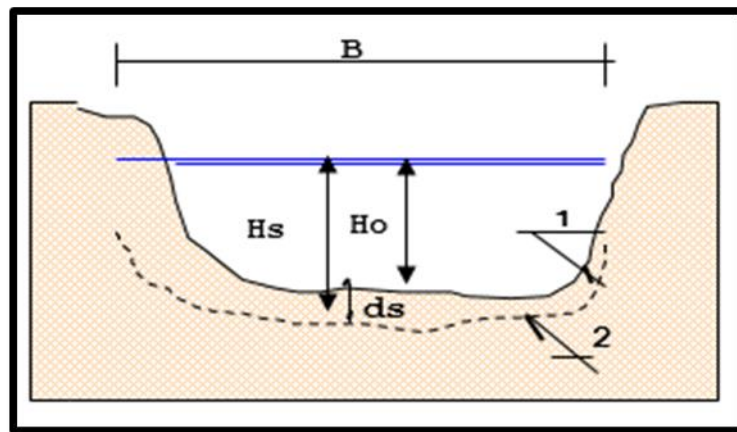
$x$  = Es un exponente variable que está en función del peso volumétrico  $gs$  del material seco

(Ton/m<sup>3</sup>)

$H_s$  = Tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer qué valor de  $V_e$  se requiere para arrastrar y levantar al material (m).

$d_m$  = Es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo obtenido según la expresión. (1) - Perfil antes de la erosión.

(2) - Perfil después de la erosión



Calculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos:

Suelos cohesivos:

$$H_s = \left[ \frac{a H_o^{5/3}}{0.60 b g d^{1.18}} \right]^{\frac{1}{(1+x)}}$$

Suelos no cohesivos:

$$H_s = \left[ \frac{a H_o^{5/3}}{0.68 b g m^{0.28}} \right]^{\frac{1}{(1+x)}}$$

Donde:

$a = Q_d / (H_m^{5/3} B \text{ m})$

$Q_d$  = caudal de diseño (m<sup>3</sup>/s)

$Be$  = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal  $m$  =  
coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1

$H_m$  = profundidad media de la sección = Área /  $Be$

$x$  = exponente variable que depende del diámetro del material y se encuentra en la  
tabla N° 2

$d_m$  = diámetro medio (mm)

TABLA N° 1

COEFICIENTE DE CONTRACCION,m

Vel.media en la sección, en m/s	Longitud libre entre dos estribos												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor	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
de	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	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
1.00	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
1.50	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
2.00	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
2.50	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
3.00													
3.50	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
4.00 o Mayor													

**TABLA N° 2**

**VALORES DE X PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS**

<b>SUELOS COHESIVOS</b>		<b>SUELOS NO COHESIVOS</b>	
P. específico gd (T/m <sup>3</sup> )	x	dm (mm)	x
0.80	0.52	0.05	0.43
0.83	0.51	0.15	0.42
0.86	0.50	0.50	0.41
0.88	0.49	1.00	0.40
0.90	0.48	1.50	0.39
0.93	0.47	2.50	0.38
0.96	0.46	4.00	0.37
0.98	0.45	6.00	0.36
1.00	0.44	8.00	0.35
1.04	0.43	10.00	0.34
1.08	0.42	15.00	0.33
1.12	0.41	20.00	0.32
1.16	0.40	25.00	0.31
1.20	0.39	40.00	0.30
1.24	0.38	60.00	0.29
1.28	0.37	90.00	0.28
1.34	0.36	140.00	0.27
1.40	0.35	190.00	0.26
1.46	0.34	250.00	0.25
1.52	0.33	310.00	0.24
1.58	0.32	370.00	0.23
1.64	0.31	450.00	0.22
1.71	0.30	570.00	0.21
1.80	0.29	750.00	0.20
1.89	0.28	1000.00	0.19
2.00	0.27		

<b>TABLA N° 3</b>	
<b>VALORES DEL COEFICIENTE b</b>	
Periodo de retorno del gasto de diseño ( años )	Coeficiente b
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05

### **SOCAVACION AL PIE DE LOS ESTRIBOS:**

El método que será expuesto se debe a K. F. Artamonov y permite estimar no solo la profundidad de socavación al pie de estribos, sino además al pie de espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón, relacionando con el gasto total que escurre por el río, del talud que tienen los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. El tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente, está dada por:

$$St = Pa Pq PR Ho$$

En las que:

$P_a$  = coeficiente que depende del ángulo  $\alpha$  que forma el eje del puente con la corriente, como se indica en la figura.

$P_q$  = coeficiente que depende de la relación  $Q_1/Q$ , en que  $Q_1$  es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y  $Q$ , es el gasto total que escurre por el río. El valor de  $P_q$  puede encontrarse en la tabla N° 5.

$P_R$  = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, su valor puede obtenerse en la tabla N° 6.

$H_o$  = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión.

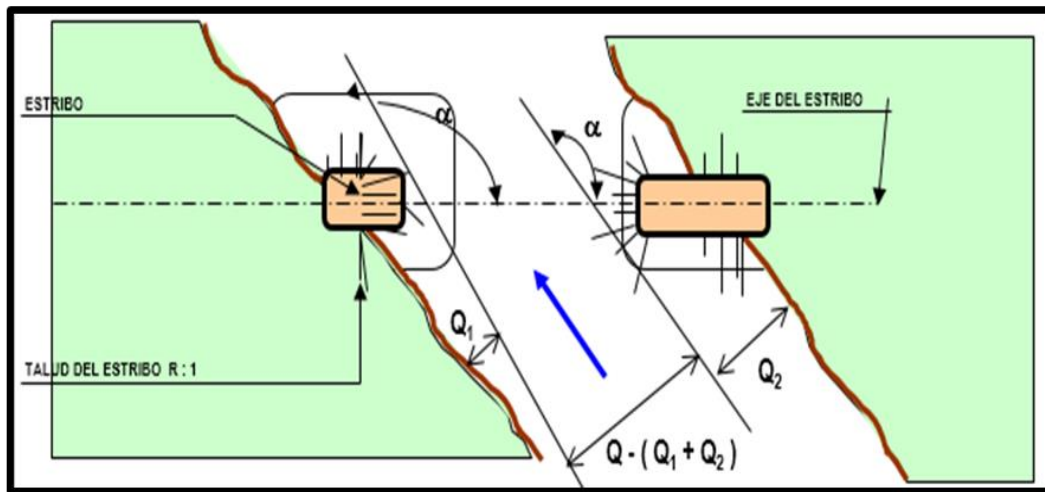


TABLA N° 4

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO  $P_a$  EN FUNCION DE  $a$

A	30°	60°	90°	120°	150°
$P_a$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

TABLA N° 5

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO  $P_q$  EN FUNCION DE  $Q_1/Q$

$Q_1/Q$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
$P_q$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

TABLA N° 6

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO  $P_R$  EN FUNCION DE R

TALUD R	0	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
$P_R$	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

## DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION

TIPO DE CAUCE 1

CAUCE	TIPO
SUELO COHESIVO	1
SUELO NO	2

A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:

$H_s$  = profundidad de socavación (m)

$Q_d$  = caudal de diseño = 60.0 m<sup>3</sup>/s

$B_e$  = ancho efectivo de la superficie de agua = 10.8 m

$H_o$  = tirante antes de la erosión = 0.54 m

$V_m$  = velocidad media en la sección = 0.47 m/s

$m$  = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1 = 1.00  $\gamma_d$  = peso específico del suelo del cauce = 2.00 Ton/m<sup>3</sup>  $d_m$  = diámetro medio = 261.60 mm

$x$  = exponente variable. Ver tabla N° 2 = 0.270

$T_r$  = Periodo de retorno del gasto de diseño = 10 años

$b$  = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla N° 3 = 0.90

$A$  = área de la sección hidráulica = 1.3 m<sup>2</sup>

$H_m$  = profundidad media de la sección = 0.540 m

$a$  = 15.515

Entonces:

$H_s$  = 1.66 m

$d_s$  = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce = 1.12 m

**Asumimos  $d_s = 1.00$  m**

## **B.- CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN AL PIE DE ESTRIBOS:**

1.- Estribo margen izquierda aguas abajo

$St$  = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en m.

$H_o$  = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión = 0.54 m

$Q$  = caudal de diseño = 60.0 m<sup>3</sup>/s

$Q_1$  = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda. = 6.0 m<sup>3</sup>/s

$Q_1/Q = 0.1$

$P_q$  = coeficiente que depende de la relación  $Q_1/Q$ . Ver tabla N° 5 = 2.00 a = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente = 135°

$P_a$  = coeficiente que depende del ángulo a. Ver tabla N° 4 = 1.13

$R$  = talud que tiene el estribo = 0.00

$PR$  = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo. Ver tabla N° 6 = 1.00

Entonces:

$St = 1.22$  m

$d_s$  = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$S_o = 0.68$  m

**Asumimos  $S_o = 0.70$  m**

## **2.- ESTRIBO MARGEN DERECHA AGUAS ABAJO**

$St$  = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en m.

$H_o$  = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión = 0.1 m



$Q$  = caudal de diseño = 60.0 m<sup>3</sup>/s

$Q_1$  = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda. = 6.0 m<sup>3</sup>/s

$Q_1/Q = 0.1$

$P_q$  = coeficiente que depende de la relación  $Q_1/Q$ . Ver tabla N° 5 = 2.00

$\alpha$  = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente = 45°

$P_a$  = coeficiente que depende del ángulo  $\alpha$ . Ver tabla N° 4 = 0.89

$R$  = talud que tiene el estribo = 0.00

$P_R$  = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo. Ver tabla N° 6 = 1.00

Entonces:

$St = 0.18$  m.

$ds$  = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$So = 0.08$  m.

**Asumimos  $So = 0.10$  m.**

## **PUENTE TARA**

### **A. METODO DE LA SECCION Y LA PENDIENTE**

Para aplicar el siguiente método debe realizarse los siguientes trabajos de campo:

- 1.- Selección del tramo del río.
- 2.- Levantamiento topográfico de la sección transversal seleccionada.
- 3.- Determinación de la pendiente de la superficie de agua con las marcas o huellas dejadas por las aguas de máximas.
- 4.- Elegir un valor de coeficiente de rugosidad ( $n$ ) el más óptimo.
- 5.- Aplicar cálculos en la fórmula de Manning.

$$Q \text{ máx.} = A \times R^{(2/3)} \times S^{(1/2)} / n$$

A: área de la sección húmeda (m<sup>2</sup>)

R: área de la sección húmeda/ perímetro mojado S: pendiente de la superficie del fondo de cauce n: rugosidad del cauce del río.

La siguiente tabla nos muestra los distintos valores de “n” que se adoptaran:

SEGUN COWAN:

Condiciones del río:

MATERIAL DEL CAUCE:

A	Terroso
B	Rocoso
C	Gravoso fino
D	Gravoso grueso

**Material del cauce adoptado: D = 0.028**

GRADO DE IRREGULARIDAD:

A	Ninguna
B	Leve
C	Regular
D	Severo

**Grado de irregularidad adoptado: C = 0.010**

SECCIONES VARIABLES:

A	Leve
B	Regular
C	Severo

**Variación de la sección adoptada: B = 0.005**

EFFECTO DE LAS OBSTRUCCIONES:

A	Despreciables
B	Menor
C	Apreciable
D	Severo

**Efecto de las obstrucciones adoptado: D = 0.010**

VEGETACIÓN:

A	Ninguna
B	Poco
C	Regular
D	Alta

**Vegetación adoptada: B = 0.010**

GRADO DE SINUOSIDAD:

A	Insignificante
B	Regular
C	Considerable

**Grado de sinuosidad adoptado: B = 1.150**

Valor de " n " adoptado según COWAN    n = 0.0726

**SEGUN SCOBEEY:**

Condiciones del río:

**n = 0.025**

Cauce de tierra natural limpios con buen alineamiento con o sin algo de vegetación en los taludes y gravillas dispersas en los taludes.

**n = 0.030**

Cauce de piedra fragmentada y erosionada de sección variable con algo de vegetación en los bordes y considerable pendiente (típico de los ríos de entrada de ceja de selva).

**n = 0.035**

Cauce de grava y gravilla con variación considerable de la sección transversal con algo de vegetación en los taludes y baja pendiente.( típico de los ríos de entrada de ceja de selva ).

**n = 0.040-0.050**

Cauce con gran cantidad de canto rodado suelto y limpio, de sección transversal variable con o sin vegetación en los taludes (típicos de los ríos de la sierra y ceja de selva).

**n = 0.060-0.075**

Cauce con gran crecimiento de maleza, de sección obstruida por la vegetación externa y acuática de lineamiento y sección irregular. (Típico de los ríos de la selva).

Valor de " n " adoptado según SCOBNEY **n = 0.05**

Seleccionando el menor valor de "n" de estos dos criterios: 0.05

Cota de N.A.M.E dejada por las huellas: 2882 m.s.n.m

Aa: Área de la sección del río en la avenida: 54.00 m<sup>2</sup>

P: perímetro mojado de la avenida: 30.10 m

S: pendiente de la superficie del fondo de cauce: 0.007

n: rugosidad del cauce del río: 0.05

$Q \text{ máx.} = A \times R^{(2/3)} \times S^{(1/2)} / n$

**Q máx. = 133.41 m<sup>3</sup>/s**

## **B. METODO DE LA VELOCIDAD Y AREA**

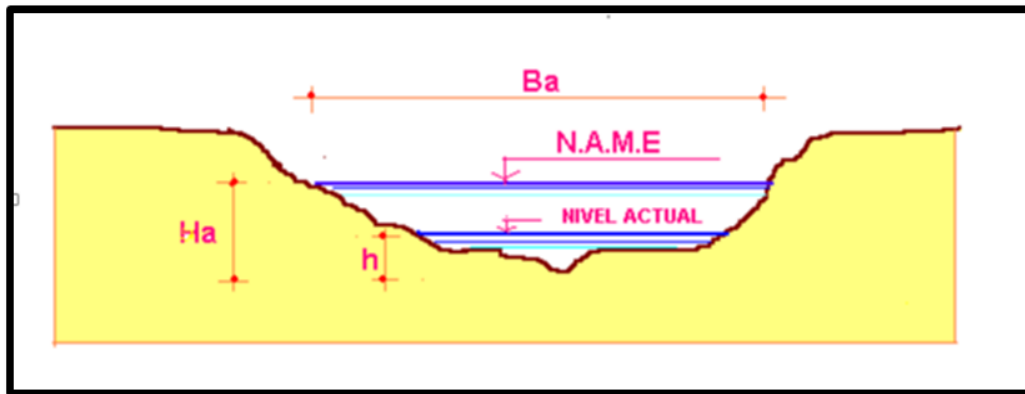
Para aplicar el siguiente método debe realizarse los siguientes trabajos de campo:

- 1.- Selección del tramo del río.
- 2.- Medir la Altura máxima de agua en la avenida (Ha).
- 3.- Levantamiento topográfico de la sección transversal seleccionada indicando marcas o huellas dejadas por las aguas de máximas avenidas.
- 4.- Medir la velocidad superficial del agua ( Vs ) que discurre tomando en cuenta el tiempo que demora un objeto flotante en llegar de un punto a otro en una sección regularmente uniforme, habiéndose previamente definido la distancia entre ambos puntos.

5.- Calcular el área de la sección transversal del río durante la avenida dejadas por las huellas (Aa). El área se puede calcular usando la regla de Simpson o dibujando la sección en AutoCAD.

6.- Aplicar cálculos en las siguientes formulas:

VER SECCION DEL PLANO ADJUNTO



Ha: Altura máxima de agua en la avenida

Aa: Área de la sección del río en la avenida

Ba: Ancho máximo del espejo de agua en la avenida.

$$Ba = 29.30 \text{ m}$$

$$Aa = 54.00 \text{ m}^2$$

$$Ha = 2.7 \text{ m}$$

$$Va = Vs \times Ha / h$$

Va: Velocidad de agua durante la avenida Vs: Velocidad superficial del agua actual

Ha: Altura máxima de agua en la avenida h: Profundidad actual en el centro del río

$$Vs = 1.42 \text{ m/s}$$

$$h = 1.55 \text{ m}$$

$$Ha = 2.7 \text{ m}$$

$$V_a = 2.474 \text{ m/s}$$

$$\text{Caudal de avenida: } Q_{\text{máx.}} = V_a \times A_a = 133.57 \text{ m}^3/\text{s}$$

### C. METODO DE LA FORMULA RACIONAL

Para aplicar el siguiente método empírico debe realizarse el siguiente trabajo de gabinete:

- 1.- Determinar el área de influencia de la cuenca en hectáreas.
- 2.- Estimar una intensidad de lluvia máxima (mm/h)
- 3.- Aplicar cálculos con la fórmula racional

$$Q = C \times i \times A / 360$$

Q: Caudal máximo de escorrentía que provocara una máxima avenida. (m<sup>3</sup>/s) C:

Coefficiente de escorrentía

A: Área de influencia de la cuenca. (Ha)

i: intensidad máxima de lluvia (mm/h)

Coefficiente escorrentía (C):

A	cultivos generales en topografía ondulada ( S = 5 a 10 % )
B	cultivos generales en topografía inclinada ( S = 10 a 30 % )
C	cultivos de pastos en topografía ondulada ( S = 5 a 10 % )
D	cultivos de pastos en topografía inclinada ( S = 10 a 30 % )
E	cultivos de bosques en topografía ondulada ( S = 5 a 10 % )
F	cultivos de bosques en topografía inclinada ( S = 10 a 30 % )
G	áreas desnudas en topografía ondulada ( S = 5 a 10 % )
H	áreas desnudas en topografía inclinada ( S = 10 a 30 % )

Indicar la letra correspondiente al coeficiente seleccionado

Coeficiente escorrentía adoptado (C):  $G = 0.8$

Área de la cuenca adoptada (A) = 5.716 has

Intensidad máxima de lluvia adoptada (i) = 46.7 mm/h

Caudal máximo:  $Q \text{ máx.} = C * i * A / 360 = 593.19 \text{ m}^3/\text{s}$

De los tres caudales máximos calculados se adoptarán lo siguiente:

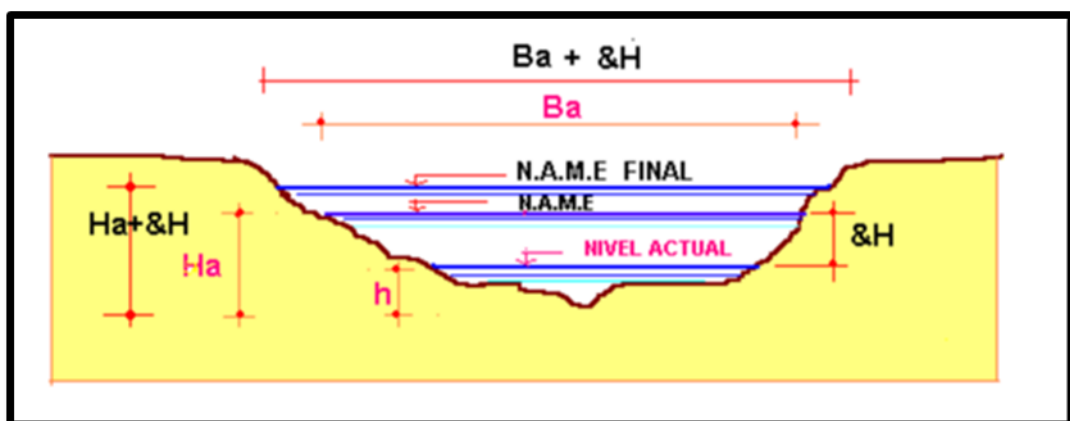
- 1.- el máximo de los caudales
- 2.- el promedio de los caudales
- 3.- la media ponderada

**CAUDAL MAXIMO SELECCIONADO  $Q \text{ máx.} = 593.19 \text{ m}^3/\text{s}$**

Luego con el caudal máximo adoptado se ingresara nuevamente en la fórmula de Manning y se hallara el nuevo valor de la altura de agua de máximas avenidas.

$Q \text{ máx.} = A \times R^{(2/3)} \times S^{(1/2)} / n$

$$Q \text{ max} = \frac{A^{(5/3)} * S^{(1/2)}}{P^{(2/3)} * n}$$



$$Q \text{ max.} = \frac{(Aa + \&A)^{(5/3)} * S^{(1/2)}}{(1.1P)^{(2/3)} * n}$$

$$A = [Q_{\max} * n * (1.49) (2/3) / S (1/2)] (3/5) - A_a$$

$$A = 83.4326 \text{ m}^2$$

$$A = (B_a + H) * H$$

$$\text{INCREMENTE EL N.A.M.E EN } H = 2.61 \text{ m}$$

$$\text{NUEVA COTA DE N.A.M.E.} = 2884.61 \text{ m.s.n.m}$$

$$\text{CAUDAL MAXIMO } Q_{\max} = 593.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

### **SOCAVACION DEL PUENTE TARA:**

Método de Froehlich (1991)

Una ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich es usada por el programa HEC-RAS (1998) como una alternativa a la ecuación de la Universidad Estatal de Colorado para profundidad de socavación en pilas.

$$d_s = 0.32 K_f (a')^{0.62} h^{0.47} Fr^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a$$

Donde:

$d_s$  = profundidad de socavación local (m)

$s$  = factor de corrección de la forma de la pila

$a'$  = ancho proyectado de la pila con relación al Angulo de ataque del flujo (m)

$a$  = ancho de la pila, adicionado como un factor de seguridad (m)

$h$  = profundidad de flujo directamente aguas arriba de la pila (m)

$Fr$  = número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila

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

Para pilas con punta circular alineadas con el flujo se tiene:

$$d_s \leq 2.4a \text{ para } Fr \leq 0.8$$

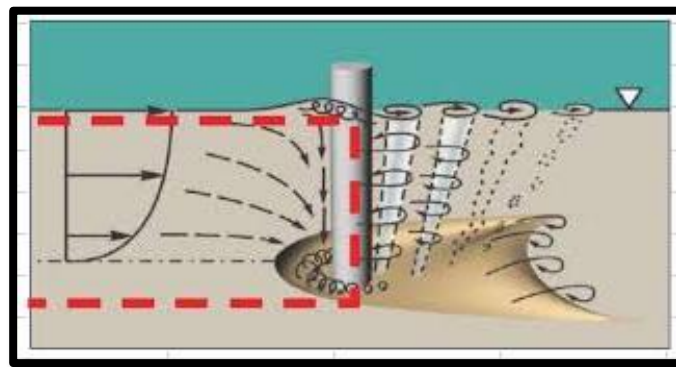
$$d_s \leq 3.0a \text{ para } Fr > 0.8$$



Si la profundidad de socavación se analiza para un caso particular, Froehlich sugiere que no se adicione el factor de seguridad a al final de la ecuación. El programa HEC-RAS (1998) siempre adiciona este factor de corrección.

Factor de corrección  $K_f$

Forma de la pila	$K_f$
Punta cuadrada	1.3
Pila con punta circular	1
Pila con punta triangular	0.7



Numero de Froude :  $Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$

Pilar 01 derecho:

$d_s$  = profundidad de socavación local (m)

$a'$  = ancho proyectado de la pila con relación al Angulo de ataque del flujo (m) = 1m

$a$  = ancho de la pila, adicionado como un factor de seguridad (m) = 1m

$h$  = profundidad de flujo directamente aguas arriba de la pila (m) = 0.94 m

$Fr$  = número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila = 0.38

$D_{50}$  = diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m) = 1.84 m

$K_f$  = Factor de corrección = 1m

**$d_s = 1.238$  m**

**Asumimos:  $d_s = 1.30 \text{ m}$**

**Pilar 02 izquierdo:**

$d_s$  = profundidad de socavación local (m)

$a'$  = ancho proyectado de la pila con relación al ángulo de ataque del flujo (m) = 1m

$a$  = ancho de la pila, adicionado como un factor de seguridad (m) = 1m

$h$  = profundidad de flujo directamente aguas arriba de la pila (m) = 0.65m

$Fr$  = número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila = 0.38

$D_{50}$  = diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m) = 1.84 m

$K_f$  = Factor de corrección = 1m

**$d_s = 1.200 \text{ m}$**

**Asumimos:  $d_s = 1.20 \text{ m}$**

**ANEXO 4**  
**PANEL FOTOGRAFICO**

## PUENTE TARA

Foto No 01



Levantamiento topografico del Puente Tara

Foto No 02



Recoleccion del material de arrastre del puente Tara

PUENTE FLORIDA:

Foto No 03



Vista panorámica del Puente Florida y su estribo socavado.

Foto No 04



Vista del estribo afectado en el puente Florida

## PUENTE MANCOS

Foto No 05



Vista panorámica del puente Mancos y su transitabilidad

Foto No 05



Estribo afectado del puente Mancos

Foto No 07



Trabajos de Analisis Granulometrico en la laboratorio de USP

Foto No 08



Analisis Granulometrico de los materiales del rio

Foto No 09



Cuarteo para analisis de suelos de cada rio

Foto No 10



Pesado de los materiales durante el analisis de suelos