



UNIVERSIDAD  
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL  
**PIRHUA**

# EL MÉTODO DEL ÍNDICE DE ERODABILIDAD EN EL CÁLCULO DE LA EROSIÓN LOCAL EN PILARES DE PUENTES

Mariella Carmen Caminati Briceño,

Piura, 17 de Noviembre de 2003

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil

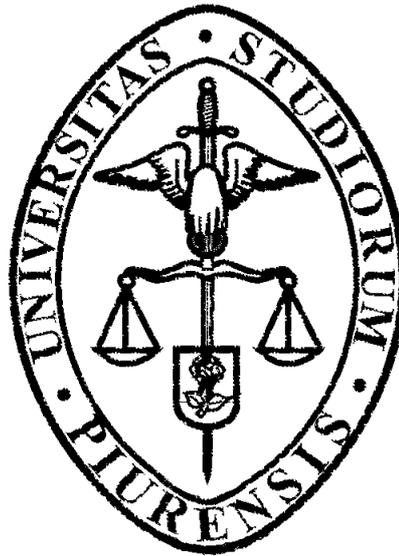
Noviembre 2003



Esta obra está bajo una [licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

**UNIVERSIDAD DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERÍA**



*“El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes”*

**Tesis para optar por el Título de  
Ingeniero Civil**

**Mariella Carmen Camminati Briceño**

**Asesor : Ing. Jorge Reyes Salazar**

**Piura, Octubre 2003**

*A mi familia,  
a mis amigos y  
sobre todo a mis padres  
por haberme brindado  
el apoyo, cariño, y ánimo  
durante este largo  
trayecto que abarcó  
la presente tesis*

*A Dios y la Virgen, a mis padres  
y a mi familia.*

## Prólogo

La erosión excesiva alrededor de los pilares de puentes ha concitado la atención de un gran número de investigadores durante muchos años. Durante este periodo de tiempo, se han desarrollado múltiples metodologías para el cálculo de la erosión local en pilares, lo cual podría dar la impresión de que este tema de investigación se encuentra agotado. Sin embargo, esta primera impresión dista mucho de la realidad, ya que el tema continúa siendo motivo de investigación. Esto se debe a que aún no ha sido posible obtener una relación de diseño que unifique satisfactoriamente los diferentes resultados experimentales.

La erosión hidráulica implica una interacción entre las fuerzas impuestas por el poder erosivo del agua y la resistencia ofrecida por el esfuerzo inherente de los materiales que constituyen el lecho del río, entrando a tallar múltiples ramas de la ingeniería: la Hidráulica, Hidrología, la Geología y la Geotecnia. La ingeniería geológica y geotécnica se requieren para determinar la habilidad relativa del material a resistir la erosión y la hidráulica e hidrológica para determinar la magnitud del poder erosivo del agua.

El problema de los métodos disponibles se deriva en que los autores han centrado su atención principalmente entorno a un estudio eminentemente hidráulico, lo que conlleva a que le den mayor consideración a los parámetros hidráulicos (velocidad, tirante normal, etc.) y no le dan la debida importancia a los parámetros geotécnicos (la resistencia del suelo, su estructura, la forma de sus partícula, etc). Esta metodología conlleva al desarrollo de métodos inadecuados para el espectro de suelos que podemos encontrar en nuestro medio.

Estando claro que la predicción de la erosión requiere de distintas ramas de la ingeniería, y de la integración de sus conocimientos y experiencias, se propone desarrollar este tema de tesis. Esta tesis se enfocará en el desarrollo de un método relativamente nuevo (1995), difundido en los EE.UU., que a diferencia de los demás toma en cuenta con mayor interés los parámetros geotécnicos. Dicho método es conocido como el método del Índice de Erodabilidad.

## IV

El Método del Índice de Erodabilidad permite a los ingenieros tener en cuenta la resistencia a la erosión de una gran variedad de materiales, desde suelos granulares sin cohesión hasta suelos extremadamente duros, tal como la roca masiva. Este método le da igual importancia a ambos tipos de parámetros, los hidráulicos y los geotécnicos, relacionando el poder erosivo del agua (Hidráulica) con un índice geomecánico llamado Índice de Erodabilidad (Geotécnia).

La importancia de desarrollar este tema de tesis radica en que en el Perú, debido a razones económicas, existe una gran cantidad de puentes construidos con pilares en el cauce. Estadísticamente, la mayor causa de la caída de estos puentes se debe a la erosión en sus pilares. Específicamente en la Región de Piura existe un gran número de puentes construidos con este sistema, lo cual resalta la importancia del estudio propuesto. Una buena estimación de la profundidad de socavación alrededor de los pilares antes de la construcción del puente, permitirá dimensionar de una mejor manera la estructura futura.

Es así, que nace la propuesta para la realización de este proyecto. Proyecto de gran importancia para nuestra región, ya que permitirá, para futuros proyectos de edificación de puentes, un cálculo de la erosión en pilares más acorde con las características de los suelos de nuestro medio.

Finalmente, hago extensivo mi agradecimiento a mi asesor, Ing. Jorge Reyes Salazar por ayudarme y orientarme en la realización de este documento, así como también por la constante paciencia, apoyo, confianza y amistad que demostró durante el periodo que abarcó la presente tesis. De la misma manera agradezco a los ingenieros Germán Gallardo y Wilfredo Castillo que con paciencia y dedicación me brindaron la información necesaria para el desarrollo de este trabajo. Por último, gracias a mi familia, a mis amigos y a todas aquellas personas que me apoyaron con su valiosa amistad durante todo este trayecto.

Hago especial mención a mi novio Patricio Miranda Febres, a quien agradezco por su constante paciencia, apoyo, dedicación y la gran ayuda que me brindó durante el largo período que abarco el presente trabajo.

## **Resumen**

El presente trabajo de tesis muestra un método alternativo a los métodos actuales, método con una metodología diferente, que permite un cálculo de la erosión alrededor de los pilares más aproximado, acorde con las características de los suelos de nuestro medio. Esta metodología considera necesario, para la predicción de la profundidad de erosión, la integración de un equipo multidisciplinario conformado por ingenieros hidráulicos, geotécnicos y geólogos.

Este proyecto se encuentra dividido en cinco partes: La primera, una revisión general de la erosión y una específica sobre la erosión local. La segunda parte incluye un análisis de los métodos disponibles para el cálculo de la erosión alrededor de los pilares. La tercera, define el método propuesto, el método del índice de erodabilidad, en donde se describe detalladamente su desarrollo. La cuarta parte comprende la aplicación del método desarrollado, haciendo un análisis del comportamiento del mismo en los suelos característicos de la localidad de Piura, específicamente del cauce del río Piura. Finalmente, las conclusiones, como su nombre lo indica, finalizan este trabajo, resumiendo las ventajas y desventajas del método propuesto.

## Índice General

<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO 1 LA EROSIÓN HIDRÁULICA .....</b>	<b>3</b>
<b>1.1 Definición.....</b>	<b>3</b>
<b>1.2 Tipos de erosión .....</b>	<b>3</b>
1.2.1 Clasificación temporal .....	3
1.2.1.1 Erosión permanente.....	4
1.2.1.2 Erosión transitoria .....	4
1.2.2 Clasificación espacial.....	4
1.2.2.1 Erosión general.....	4
1.2.2.2 Erosión local.....	5
<b>1.3 Erosión local .....</b>	<b>5</b>
1.3.1 Fosos de socavación: .....	6
1.3.2 Tipos de obstáculos .....	6
1.3.2.1 Obstáculo natural .....	7
1.3.2.2 Obstáculo Artificial .....	8
1.3.3 La erosión local y el arrastre generalizado de sedimentos .....	8
1.3.3.1 Erosión local sin arrastre generalizado de sedimentos.....	9
1.3.3.2 Erosión local con arrastre generalizado de sedimento .....	9
1.3.3.3 Erosión local con arrastre incipiente de sedimento:.....	10
<b>1.4 Erosión local en pilares de puentes .....</b>	<b>10</b>
1.4.1 Mecanismo .....	11
1.4.1.1 Aumento de la velocidad.....	11
1.4.1.2 Sistema de vórtices.....	11
1.4.2 Influencia de la erosión general en el fosa de socavación .....	13
1.4.2.1 Foso generado por efecto exclusivo de la erosión local.....	13
1.4.2.2 Foso generado por efecto combinado de la erosión general y local .....	14

<b>CAPÍTULO 2</b>	<b>MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA EROSIÓN LOCAL EN PILARES.....</b>	<b>15</b>
<b>2.1</b>	<b>Estado actual del cálculo de la erosión local en pilares.....</b>	<b>15</b>
<b>2.2</b>	<b>Características de los métodos disponibles .....</b>	<b>16</b>
2.2.1	Metodología de estudio.....	16
2.2.2	Parámetros utilizados .....	17
2.2.2.1	Parámetros hidráulicos:.....	17
2.2.2.2	Parámetros geométricos .....	17
2.2.2.3	Parámetros sedimentológicos.....	17
2.2.2.4	Parámetros adimensionales.....	17
<b>2.3</b>	<b>Métodos analizados .....</b>	<b>17</b>
2.3.1	Método de Laursen y Toch (1956).....	18
2.3.1.1	Variables que utiliza .....	18
2.3.1.2	Parámetros adimensionales.....	18
2.3.1.3	Ecuación general.....	18
2.3.1.4	Limitaciones del método.....	19
2.3.1.5	Comentarios .....	20
2.3.2	Método de Yaroslavtziev (1969) .....	20
2.3.2.1	Variables que utiliza .....	20
2.3.2.2	Ecuación general.....	20
2.3.2.3	Limitaciones del método.....	22
2.3.2.4	Comentarios .....	22
2.3.3	Método de la FHWA (HEC-18) (1995).....	22
2.3.3.1	Variables que utiliza .....	23
2.3.3.2	Parámetros adimensionales.....	23
2.3.3.3	Ecuación general.....	23
2.3.3.4	Limitaciones del método.....	25
2.3.3.5	Comentarios .....	25
<b>2.4</b>	<b>Análisis crítico de los métodos actuales .....</b>	<b>26</b>
2.4.1	Comparativa de los métodos.....	26
2.4.2	Puntos débiles de los métodos .....	27
<b>CAPÍTULO 3</b>	<b>MÉTODO DEL ÍNDICE DE ERODABILIDAD.....</b>	<b>31</b>
<b>3.1</b>	<b>Reseña del método .....</b>	<b>31</b>
<b>3.2</b>	<b>Conceptos base.....</b>	<b>32</b>
3.2.1	Poder erosivo del agua .....	32
3.2.2	Habilidad de los materiales a resistir la erosión.....	33
3.2.3	Modelo conceptual del proceso de erosión en materiales de tierra .....	33
3.2.4	Plataforma de partida .....	35
<b>3.3</b>	<b>Desarrollo del método del índice de erodabilidad .....</b>	<b>36</b>
3.3.1	Stream Power .....	36
3.3.1.1	Stream Power en pilares de puentes.....	36
3.3.2	Índice de erodabilidad.....	38
3.3.2.1	Parámetro de la resistencia del terreno, $M_s$ .....	39

3.3.2.2	Parámetro del tamaño bloque / partícula, $K_b$ .....	40
3.3.2.3	Parámetro de la resistencia al corte de los enlaces inter-partículas o de las discontinuidades, $K_d$ .....	43
3.3.2.4	Parámetro de la Estructura relativa del suelo, $J_s$ .....	46
3.3.3	Correlación entre el <i>Stream Power</i> y el Índice de Erodabilidad .....	49
3.3.4	Base para determinar la profundidad de erosión .....	51
<b>3.4</b>	<b>Procedimiento .....</b>	<b>52</b>
3.4.1	Gráfico del <i>Stream Power</i> requerido .....	52
3.4.2	Gráfico del <i>Stream Power</i> disponible .....	54
3.4.3	Determinación de la profundidad de erosión .....	54
<b>3.5</b>	<b>Ejemplos donde se ha aplicado el método .....</b>	<b>55</b>
<b>CAPÍTULO 4 APLICACIÓN: PUENTE BOLOGNESI 1967 - 1998.....</b>		<b>57</b>
<b>4.1</b>	<b>Descripción general del área de estudio.....</b>	<b>57</b>
4.1.1	Aspecto Hidrográfico .....	58
4.1.2	Aspecto Geológico .....	58
<b>4.2</b>	<b>Reseña del puente .....</b>	<b>60</b>
<b>4.3</b>	<b>Determinación del perfil estratigráfico y los parámetros geotécnicos del suelo a la altura del puente Bolognesi.....</b>	<b>62</b>
4.3.1	Exploración de campo .....	62
4.3.2	Ensayos de Laboratorio .....	63
4.3.3	Perfil estratigráfico del suelo .....	63
4.3.4	Análisis práctico de los datos obtenidos .....	64
<b>4.4</b>	<b>Aplicación del método del índice de erodabilidad .....</b>	<b>65</b>
4.4.1	Gráfico del <i>Stream Power</i> requerido .....	66
4.4.1.1	Cálculo del Índice de Erodabilidad en función de la profundidad.....	66
4.4.1.2	Cálculo del <i>Stream Power</i> requerido.....	68
4.4.1.3	Trazar Gráfico .....	68
4.4.2	Gráfico del <i>Stream Power</i> disponible .....	69
4.4.2.1	Cálculo del $P_a$ e $y_{smax}$ .....	69
4.4.2.2	Trazar Grafico del <i>Stream Power</i> disponible .....	71
4.4.3	Cálculo de la profundidad de socavación.....	72
<b>4.5</b>	<b>Comparación de los resultados obtenidos con los observados en 1998.....</b>	<b>73</b>
<b>4.6</b>	<b>Análisis del comportamiento de las curvas del <i>Stream Power</i> requerido y del <i>Stream Power</i> disponible en suelos característicos del cauce del río Piura ....</b>	<b>73</b>
4.6.1	Curva del <i>Stream Power</i> requerido .....	73
4.6.1.1	Suelos granulares .....	74
4.6.1.2	Suelos cohesivos .....	75
4.6.2	Curva del <i>Stream Power</i> disponible .....	77
4.6.2.1	Velocidad del agua, pendiente y profundidad del flujo .....	78
4.6.2.2	$Y_{smax}$ del HEC-18 .....	78

<b>CAPÍTULO 5</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>81</b>
<b>5.1</b>	<b>Conclusiones.....</b>	<b>81</b>
<b>5.2</b>	<b>Recomendaciones.....</b>	<b>83</b>

**BIBLIOGRAFÍA**

**ANEXO A: METODOS DISPONIBLES**

**ANEXO B: TABLAS DEL CAPITULO 3**

**ANEXO C: ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR**

**ANEXO D: ENSAYOS DE CORTE DIRECTO**

**ANEXO E: PERFIL ESTRATIGRÁFICO Y ENSAYOS DE LABORATORIO**

**ANEXO F: CALCULOS REALIZADOS**

## Introducción

El presente trabajo de tesis “El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes”, pretende difundir el uso del método del índice de erodabilidad y realizar una aplicación de éste en los pilares del primer puente Bolognesi de la ciudad de Piura. Este método, a diferencia de otros considera la resistencia del suelo asociada a la erosión dentro del cálculo de la erosión local en pilares de puentes; dando igual importancia a los parámetros geotécnicos e hidráulicos.

Para el entendimiento y desarrollo de esta tesis, es esencial conocer la teoría del fenómeno que involucra al método, la erosión. Por este motivo, en el primer capítulo se presentan los fundamentos de la teoría de la erosión hidráulica, abordando con mayor detalle la erosión local, por ser el tipo de erosión objeto de este documento.

En el segundo capítulo se presenta el estado del arte del cálculo de la erosión local alrededor de los pilares de puentes. En él se recogen algunos de la gran variedad de métodos existentes, cuya principal característica, a excepción del método desarrollado en esta tesis, es dar mayor importancia a los parámetros hidráulicos dejando de lado los geotécnicos. También en este capítulo, se dedica un apartado específico para el análisis de estos métodos, especificando las ventajas y desventajas de los métodos actuales con respecto al método del índice de erodabilidad.

En el tercer capítulo se desarrolla una descripción detallada del método del índice de erodabilidad. En él se hace una breve reseña del método, se describen los conceptos base del mismo y se explica el desarrollo del método paso por paso.

En el cuarto capítulo, con la finalidad de analizar el comportamiento del método en nuestro medio, se realiza una aplicación del método del índice de erodabilidad en los pilares del antiguo puente Bolognesi de Piura.

En el quinto y último capítulo, se presenta las conclusiones y recomendaciones del trabajo. Estas sintetizan los beneficios y ventajas del método desarrollado, así como las limitaciones del mismo.

Finalmente, en los anexos se recogen: los resultados de los ensayos efectuados, los cálculos realizados, e información complementaria.

# Capítulo 1

## La erosión hidráulica

### 1.1 Definición

La erosión hidráulica es el fenómeno definido por la remoción de las partículas del fondo del cauce de un río. Se da porque los materiales que constituyen el fondo no siempre son capaces de resistir la fuerza de arrastre generada por el movimiento de las aguas. El agua, al fluir sobre el material del fondo produce fuerzas hidráulicas que, de tener suficiente magnitud, superan la resistencia ofrecida por los materiales, causando así su desprendimiento. Por consiguiente, la erosión hidráulica resulta de una interacción entre las fuerzas impuestas por el poder erosivo del agua y la resistencia ofrecida por el esfuerzo inherente del suelo a resistir la erosión.

### 1.2 Tipos de erosión

Los tipos de erosión se clasifican en dos diferentes grupos según la naturaleza de su alcance. Esta naturaleza puede ser espacial o temporal. La clasificación temporal basa su distinción en el desarrollo del fenómeno a lo largo del tiempo, mientras que la espacial distingue los tipos de erosión según su alcance en el espacio. La distinción espacial es esencial para un buen análisis y diseño, pero se requiere de un análisis temporal para lograr un diseño completo y satisfactorio.

#### 1.2.1 Clasificación temporal

La clasificación temporal permite tener en cuenta aspectos que en la distinción espacial podrían pasar desapercibidos, induciendo a un análisis erróneo. En el tiempo, la erosión producida en el fondo de un río puede ser permanente o momentánea. La erosión momentánea se da gracias a la sedimentación, que vuelve a rellenar el foso socavado. Por

consiguiente, se pueden producir en el lecho grandes profundidades de erosión que pueden ser ignoradas por su corta duración, originando varias malinterpretaciones. Debido a esto, se recomienda que la erosión espacial se calcule en base a la temporal.

### ***1.2.1.1 Erosión permanente***

Es una erosión a largo plazo que se mantiene en el tiempo. Esta profundización del nivel del fondo del cauce ocurre en longitudes importantes de la corriente, en un proceso que obedece a fenómenos geomorfológicos, los cuales pueden ser acelerados por la intervención antrópica del cauce. A este tipo de erosión también se le llama erosión no recuperable, que en ocasiones es ignorada en los cálculos de erosión porque no es detectada o se asume que es insignificante. Sin embargo, el conocimiento de esta puede permitir detectar grandes profundizaciones del cauce durante la vida útil de una estructura. La obra humana que más señaladamente causa una erosión permanente a largo plazo es la construcción de una presa, que causa una erosión progresiva que avanza aguas abajo.

### ***1.2.1.2 Erosión transitoria***

Es una erosión momentánea. Normalmente se da durante la fase ascendente de una avenida<sup>1</sup>. Se dispone de suficientes indicios para suponer que el fondo de un río se erosiona durante la fase ascendente de la avenida (incremento de la energía con el consiguiente aumento su capacidad erosiva) y vuelve a rellenarse durante la fase descendente (proceso inverso). Esto ocasiona que tras la avenida el fondo del cauce se pueda encontrar en la misma cota que antes, como si nada hubiera pasado, originando varias mal interpretaciones. El fenómeno de la erosión transitoria es aún debatido y no es claro en ríos de gran pendiente.

## **1.2.2 Clasificación espacial**

Los tipos de erosión agrupados en esta clasificación son los más conocidos e investigados dentro del campo la ingeniería civil. El conocimiento de estos tipos de erosión permite tener en cuenta aspectos que para el diseño y construcción de obras hidráulicas, tales como puentes y represas, tienen una gran trascendencia. Existen dos tipos de erosión considerando su alcance en el espacio:

### ***1.2.2.1 Erosión general***

Este tipo de erosión afecta a tramos largos del cauce y está relacionada con la energía que adquiere el agua al aumentar su velocidad. Al aumentar la velocidad de la corriente aumenta también su capacidad erosiva, superando la resistencia al movimiento de las partículas del suelo causando su desprendimiento. Ocurre independientemente de la presencia de estructuras impuestas por el hombre y sería el único o primordial tipo de erosión en un cauce recto y sin ninguna singularidad. La erosión general guarda relación con la erosión permanente, ya que normalmente se dan al mismo tiempo. Es un fenómeno que ocurre sobre un amplio rango de escalas de espacio y de tiempo, aun cuando eventos catastróficos puedan acelerarlo. Pueden inducir a una erosión general significativa los cambios del uso de la tierra, como la deforestación y la urbanización.

---

<sup>1</sup> Avenida: Creciente impetuosa de un río.

### 1.2.2.2 Erosión local

La erosión local afecta a una pequeña extensión del cauce y se origina por la acción de un flujo más complejo que el que se presenta en la erosión general. El flujo local tiene una fuerte turbulencia y desarrolla remolinos o vórtices, que son los principales causantes del fenómeno. Se presenta en sitios particulares de la corriente, como tramos curvos o en las vecindades de los obstáculos, los cuales generan un cambio en el patrón del flujo. Las estructuras hidráulicas como presas, puentes con pilares o estribos dentro del cauce, obras de encauzamiento, entre otros producen este tipo de erosión.

En la [figura 1.1](#) se aprecia un esquema de las dos formas de erosión según la clasificación espacial.

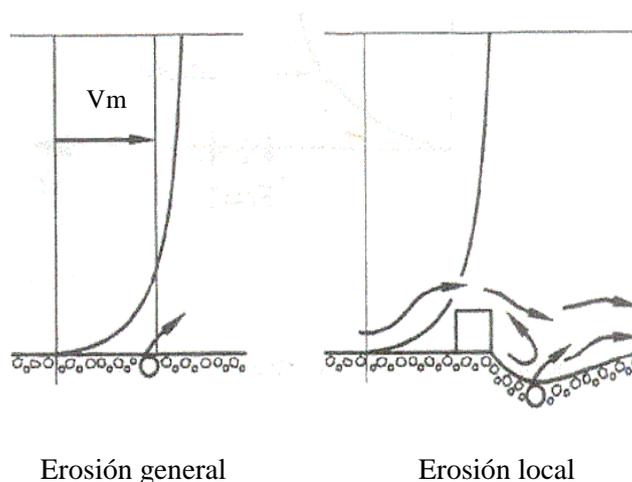


Fig 1.1 Erosión general y erosión local

En un tramo de una corriente natural, los dos tipos de erosión mencionados se pueden dar al mismo tiempo. Esto se debe a que cada uno se origina de manera independiente. Por ejemplo, la presencia de un obstáculo en un tramo donde existe una tendencia a la erosión general, causaría los dos tipos de erosión: la local y la general. La erosión total sería la suma de las componentes asociadas.

A continuación se abordará con mayor detalle la erosión local, por ser el tipo de erosión que concentra el interés de este trabajo de tesis.

## 1.3 Erosión local

La erosión local está asociada a singularidades como obstáculos o cambios bruscos de la dirección del flujo que generan remolinos o vórtices, los que causan una gran turbulencia. En este tipo de erosión los vórtices son los principales causantes del fenómeno. Por este motivo, no es necesario grandes caudales para originar la erosión local ya que puede ocurrir aguas abajo de cauces tranquilos.

### 1.3.1 Fosos de socavación:

Los llamados fosos son el resultado de la acción de la erosión local sobre una pequeña extensión del cauce. Estos fosos se pueden presentar aguas arriba o aguas abajo del obstáculo. En la [figura 1.2](#) se muestra un pequeño esquema de la erosión local alrededor de un obstáculo. El término profundidad de socavación ( $y_s$ ) define la profundidad del foso socavado.

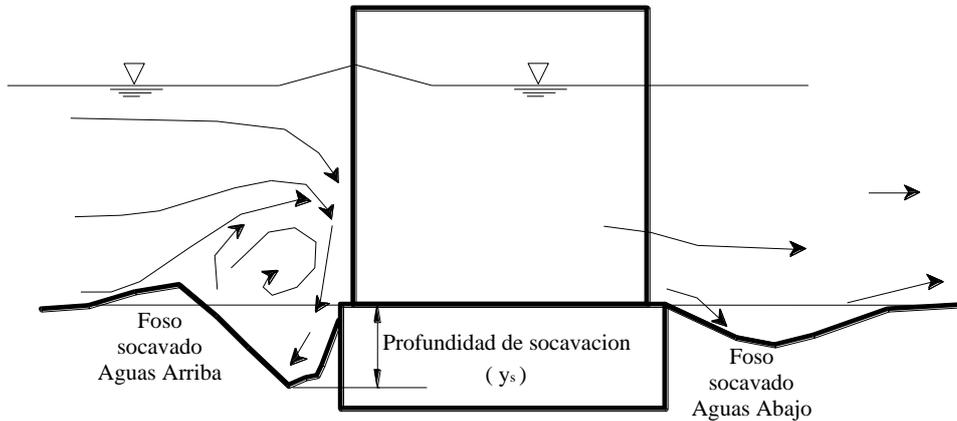


Fig 1.2 Erosión local alrededor de un obstáculo

Los fosos de socavación pueden adquirir distintas formas según sea la localización y la extensión de estos sobre el cauce del río. La erosión puede ser localizada en el frente de un obstáculo o puede extenderse continuamente alrededor del elemento. La [figura 1.3](#) resume distintas formas de fosos socavados.

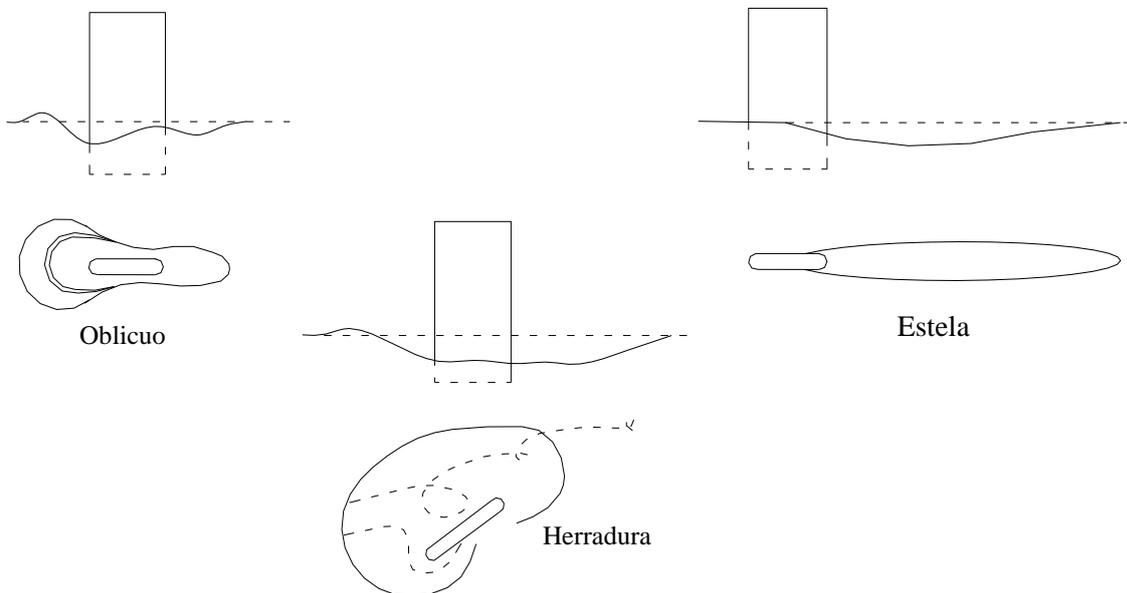


Fig 1.3 Formas de fosos de erosión

### 1.3.2 Tipos de obstáculos

La presencia de obstáculos en un cauce puede ser por producto del hombre o de la misma naturaleza. Por lo tanto, existen dos tipos de obstáculos: los naturales y los artificiales.

### 1.3.2.1 Obstáculo natural

Obstáculo natural es el nombre que se aplica a cualquier obstáculo cuya presencia en el cauce se deba a razones puramente naturales, es decir, independientemente de la acción humana.

Un ejemplo de un obstáculo natural en nuestro medio, fue el caso de un estrato duro denominado “La Peñita” (fig 1.4); que en el cauce del río Piura causo una profundidad de erosión de 7 metros. Actualmente, ha sido retirado, ya que ponía en riesgo la seguridad de las obras de infraestructura en su área de influencia (Puente Bolognesi). Esta obstrucción natural causaba grandes turbulencias que se manifestaban en erosiones de fondo muy fuertes. “La Peñita” se extendía en la margen izquierda del cauce en la zona de aguas arriba del puente Bolognesi, sobresaliendo cerca de 1m.

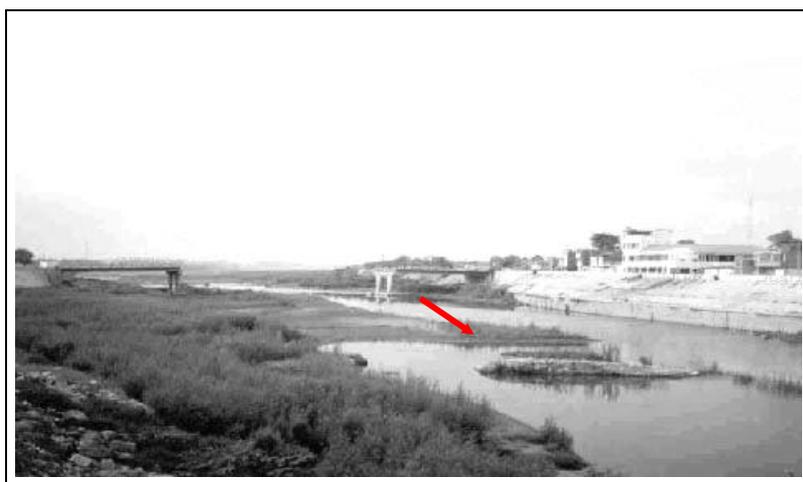


Fig 1.4 Detalle del Estrato duro denominado “Peñita”

Según el “Estudio para el Tratamiento Integral del río Piura” efectuado en el año 2000 por la UNP-UDEP, en caudales altos “La peñita” generaba una erosión local que en promedio se extendía longitudinalmente desde 25 metros aguas arriba hasta 330 metros aguas abajo de la misma. (70 metros aguas abajo de la sección del Puente Bolognesi ) Transversalmente esta erosión tenía un ancho de 50 metros. La máxima profundidad erosión alcanzada fue de 7 metros. (fig 1.5).

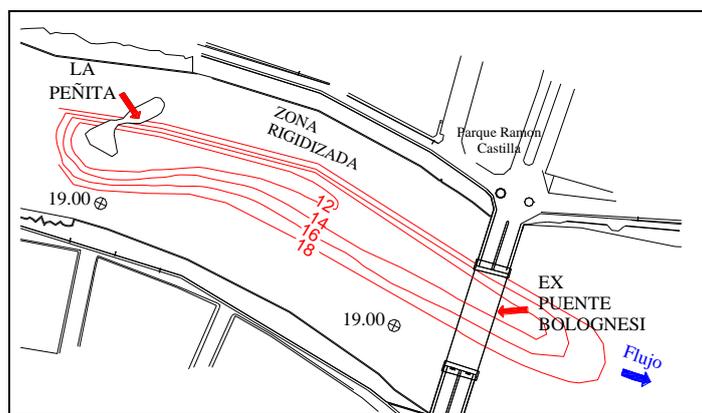


Fig 1.5 Planta de la erosión local ocasionada por la Peñita

En la figura 1.5 se puede observar las cotas finales asociadas a la erosión local ocasionada por la Peñita, las cuales fueron:

- Cota asociada a la erosión general del cauce Cota 19 msnm

- Cota asociada a la máxima socavación ocasionada por el obstáculo natural “La Peñita”. Cota 12 msnm
- Cota asociada a la erosión local ocasionada en la peñita en la sección del puente Cota 14 msnm

### 1.3.2.2 *Obstáculo Artificial*

Se le denomina así a todos aquellos obstáculos cuya presencia en el cauce se deben a obras generadas por el hombre. Por ejemplo, obras hidráulicas que obstaculizan el libre flujo de la corriente del agua. Los casos de erosión local de mayor repercusión social se deben a este tipo de obstáculos; ya que al colapsar, causan grandes pérdidas y daños en las comunidades aledañas.

Los puentes son un ejemplo de este tipo de obstáculo. Los efectos de socavación causados por la presencia de estas obras de infraestructura, pueden ocasionar el colapso de estas mismas, provocando cuantiosas pérdidas económicas e incluso humanas.

Los pilares de los puentes son las estructuras hidráulicas más vulnerables a la erosión. El primer puente Bolognesi de Piura, puente donde se aplicará el método, colapsó debido a una fuerte erosión en los cimientos de sus apoyos, llevándose consigo varias vidas humanas.



Fig 1.6 Vista del colapsado Puente Bolognesi

### 1.3.3 **La erosión local y el arrastre generalizado de sedimentos**

La posibilidad de arrastre generalizado de los materiales de fondo se considera dependiente de la relación que existe entre dos tipos de velocidades:

- La velocidad media del flujo ( $V$ ) que es la velocidad promedio de las aguas, la cual depende de las características hidráulicas del río y,
- velocidad crítica o velocidad de arrastre incipiente ( $V_c$ ), velocidad media requerida para arrastrar las partículas que constituyen el fondo del río.

Según estas definiciones se pueden encontrar tres condiciones de arrastre general en el cauce:

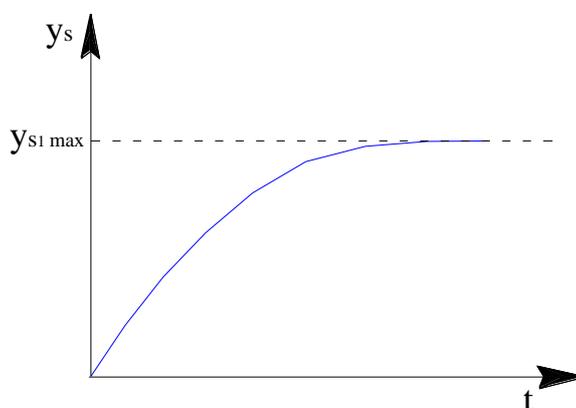
- Cuando  $V > V_c$ , es decir, cuando la velocidad media del flujo no es capaz de remover las partículas del fondo, por lo que no hay un arrastre generalizado del material.,

- cuando  $V < V_c$ , en donde la velocidad es capaz de desprender las partículas y arrastrarlas río abajo, y
- cuando  $V = V_c$ , la velocidad media de la corriente es tal que el fondo está en el límite entre el estado de reposo y el de movimiento general del lecho.

Estas condiciones de arrastre generalizado dan origen a tres tipos respectivos de erosión local:

### 1.3.3.1 Erosión local sin arrastre generalizado de sedimentos

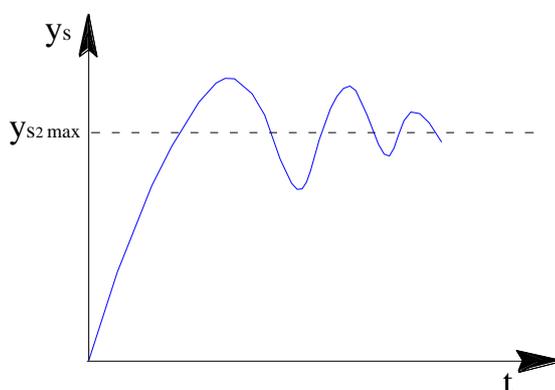
También llamada socavación en aguas claras. Se da cuando  $V < V_c$ , por lo que no hay un aporte de sedimentos al foso socavado. En esta situación, la erosión local en el foso es continua y su profundidad incrementa con el tiempo hasta alcanzar el equilibrio. Se tiende a un comportamiento asintótico con respecto a un máximo de profundidad de socavación (graf 1.1). Este tipo de socavación ocurre cuando no hay una erosión general en el lecho o



Graf 1.1 Comportamiento en el tiempo de la erosión local en el caso de aguas claras

### 1.3.3.2 Erosión local con arrastre generalizado de sedimentos

Esta socavación ocurre cuando  $V > V_c$ . En este caso,  $V$  crece hasta un valor máximo y se produce una erosión general del lecho.



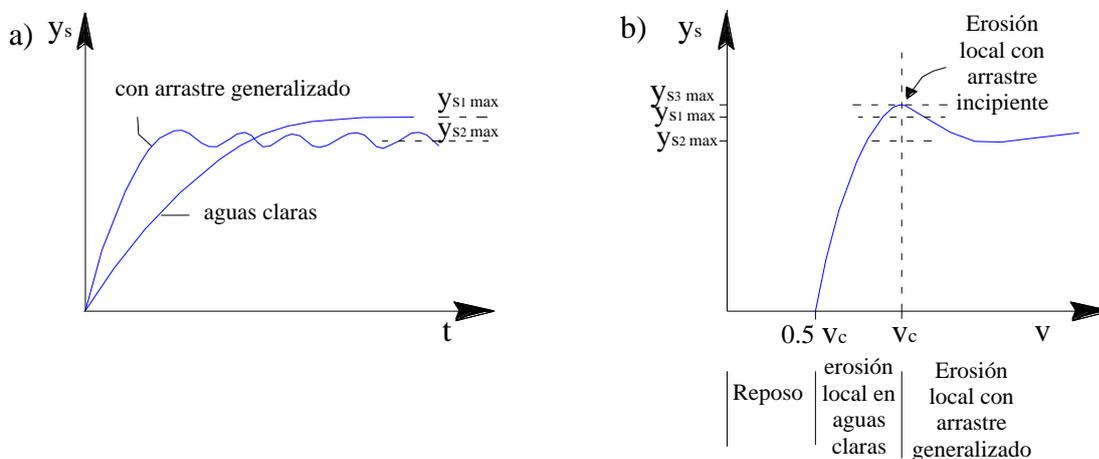
Graf 1.2 Comportamiento en el tiempo de la erosión local con arrastre generalizado de sedimento

### 1.3.3 Erosión local con arrastre incipiente de sedimento:

Este caso corresponde al momento donde  $V = V_c$ , momento límite donde el fondo está en el límite entre el estado de reposo y el de movimiento general del lecho, este momento es llamado umbral de erosión. Este caso es el más desfavorable desde el punto de vista de la magnitud de la profundidad de socavación. Así mismo, este caso no se puede graficar en el tiempo ya no se encontró suficiente información sobre cual es el comportamiento de la profundidad de socavación en el instante donde  $V = V_c$ .

A través de los [gráficos 1.3a y 1.3b](#) se puede realizar una comparación entre las profundidades de socavación que se dan en cada caso. Estas figuras muestran el comportamiento de la profundidad de socavación tanto en función del tiempo como en función de la velocidad media de la corriente. Según el [gráfico 1.3b](#), la situación más crítica es la tercera, la erosión local con arrastre incipiente de sedimento. Esto se debe a que durante el umbral de erosión todavía no existe un aporte de sedimentos al foso socavado, ya que el fondo del lecho en general esta en el límite entre un estado de reposo y de movimiento, mientras que en el foso de socavación sigue ocurriendo una erosión continua.

En el [gráfico 1.3a](#) se puede observar que la profundidad del foso socavado ( $y_{s1}$ ) en el caso de aguas claras, es mayor que la profundidad de socavación ( $y_{s2}$ ) en el caso de arrastre generalizado de sedimento. Esto se debe a que en el caso de aguas claras, al no existir un aporte de sedimentos al foso socavado, la erosión es continua e incrementa constantemente en el tiempo; mientras que en el caso de arrastre generalizado de sedimentos, debido a la erosión general del lecho, además de la erosión existe una sedimentación o relleno constante. Por lo tanto, si juntamos los tres casos obtenemos la siguiente situación:



Graf 1.3 Profundidad de socavación en función del tiempo y la velocidad de la corriente

## 1.4 Erosión local en pilares de puentes

Los pilares de los puentes son las estructuras hidráulicas más vulnerables con respecto a la erosión. La erosión local en los pilares de puentes resulta de una triple interacción entre el suelo, la estructura y el agua. Físicamente el fenómeno se genera debido a que alrededor de los pilares se dan velocidades mayores que las velocidades medias de la corriente, acompañadas de un sistema de vórtices frontales, laterales y de estela detrás del pilar. Este sistema de vórtices en la base del pilar es el principal responsable de la erosión. En la [figura 1.7](#) se ilustra el sistema de vórtices desarrollado alrededor de un pilar.

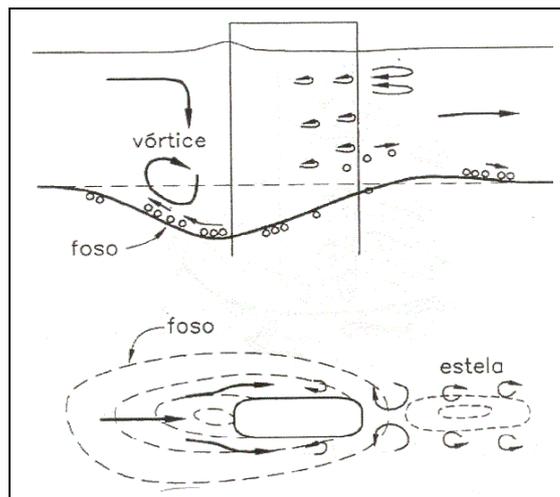


Fig 1.7 Hidrodinámica y morfología de un foso de erosión local alrededor de un pilar

### 1.4.1 Mecanismo

La presencia de los pilares, genera significativos cambios en el patrón del flujo de un río. Dichos cambios son los principales causantes del fenómeno de la erosión local. Los distintos investigadores coinciden en que los principales cambios del patrón del flujo son:

- El aumento de la velocidad del escurrimiento en las cercanías del pilar;
- Origen de un sistema de vórtices muy complejo.

Ambos procesos dan origen a una erosión local en la base y en el frente de los pilares, que como su nombre lo indica ocurre en un espacio y lugar determinado dentro del lecho.

#### 1.4.1.1 Aumento de la velocidad

El aumento de la velocidad en las cercanías del pilar se debe a una disminución de la sección del flujo, generada por la presencia de los pilares y terraplenes dentro del cauce. Al introducir los pilares y terraplenes en la sección del puente se reduce el ancho efectivo del cauce, causando un incremento en la energía cinética de la corriente, el cual produce grandes aceleraciones y una gran turbulencia. Esto se debe al principio de la conservación del caudal, que dice: que si la sección que atraviesa disminuye, la velocidad del fluido debe aumentar para que el volumen transportado sea constante. Este aumento de velocidad en la vecindad de la pila genera un aumento del poder erosivo del agua en dicha zona, superando la resistencia ofrecida por los materiales, causando así su erosión.

#### 1.4.1.2 Sistema de vórtices

El segundo factor que influye en este fenómeno es la generación de un conjunto de vórtices en torno a las estructuras. De acuerdo a la evidencia experimental, la socavación comienza cuando la velocidad media de escurrimiento ( $V$ ) es igual a la mitad de la velocidad crítica de arrastre ( $V_c$ ).

El proceso de erosión lo origina inicialmente un flujo descendente denominado "downflow" considerado uno de los principales agentes erosivos. Éste actúa como un chorro vertical que al fluir hacia abajo impacta con el fondo, cavando un agujero delante del pilar.

Este flujo vertical es causado por dos razones:

- La corriente del agua va desacelerando a medida que se acerca al obstáculo, deteniéndose en la cara aguas arriba del pilar, lo que genera una región de estancamiento. Las presiones asociadas al estancamiento son mayores cerca de la superficie del pilar, donde la desaceleración es mayor. Por Bernouilli, la velocidad y la presión son dependientes, de manera que si en un punto la velocidad del fluido disminuye, la presión debe aumentar. Esto genera un gradiente horizontal de presiones, el cual aumenta de forma significativa a medida que se acerca al obstáculo.
- La segunda razón, es por una disminución vertical de la velocidad. Por Mecánica de Fluidos se sabe que la velocidad del flujo disminuye de la superficie al fondo<sup>2</sup>. En respuesta a esta disminución de la velocidad, la presión dinámica, es decir, la presión de impacto o de choque en la cara del pilar, también disminuye, produciéndose de esta manera un gradiente vertical de presiones.

Los gradientes de presiones generados en la cara del pilar conducen al flujo hacia abajo, generando el chorro vertical. Ver [figura 1.8](#).

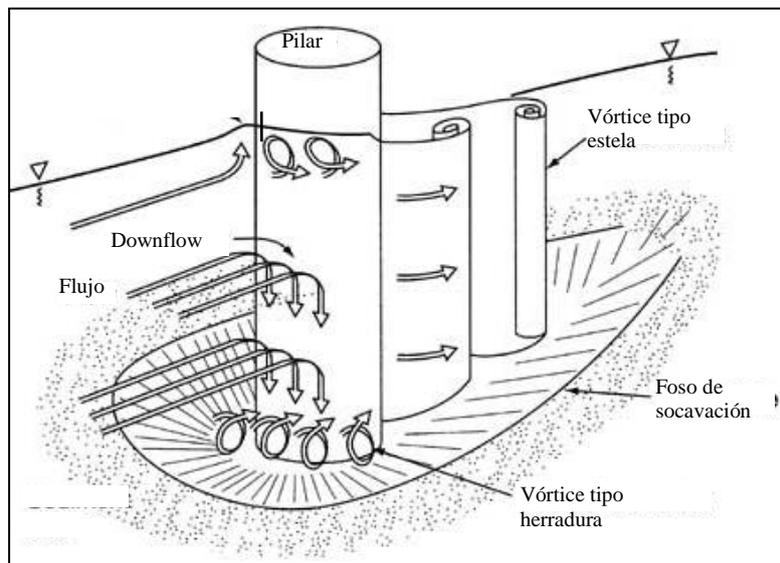


Fig 1.8 Características principales del flujo alrededor de pilares de puentes

Al chocar con el fondo el flujo descendente forma un agujero al frente del pilar. Este agujero induce a que el chorro cambie su dirección hacia arriba adquiriendo un movimiento giratorio, formándose de esta manera un sistema complejo de vórtice ([fig 1.8](#)). Este vórtice se extiende río abajo y pasa por los lados del obstáculo, hasta formar parte de la turbulencia general donde pierde su identidad. Debido a su semejanza a una herradura, este vórtice es llamado vórtice de herradura.

La remoción del sedimento del lecho en torno a la pila se debe primordialmente al vórtice tipo herradura. A medida que el foso de socavación crece también lo hace el vórtice, pero a una tasa decreciente, hasta que eventualmente se alcanza un equilibrio. La condición de

<sup>2</sup> la disminución rápida de la velocidad se debe a la viscosidad, y es consecuencia de gradientes de velocidad altos en la capa límite

equilibrio corresponde a la situación en la cual el poder erosivo del agua es incapaz de seguir erosionando el material del fondo. En la [figura 1.9](#) se muestra el resultado del fenómeno del vórtice tipo herradura producido en la zona aledaña a un pilar de la bocatoma Chavimochic, bocatoma localizada en Perú.



Fig 1.9 Pilar de la bocatoma Chavimochic

Otro tipo de vórtices generados por la presencia del pilar son los llamados vórtices de estela, que resultan de la separación del flujo al bordear el obstáculo. Los vórtices de estela son muy inestables, estos vórtices actúan como pequeños tornados que levantan el sedimento del fondo y forman su propio foso de socavación. Foso en el cual los granos son literalmente “aspirados” del lecho por los vórtices, el fondo del foso parece hervir por el movimiento de los granos.

#### **1.4.2 Influencia de la erosión general en el fosa de socavación**

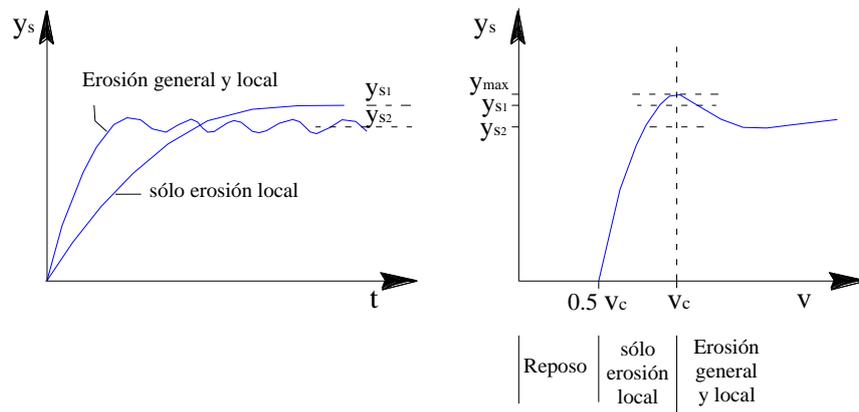
A pesar que el sistema de vórtices en la base del pilar es el principal responsable de la erosión local en pilares, la existencia o carencia de una erosión general en el lecho influye en el desarrollo del foso de socavación. Es por esto que existen dos tipos de fosos de socavación, el generado por el efecto exclusivo de la erosión local y el generado por el efecto combinado por el efecto combinado de la erosión general con la local.

##### ***1.4.2.1 Foso generado por efecto exclusivo de la erosión local***

Esta situación se da cuando el efecto de la corriente sobre el lecho del río no es capaz de poner en movimiento el material que lo conforma, pese a esto los vórtices sí son capaces de socavarlo. La erosión local empieza con una velocidad que es aproximadamente la mitad de la *velocidad crítica*, velocidad necesaria para dar inicio a la erosión general del lecho ([graf. 1.4](#)). Por esta razón no se requieren grandes caudales para que se forme el foso de socavación. En el tiempo la erosión en el foso de socavación es continua hasta alcanzar un equilibrio. Dicho equilibrio se consigue cuando el material de fondo es capaz de resistir el poder erosivo del agua, generado por los vórtices, por lo tanto ya no hay socavación. Este caso coincide con la erosión local sin arrastre generalizado de sedimentos.

### 1.4.2.2 Foso generado por efecto combinado de la erosión general y local

A diferencia del caso anterior, la corriente del agua si es capaz de poner en movimiento el material del fondo del río, por lo que existe una erosión general del lecho, requiriéndose para esto grandes caudales. Debido a esto, se da un transporte general de sedimentos al mismo tiempo que ocurre la erosión local. Por esta razón, el equilibrio en el foso se alcanza por una compensación entre la cantidad de material transportado por la corriente que entra



Graf 1.4 Desarrollo del foso de socavación alrededor de pilares en función de la erosión general del lecho

## Capítulo 2

### Métodos para el cálculo de la erosión local en pilares

#### 2.1 Estado actual del cálculo de la erosión local en pilares

La erosión local alrededor de pilares de puentes es un tema que ha merecido la atención de numerosos investigadores durante muchos años. Esto se debe a que la erosión resultante de la interacción entre el suelo, la estructura y el agua, es un problema aún no resuelto en la ingeniería, que no sólo afecta a la infraestructura misma, sino que pone en peligro la vida humana, la propiedad y el desarrollo económico y social de las comunidades colindantes.

Tal es el caso del colapso del puente Bolognesi, puente donde se aplicará el método, cuya caída no sólo implicó una pérdida económica sino también de vidas humanas, ya que colapsó en el momento que circulaban peatones y vehículos con un saldo trágico de 20 muertos



Fig 2.1 Colapso del puente Bolognesi

Al realizar el estado del arte del tema, se encontraron diversos métodos para el cálculo de la erosión local alrededor de pilares, los cuales estiman principalmente la profundidad

máxima del foso de socavación. Estas numerosas contribuciones podrían dar la impresión que este tema de investigación se encuentra agotado. Sin embargo, esta primera impresión dista mucho de la realidad, debido a que aún no ha sido posible obtener una relación de diseño, que unifique satisfactoriamente los diferentes resultados experimentales.

El principal problema de los métodos disponibles, a excepción del método desarrollado en esta tesis, se deriva de que sus autores han centrado principalmente su atención entorno a un estudio eminentemente hidráulico. A pesar que la hidráulica influye de manera significativa en el fenómeno, no es la única rama de la ingeniería que se necesita para un análisis satisfactorio. La predicción de la erosión requiere una integración de los conocimientos y las experiencias en ingeniería geológica, geotécnica, hidráulica e hidrológica. La ingeniería geológica y geotécnica se requieren para determinar la habilidad relativa del material a resistir la erosión y la hidráulica e hidrológica para determinar la magnitud del poder erosivo del agua.

A pesar de la simplificación hecha por los autores, es decir, el centrarse en la parte hidráulica del fenómeno, el estudio de la erosión local requiere de muchas simplificaciones adicionales. Esto se debe a la gran gama de variables que inciden en el proceso de la erosión local y a la imposibilidad de conocer su grado de incidencia. Por esta razón la mayoría de las investigaciones se han realizado bajo condiciones muy idealizadas, llevando a resultados muy diferentes dependiendo de la metodología utilizada.

## **2.2 Características de los métodos disponibles**

A continuación se analizarán las características primordiales de los métodos disponibles actualmente sin tener en cuenta el método propuesto. Métodos que servirán de base para la aplicación del método del índice de erodabilidad.

### **2.2.1 Metodología de estudio**

La metodología de estudio más usada por los investigadores consiste en formular la ley matemática que rige al fenómeno, utilizando un análisis dimensional para así derivar relaciones en términos de variables apropiadas. Debido a la complejidad del fenómeno resulta casi imposible abordarlo en forma teórica exacta, por lo que se recurre a un enfoque empírico. Aún así, para hacer factible su estudio es necesario introducir diversas simplificaciones, las que permiten obtener algunas soluciones al problema. Una vez conseguida la relación que defina el fenómeno será imprescindible validarla con datos tomados en terreno. [13]

Por este motivo, al utilizar cualquier relación de cálculo es necesario previamente saber bajo qué condiciones y supuestos ha sido deducida, para así aplicarla dentro de su respectivo rango de validez. Sin embargo, muchas veces no está claro cómo determinar la relación a utilizar, cuál su rango de validez, bajo que condiciones físicas es posible utilizarla o cuál es el significado de cada una de las variables presentes en ella. Debido a esto, los diversos tipos de fórmulas y relaciones dados, representan en muchas ocasiones, desde el punto de vista de ingeniería Civil, una gran dificultad de interpretación.

Todo esto dificulta el proceso de comparación de una fórmula con otra. Además los resultados de cada método difieren de uno a otro en gran magnitud, lo que dificulta la interpretación de estos. Es por esto, que en este análisis no se pretende comparar los métodos, sino decir cuales son sus deficiencias y centrarse paulatinamente en el método de interés.

### 2.2.2 Parámetros utilizados

La mayoría de los métodos disponibles coinciden en que las variables determinantes en el proceso de socavación son las siguientes:

#### 2.2.2.1 Parámetros hidráulicos:

- La profundidad  $y_n$  del flujo de aproximación (aguas arriba),
- la velocidad media  $V$  del flujo no alterado
- la pendiente  $S$  del canal, y
- el peso específico  $\gamma$  y la viscosidad cinemática  $\nu$ , del agua.

#### 2.2.2.2 Parámetros geométricos

- El ancho  $b$  y largo  $l$  del pilar,
- su forma, y
- el ángulo  $a$  de incidencia.

#### 2.2.2.3 Parámetros sedimentológicos

- El peso específico del sedimento  $\gamma_{s,y}$
- un cierto diámetro representativo  $d$ .

#### 2.2.2.4 Parámetros adimensionales

- $\frac{y_n}{b}$
- $\frac{d}{b}$
- $R = V \frac{b}{\nu}$
- $F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y_n}}$

donde  $R$  es el número de Reynolds y  $F$  es el número de Froude del flujo.

### 2.3 Métodos analizados

Existe una gran cantidad de métodos para estimar la erosión local en pilares de puentes. Entre los analizados en este trabajo de tesis se encuentran los siguientes:

- Método de Laursen y Toch (1956),
- método de Maza y Sánchez (1964),
- método de Larras (1963),
- método de Carstens (1966),
- método de Yaroslavtziev (1969),
- método de Nicollet (1971),
- método de Nueva Zelanda (1988), y

- método de la FHWA (HEC-18) (1995).

De estos métodos los más utilizados son:

### 2.3.1 Método de Laursen y Toch (1956)

Estableció uno de los primeros criterios sobre el tema.

#### 2.3.1.1 Variables que utiliza

- Tirante o profundidad del flujo aguas arriba del pilar ( $y_n$ ),
- el ancho del pilar ( $b$ ),
- el ángulo de incidencia ( $\alpha$ ), y
- la forma del pilar.

#### 2.3.1.2 Parámetros adimensionales

- la relación entre la profundidad de flujo y el ancho del pilar:  $y_n / b$

#### 2.3.1.3 Ecuación general

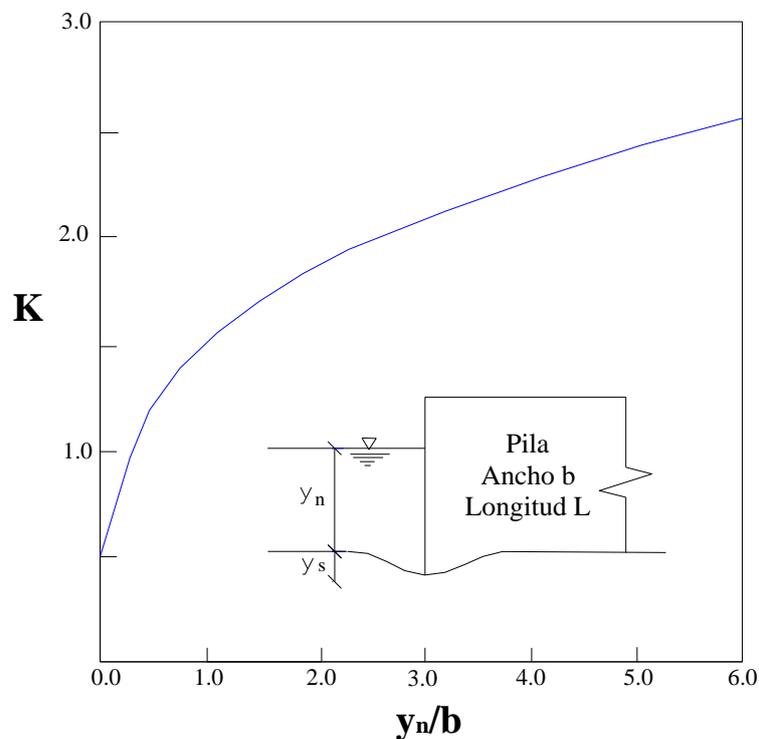
- Cuando el ángulo de incidencia  $a$  es igual a cero:

$$y_s = K K_s b$$

Donde:  $y_s$  : Profundidad de equilibrio de socavación medida desde el nivel inicial del lecho, (m),

$K_s$  : Coeficiente que depende de la forma del pilar (tabla 2.1), y

$K$  : gráfico 2.1



Graf 2.1 Curva básica de Diseño para el Cálculo de la Profundidad de socavación.

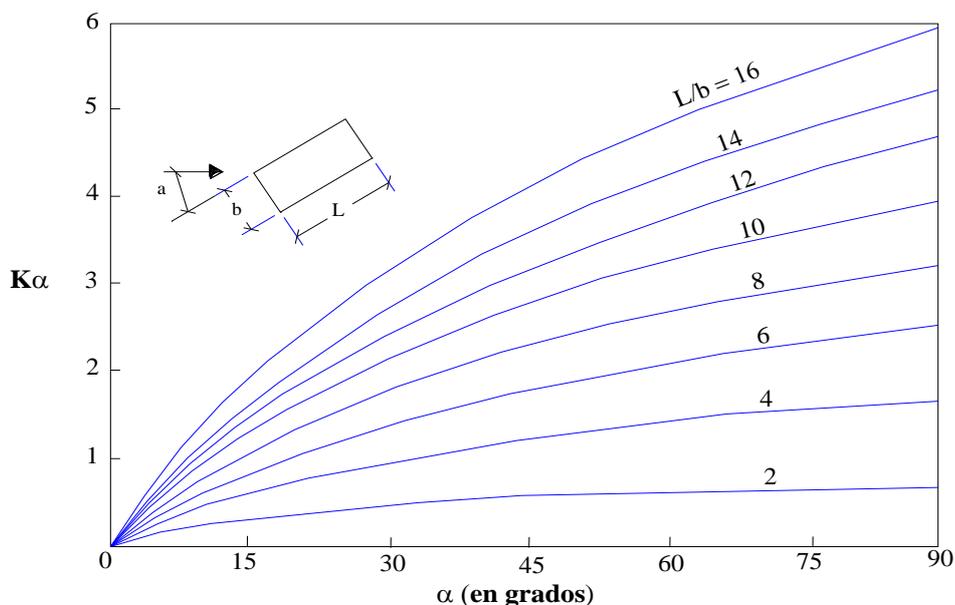
**Tabla 2.1**  
Coeficiente de forma  $K_s$

Forma de la nariz del pilar	L / b	$K_s$
Rectangular		1.00
Semicircular		0.90
Elíptica	2:1	0.80
	3:1	0.75
Lenticular	2:1	0.80
	3:1	0.70

- Cuando la corriente incide oblicuamente formando un cierto ángulo  $\alpha$  con el eje de la pila:

$$y_s = K K_\alpha b$$

Donde:  $K_\alpha$  : Coeficiente que depende del ángulo  $\alpha$  y la relación  $L/b$ , siendo  $L$  y  $b$  las dimensiones mayor y menor del pilar, respectivamente (Graf 2.2).



Graf 2.2 Coeficiente de correlación para los pilares no alineados con el flujo

#### 2.3.1.4 Limitaciones del método

- Todos los ensayos realizados para la deducción de este método fueron hechos en condiciones de *flujo subcrítico*, para números de Froude menores que 0.5,
- aplicable sólo cuando existe un arrastre generalizado de sedimentos, es decir, un aporte de sedimentos al foso socavado,
- el método sólo es válido para arenas. Para fondos de sedimentos sueltos más finos, el método debería utilizarse con reservas, siendo inaplicable para sedimentos muy finos de gran cohesión,
- no toma en cuenta la velocidad media de la corriente. Para este método dicha velocidad es inexistente, ya que si varía la velocidad se mantiene el equilibrio entre suministro y capacidad de extracción de los sedimentos,

- no toma en cuenta ningún parámetro geológico, sus desarrolladores analizaron la influencia del diámetro sobre la profundidad de socavación del foso pero llegaron a la misma conclusión que con la velocidad, y
- No hay concordancia entre el [gráfico 2.1](#) utilizado para hallar el parámetro K, y la formula dada para hallar la profundidad de socavación cuando el ángulo de incidencia es igual a cero. Según la formula  $y_s = K K_s b$  y según el gráfico  $y_s = K.b$ . Esta situación sucede solamente cuando el pilar tiene forma rectangular, ya que  $K_s$  en pilares rectangulares es igual a la unidad. Sin embargo, en la figura no especifican la forma del pilar.

### 2.3.1.5 Comentarios

- Al analizar la forma del pilar Laursen y Toch llegaron a la conclusión de que si bien las formas aerodinámicas tienden a reducir la socavación, este efecto se pierde cuando dichos pilares no están alineados con la corriente.
- El método analiza la socavación general del cauce como fenómeno independiente y simultáneo a la local. Por lo tanto, debe agregarse a esta última el efecto provocado por la primera.

## 2.3.2 Método de Yaroslavtziev (1969)

El criterio de Yaroslavtziev es el resultado de las mediciones realizadas en la Unión Soviética, (Juárez y Rico, 1969).

### 2.3.2.1 Variables que utiliza

- la velocidad media de la corriente aguas arriba del pilar ( $V$ ),
- la profundidad de la corriente aguas arriba del pilar ( $y_n$ ), luego de la socavación general del cauce,
- el ángulo de incidencia de la corriente ( $\alpha$ ),
- la forma del pilar,
- el diámetro de los granos del sedimento, ( $d_{85}$ ), y
- el tipo de suelo.

### 2.3.2.2 Ecuación general

Este investigador distingue dos casos: uno cuando el fondo del río está formado por materiales no cohesivos, y otro cuando está formado por materiales cohesivos.

#### *Suelos granulares sin cohesión*

$$y_s = k_f k_v (e + k_H) \frac{V^2}{g} - 30d_{85}$$

- Donde:
- $y_s$  : Profundidad de socavación a partir del lecho ( $m$ ),
  - $V$  : velocidad media de la corriente aguas arriba del pilar, después de producirse la erosión general del cauce ( $m/s$ ),
  - $g$  : aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ), y

$d_{85}$  : diámetro característico que indica que el 85% del peso del material del cauce en estudio lo constituyen partículas de diámetro menores a él, en metros.

Cuando el material de fondo tiene un diámetro inferior a 0.5 cm., Yaroslavtziev recomienda suprimir el segundo término de la fórmula.

Si dos estratos adyacentes tuviesen granulometrías muy diferentes, se debe tomar el mayor  $d_{85}$  de ambas granulometrías, ya que al ser afectados conjuntamente por la socavación los sedimentos se mezclarán.

-  $k_f$  .- Coeficiente de forma

Este coeficiente depende de la geometría del pilar y del ángulo de incidencia  $\alpha$  de la corriente (tabla 2.2).

**Tabla 2.2**  
Valores del coeficiente de forma

Forma del pilar	$k_f$
Rectangulares con aristas rectas	12.4
Circulares	10
Pilares rectangulares con aristas redondeadas	$k_f = 8.5 + 1.5 \text{sen} \alpha$ *

\* hasta  $\alpha = 30^\circ$ , sufriendo variaciones cuando existen zapatas y pilotes protuberantes en el fondo.

-  $k_v$  .- Coeficiente del ángulo de incidencia

$$\log k_v = -0.28 \left( \frac{V^2}{g b_1} \right)^{1/3}$$

Donde  $b_1$  : Proyección del ancho del pilar sobre un plano perpendicular a la dirección de la corriente ( $b$ ). ( $b_1 = b \cos \alpha - L \text{sen} \alpha$ )

-  $e$  .- Coeficiente de corrección

Depende del sitio en donde están colocados los pilares.

**Tabla 2.3**  
Coeficiente de corrección

Localización del pilar	$e$
Cauce principal	0.6
Cauce de avenidas	1.0

-  $k_H$  .-

El coeficiente  $k_H$  toma en cuenta la profundidad de la corriente  $y_n$  aguas arriba del pilar, luego de la socavación general del cauce. Utiliza la siguiente expresión:

$$\log k_H = 0.17 - 0.35 \frac{y_n}{b_1}$$

### Suelos cohesivos

Para el caso de suelos cohesivos, el método utiliza la misma ecuación que para los suelos granulares, con la salvedad de que en lugar del diámetro  $d_{85}$  utiliza un diámetro equivalente ( $d_{e85}$ ), que en un material granular producirá la misma socavación. Ver [tabla 2.4](#).

$$y_s = k_f k_v (e + k_H) \frac{V^2}{g} - 30d_{e85}$$

**Tabla 2.4**  
Diámetros equivalentes a suelos granulares para suelos cohesivos

Peso volumétrico de material seco en ton/m <sup>3</sup>	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares $d_{e85}$ (cm)		
	Arcillas y suelos altamente plásticos	Suelos medianamente plásticos	Suelos de aluvión y arcillas margosas
1.2	1.0	0.5	0.5
1.2 – 1.6	4	2	2.0
1.6 – 2.0	8	8	3.0
2.0 – 2.5	10	10	6.0

#### 2.3.2.3 Limitaciones del método

- Yaroslavtziev advierte que su fórmula para suelos granulares puede conducir a errores cuando:
  - $y_n/b_l$  sea menor de 2 y el pilar está desviado respecto a la corriente, y
  - $y_n/b_l$  sea menor de 1.5 este o no desviado, según Maza (1967).
- En suelos cohesivos es muy probable que durante el tiempo que dura una avenida no se llegue a alcanzar la profundidad total de socavación obtenida mediante este cálculo puesto que la degradación del fondo en un suelo cohesivo es más lenta que en un suelo arenoso.

#### 2.3.2.4 Comentarios

- Yaroslavtziev es, junto con Cartens (1966), uno de los pocos autores que analizaron la importancia del diámetro del sedimento de fondo. Por otro lado Cartens, niega la existencia de la profundidad de equilibrio de socavación sugerida por Laursen y Toch (1954) y definida por Shen et al. (1966).

### 2.3.3 Método de la FHWA (HEC-18) (1995)

Este método fue desarrollado por Richardson y Davis y presentado como norma de diseño por la *Federal Highway Administration* de los EE.UU.

### 2.3.3.1 Variables que utiliza

- Velocidad del flujo aguas arriba del pilar ( $V$ ),
- profundidad del flujo aguas arriba del pilar ( $y_n$ ),
- ángulo de incidencia de la corriente ( $\alpha$ ),
- forma del pilar,
- ancho del pilar ( $b$ ), y
- diámetro del sedimento ( $d_{50}$ ).

### 2.3.3.2 Parámetros adimensionales

- $\frac{V}{\sqrt{g \cdot y_n}} = F$  (número de Froude de la corriente)

### 2.3.3.3 Ecuación general

Utilizó la siguiente fórmula para el cálculo de la profundidad máxima de socavación:

$$y_{smax} = 2 k_1 k_2 k_3 k_4 b^{0.65} y_n^{0.35} F^{0.43}$$

- Donde:  $k_1$  : Factor de forma del pilar  
 $k_2$  : Factor del ángulo de ataque  
 $k_3$  : Factor de corrección por rugosidad del fondo  
 $k_4$  : Factor de corrección por gradación de materiales (acorazamiento)

- $k_1$  .- Factor de forma

El factor  $k_1$  depende de la forma del pilar y se obtiene de la [tabla 2.5](#) (figura 2.2)

**Tabla 2.5**  
Factor de forma del pilar  $k_1$

Forma del pilar	$K_1$
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1.0
Nariz circular	1.0

F

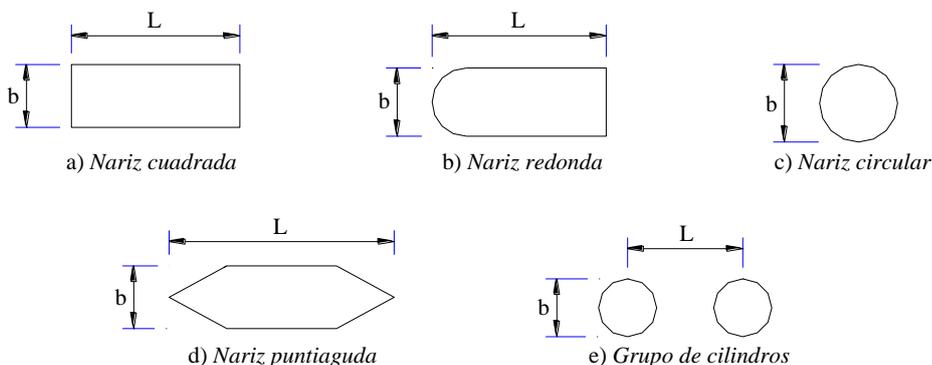


Fig 2.2 Formas del pilar para cálculo de socavación por el método del FWHA

- $k_2$  .- Factor del ángulo de ataque o de orientación

$k_2$  depende del ángulo de ataque del flujo (tabla 2.6) y puede calcularse por medio de la ecuación siguiente:

$$k_2 = (\cos \alpha + L/b \cdot \text{sen} \alpha)^{0.65}$$

**Tabla 2.6**  
Factor de corrección para el ángulo de ataque del flujo

Ángulo	$k_2$		
	L/b = 4	L/b = 8	L/b = 12
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

Si  $L/b > 12$  se debe utilizar  $L/b = 12$  como valor máximo de  $k_2$

- $k_3$  .- Factor de corrección por rugosidad del fondo

El coeficiente  $k_3$  depende de la rugosidad general del cauce y se obtiene de acuerdo a la tabla 2.7

**Tabla 2.7**  
Factor de corrección por rugosidad general del cauce

Características del fondo del cauce	Altura de dunas (m)	$K_3$
Aguas limpias	-	1.1
Fondo plano y antidunas	-	1.1
Dunas pequeñas	$3 > h < 0.6$	1.1
Dunas medianas	$9 > h > 3$	1.1 1.2
Dunas grandes	$h > 9$	1.3

- $k_4$  .- Factor de corrección por gradación de los materiales

El coeficiente  $k_4$  tiene por objeto disminuir el valor calculado de socavación para tener en cuenta que las partículas grandes de material disminuyen la socavación, se obtiene de la siguiente expresión:

$$k_4 = \left[ 1 - 0.89 \left( 1 - \frac{V_o - V_i}{V_{c90} - V_i} \right)^2 \right]^{0.5}$$

$$V_i = 0.645 \left( \frac{d_{50}}{b} \right)^{0.053} \cdot V_{c50}$$

$$V_{c50} = 6.19 y_n^{1/6} \cdot d_{50}^{1/3}$$

- Donde:  $V_o$  : Velocidad de acercamiento ( $m/s$ ),  
 $V_i$  : Velocidad de acercamiento a la cual se inicia erosión en la pila, en granos de tamaño  $d_{50}$  ( $m/s$ ),  
 $V_{c90}$  Velocidad crítica para movimiento incipiente de material de tamaño  $d_{90}$  ( $m/s$ ),  
 $V_{c50}$  Velocidad crítica para movimiento incipiente de material de tamaño  $d_{50}$  ( $m/s$ ), y  
 $d_{50}$ : diámetro característico que indica que el 50% del peso del material del cauce en estudio lo constituyen partículas de diámetro menores a él ( $m$ ).

#### 2.3.3.4 Limitaciones del método

- La ecuación general tienen los siguientes límites:  $y_s \leq 2.4 b$  para  $F < 0.8$   
 $y_s \leq 3.0 b$  para  $F > 0.8$
- La FHWA estableció las siguientes limitaciones para la aplicación del coeficiente  $k_4$ .
  - El coeficiente  $k_4$  se aplica sólo cuando  $d_{50} > 60$  mm
  - $k_4 = 1.0$  para  $(V_o - V_i) / (V_{c90} - V_i) > 1.0$
  - Valor mínimo de  $k_4 = 0.7$

A pesar que la introducción del coeficiente  $k_4$  en la fórmula,

- Estos límites fueron confirmados por Richardson y Richardson en 1999.
- La experiencia ha demostrado que para pilares muy anchos la fórmula del FHWA da valores muy superiores a los reales. Igual situación ocurre cuando se calcula la socavación para cimientos anchos. Sin embargo, este método es el más utilizado especialmente por su carácter de norma obligatoria en los EE. UU.

#### 2.3.3.5 Comentarios

- Este método se basa en una curva envolvente de eventos de máxima socavación, lo que conlleva a que los resultados obtenidos sean conservadores.
- El valor de  $b$  que se utiliza en la fórmula, debe ser el valor del ancho del pilar cerca al fondo del cauce después de tener en cuenta tanto la degradación a largo plazo como la socavación por contracción del cauce.
- Es uno de los pocos métodos, junto con el de Nueva Zelanda que analiza la importancia del acorazamiento en la socavación en torno a pilares. Para este autor el acorazamiento, engrosamiento de las capas superficiales, tiende a reducir la socavación.

## 2.4 Análisis crítico de los métodos actuales

### 2.4.1 Comparativa de los métodos

La tabla 2.8 es una tabla comparativa de los métodos analizados, la cual muestra las ventajas y desventajas que aportan cada uno de ellos. Una descripción detallada de cada uno de los métodos analizados se encuentran en el Anexo A.

**Tabla 2.8**  
Tabla comparativa de los métodos estudiados

Autor	Desventajas	Ventajas
<b>Laursen y Toch</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Para condiciones de flujo subcrítico</li> <li>- para números de Froude muy pequeños <math>&lt; 0.5</math></li> <li>- Válido únicamente para el caso de erosión local con arrastre generalizado de sedimento</li> <li>- Sólo para arenas</li> <li>- Inaplicable para sedimentos muy finos, de gran cohesión</li> <li>- Contradicción entre formula y figura 2.1</li> <li>- Concluyen que la influencia de la <i>velocidad media del flujo</i> y del <i>diámetro de los sedimentos</i> es <b>inexistente</b>.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Es uno de los primeros métodos que considera la influencia de la geometría de la sección y su orientación con respecto al flujo.</li> <li>- Además considera otras formas de pilar además de la circular, como la rectangular, semicircular, elíptica y lenticular.</li> </ul>
<b>Maza y Sánchez</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Para números de Froude menores de 0.6. (<math>F^2 &lt; 0.6</math>)</li> <li>- No toma en consideración el diámetro del sedimento, ni ningún parámetro geológico.</li> <li>- Aplicable sólo para arenas y gravas.</li> </ul>	
<b>Fórmula de Larras</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- El máximo absoluto de la profundidad de socavación es distinto al del equilibrio.</li> <li>- Es independiente del tirante y del diámetro del sedimento</li> <li>- Solución excesivamente simple del problema, la profundidad de socavación sólo está en función de las características del pilar (resultados conservadores)</li> <li>- Aplicable sólo en el caso general de alturas de agua superiores a 30 o 40 veces del diámetro del sedimento y de secciones con menos del 10% de contracción.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La fórmula de Larras permite un cálculo rápido, sencillo y con resultados conservadores.</li> <li>- Es de uso práctico</li> <li>- Al considerar sólo las características del pilar, es uno de los pocos autores que realiza estudios con variadas formas de los pilares.</li> </ul>
<b>Método de Carstens</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sólo para pilares circulares por lo que no considera ángulo de incidencia</li> <li>- No considera la existencia de una profundidad de equilibrio en ausencia de aporte de sedimentos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Introduce el diámetro del sedimento como variable.</li> <li>- Considera dos condiciones: cuando existe aporte de sedimentos al foso de socavación y cuando no hay aporte de sedimentos</li> </ul>

<p><b>Método de Yaroslav</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- A pesar que distingue dos casos, uno para materiales no cohesivos y otro para materiales cohesivos, es muy probable que en la realidad no se llegue a obtener el resultado para suelos cohesivos (muy conservador)</li> <li>- Niega la existencia de la profundidad de equilibrio de socavación sugerida por Laursen y Toch</li> <li>- Posibilidad de errores cuando <math>y_n/b_1 &lt; 2</math> y el pilar está desviado respecto a la corriente, y cuando la relación <math>y_n/b_1 &lt; 1.5</math> en cualquier caso.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Es uno de los pocos autores que considera las diferencias entre un suelo cohesivo y otro no cohesivo, realizando dos fórmulas distintas para cada caso.</li> <li>- Considera el diámetro <math>d_{85}</math> de los granos del sedimento</li> </ul>
<p><b>Método de Nicollet</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Aplicable sólo cuando <math>y_n / b</math> sea menor a un valor que oscila entre 0.5 y 2 y que <math>V / \sqrt{gy_n}</math> sea inferior a <math>1/\pi</math>.</li> <li>- Sólo para pilares circulares y sedimentos de granulometría uniforme. A través de sus estudios llega a la conclusión que en ambos casos se llega a la máxima socavación dejando de lado las demás posibilidades.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Considera el diámetro medio del sedimento.</li> <li>- Concluye que la socavación es mayor en ausencia de aporte de sedimentos, es decir, cuando el arrastre de sedimentos se alimenta exclusivamente del material del foso de socavación.</li> </ul>
<p><b>Método de Nueva Zelanda</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- No se sabe bajo que condiciones y supuestos han sido deducidas estas fórmulas, por lo que se desconoce el rango de validez de estas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Menville es uno de los pocos autores que analizan la importancia del acorazamiento en la socavación en torno a pilares. Para este autor el acorazamiento tiende a reducir la socavación.</li> </ul>
<p><b>Método de la FHWA</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La ecuación general tiene los siguientes límites:  <math>y_s \leq 2.4 b</math> para <math>F &lt; 0.8</math>  <math>y_s \leq 3.0 b</math> para <math>F &gt; 0.8</math></li> <li>- El coeficiente <math>k_4</math> toma en cuenta el acorazamiento, pero se aplica sólo cuando <math>d_{50} &gt; 60</math> mm. Además para su cálculo se requieren velocidades difíciles de determinar en campo.</li> <li>- Para pilares muy anchos la fórmula del FHWA da valores muy superiores a los reales.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- introduce un nuevo factor, en donde considera la rugosidad general del cauce.</li> <li>- Considera el acorazamiento introduciendo el diámetro <math>d</math></li> <li>- Es uno de los más completos</li> </ul>

#### 2.4.2 Puntos débiles de los métodos

A continuación se presenta una tabla que ayuda a ver con más claridad cuáles son los parámetros utilizados por los diferentes métodos y con que frecuencia:

**Tabla 2.9**  
Parámetros usados por cada método

Métodos \ Parámetros	Hidráulicos				Geométricos			Geotécnicos		
	V	$y_n$	$\gamma$	$\upsilon$	b	Forma	$\alpha$	d	$\gamma_s$	$\phi$
Laursen y Toch					x	x	x			
Maza y Sanchez	x	x			x	x	x			
Larras					x	x	x			
Carstens	x		x		x			x	x	x
Yaroslavtziev	x	x			x	x	x	x		
Nicollet	x			x	x			x		
Nueva Zelanda	x	x			x	x	x	x		
FHWA	x	x			x	x	x	x		

- Claramente, se puede observar que los parámetros más utilizados son: los geométricos, le siguen los hidráulicos y a continuación los geotécnicos. La mayoría de los autores coinciden en que las variables que influyen en el fenómeno en orden de importancia parecen ser:
  - La dimensión transversal del pilar (su anchura frente a la corriente, teniendo en cuenta por tanto el ángulo con que incide el agua),
  - la velocidad de la corriente (o bien el número de Froude),
  - la granulometría del material del fondo (no tanto el tamaño medio del sedimento como su desviación típica), y
  - el tirante aguas arriba.

Además, cabe recalcar, que existe una gran diferencia entre qué tipo de parámetros se utilizan en cada caso; mientras que los parámetros hidráulicos y geométricos representan la mayoría de las propiedades hidráulicas del agua y las propiedades geométricas del pilar, los geotécnicos no. En la tabla 2.9 se puede observar que los parámetros hidráulicos que más se utilizan son: la velocidad de la corriente aguas arriba del pilar (V) y el tirante frente al pilar ( $y_n$ ), los cuales representan en su mayoría las situaciones hidráulicas. Sin embargo, los parámetros geotécnicos de mayor importancia son d,  $\gamma_s$  que si bien es cierto son propiedades importantes del suelo, no son suficientes para representar el comportamiento del mismo.

- No se puede decir que d representa al suelo, porque es demasiado genérico. En el cauce se pueden encontrar distintos tipos de materiales, con sus respectivas propiedades de acuerdo a su estructura, y d no es un buen parámetro para representarlos. Por esta razón, se puede decir que las fórmulas de estos métodos no representan la estructura del tipo de suelo que se encuentra en el fondo del cauce.

La erosión causada por fuerzas hidráulicas ocurre cuando el poder erosivo del agua es mayor que la habilidad relativa del suelo a resistir la erosión. Esta habilidad es distinta según el tipo de material que encontremos en el lecho del río. Por ejemplo, la degradación del fondo en un suelo arcilloso es más lenta que en un suelo arenoso, esto se debe a que el suelo cohesivo ofrece mayor resistencia que el arenoso, a pesar que su diámetro representativo es menor.

Las arenas, junto con las gravas, forman parte de los sedimentos no cohesivos, también denominados materiales granulares, los cuales están formados por granos relativamente gruesos o partículas sueltas, en donde la fuerza de gravedad predomina fuertemente sobre las otras fuerzas. Esto significa que el peso de las partículas es la fuerza principal que ofrece resistencia ante las fuerzas de arrastre y de sustentación. Por lo tanto, en el caso de arenas, a mayor diámetro mayor resistencia. Sin embargo, las arcillas forman parte de los sedimentos cohesivos, formadas por granos finos, las cuales se mantienen unidas entre sí por la fuerza de cohesión, la cual se opone a que las partículas individuales sean separadas o arrancadas del conjunto del que forman parte. Esta fuerza de unión es considerablemente mayor que el peso de cada grano, y es la que resiste a las fuerzas de arrastre [19].

Por esta razón, el diámetro  $d$  no puede representar todas las propiedades del material de fondo, no sólo porque las fuerzas que actúan en cada material son distintas (cohesión para arcillas, y fricción para arenas) sino porque los materiales tienen distintos diámetros, lo que puede llevar a confusiones. En el caso de arcillas y arenas, las arcillas tienen menor diámetro pero eso no significa que tenga menor resistencia que una arena con mayor diámetro.

- Sólo uno de todos los métodos mencionados, Yaroslavtziev, considera las diferencias entre un suelo cohesivo y otro no cohesivo, realizando dos fórmulas distintas para cada caso. Sin embargo, Yaroslavtziev hace hincapié que para suelos cohesivos es muy probable que durante el tiempo que dura una avenida no se llegue a alcanzar la profundidad total de socavación obtenida mediante este cálculo, debido a que un suelo cohesivo se demora más en erosionar que un suelo arenoso.
- Los métodos existentes no consideran la estratigrafía del suelo, es decir, no toman en cuenta los diferentes estratos que pueden existir bajo el fondo del cauce de un río. Generalmente, se considera como si sólo existiera un manto de la misma granulometría y resistencia. Por esto, en ocasiones cuando se tiene un estrato de material no cohesivo (arenas) y este es seguido por un estrato de material cohesivo (generalmente arcillas) no se considera el primero, debido a que ofrece poca resistencia a la erosión. Por lo tanto, en el cálculo de la erosión máxima, se calcula como si en la superficie se encontrara el estrato cohesivo como si fuera todo un manto de las mismas características y propiedades, obteniéndose resultados conservadores.
- Los experimentos efectuados para elaborar las fórmulas de los distintos métodos se adecuan a un conjunto de condiciones que en ocasiones simplifican mucho el fenómeno, por lo que rara vez ocurren en la realidad.
- La variabilidad de los resultados entre un método y otro es muy grande, lo que dificulta la interpretación de estos, ya que en muchas ocasiones no está claro como determinar la relación a ocupar, o cual es el rango de validez de esa relación, o bajo que condiciones físicas es posible utilizarla.

- Existen discrepancias entre la existencia o no de una profundidad de equilibrio de socavación, y en cuanto a si ésta es la profundidad máxima. La mayoría de los autores considera que la profundidad de socavación aumenta en forma continua hasta alcanzar el equilibrio, que corresponde al valor máximo de esta profundidad (Laurson y Toch). Sin embargo, otros (Larras) estiman que luego de alcanzar el máximo, la socavación disminuye hasta la profundidad de equilibrio, ya que las corrientes fuertes tenderían a nivelar el fondo más bien que socavarlo. Existen otras teorías en donde simplemente niegan la existencia de una profundidad de equilibrio como Carstens y Yaroslavtziev.
- Otro punto de discrepancia es: si la existencia de un aporte de sedimentos al foso influye en la profundidad de socavación. Mientras que unos consideran importante este punto específico (Carstens), otros sólo especifican que la socavación es mayor en ausencia de aporte de sedimentos, y otros simplemente no lo toman en cuenta.

#### *En resumen*

- Las fórmulas no representan la estructura del tipo de suelo que se encuentra en el fondo del cauce.
- Son fórmulas elaboradas con modelos que se adecuan a un conjunto de condiciones que rara vez ocurren en la realidad.
- Se tienen resultados exageradamente conservadores y existe mucha variabilidad entre ellos.

## Capítulo 3

### Método del índice de erodabilidad

#### 3.1 Reseña del método

El método del índice de erodabilidad fue desarrollado en 1995 por el ingeniero George Annandale. Para su desarrollo realizó un análisis basado en alrededor de 150 observaciones de campo relacionadas a la erosión; y datos publicados sobre iniciación de movimiento de los sedimentos. Este método evalúa la erosión hidráulica en términos de una correlación teórico-experimental entre el poder erosivo del agua, representado por la velocidad de disipación de energía del flujo (*Stream Power*), y la habilidad relativa del suelo a resistir la erosión, representada por un índice geo-mecánico llamado índice de erodabilidad.

Este método se utiliza, entre otras cosas, para predecir la profundidad de erosión alrededor de los pilares de puentes de una gran variedad de *materiales de tierra*, incluso para diferentes condiciones hidráulicas del flujo. El término *materiales de tierra* abarca el espectro entero de suelos y materiales de roca, abarcando de forma continua desde suelos granulares sin cohesión (limos, arenas y gravas) hasta suelos extremadamente duros (la roca maciza).

Un compendio de 242 referencias (Bureau of Reclamation, 1993<sup>3</sup>) indica que esfuerzos previos para caracterizar la erodabilidad de los materiales de tierra, se han concentrado más en la ingeniería geológica y menos en la hidráulica o enfocando más sobre hidráulica y menos sobre ingeniería geológica. El método que aquí se presenta da igual importancia a ambas disciplinas en la determinación de la erodabilidad de rocas y otros materiales de tierra, combinando principios básicos de hidráulica con técnicas usadas en ingeniería geológica para clasificar dichos materiales.

---

<sup>3</sup> Bureau of Reclamation, 1993. Dam foundation erosion: survey of literature: Denver, CO, 118 p.

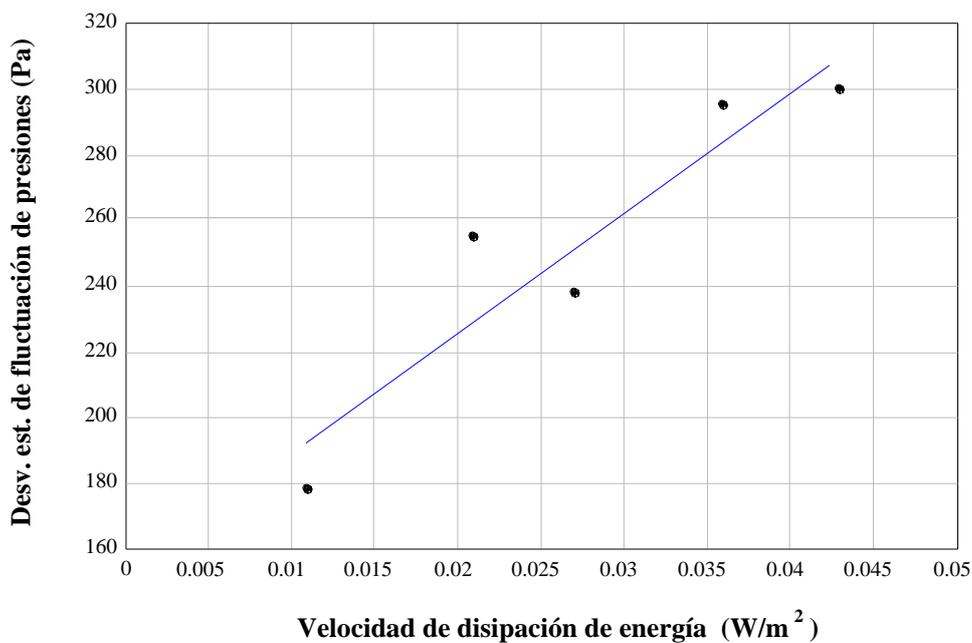
## 3.2 Conceptos base

### 3.2.1 Poder erosivo del agua

Para representar el poder erosivo del agua, el método del índice de erodabilidad utiliza un nuevo parámetro: la velocidad de disipación de energía, llamada también *Stream Power*. Por el contrario, la mayoría de los métodos disponibles utilizan el esfuerzo cortante o la velocidad media del flujo. La principal razón de esta selección es: que al hacer uso de esta variable (*Stream Power*), es posible cuantificar la magnitud relativa de la fluctuación de presiones. Esta fluctuación guarda una fuerte relación con el poder erosivo del agua, dicha relación es la premisa del método. Adicionalmente a esto, el cálculo del parámetro seleccionado no es de una complejidad excesiva, consideración importante para el desarrollo de un método.

La relación entre la velocidad de disipación de energía y la fluctuación de presiones se explica con el siguiente razonamiento: La turbulencia del agua genera una pérdida de energía y una fluctuación de presiones, por lo que al aumentar la intensidad de la turbulencia, se dará lugar a un incremento de ambas, de la velocidad de disipación de energía (*Stream Power*) y de la magnitud de la fluctuación de presiones. Por esta razón, al estimar el *Stream Power* se cuantifica la fluctuación de presiones, y a través de esta el poder erosivo del agua.

Para apoyar la hipótesis de por qué la velocidad de disipación de energía se puede utilizar para representar la magnitud relativa de la fluctuación de presiones, Annandale (1995) analizó las observaciones de Fiorotto y Rinaldo (1992), quienes midieron las fluctuaciones de presión desarrolladas en saltos hidráulicos. Los resultados del análisis indicaron que la desviación estándar de las fluctuaciones de presión desarrolladas, es directamente proporcional a la velocidad de disipación de energía (gráfico 3.1). Este descubrimiento respalda el uso del *Stream Power* para cuantificar la magnitud relativa del poder erosivo del agua.



Graf 3.1 Relación entre la magnitud de la fluctuación de presiones y la velocidad de disipación de energía (datos analizados por Fiorotto y Rinaldo, 1992)

### 3.2.2 Habilidad de los materiales a resistir la erosión

La mayoría de los métodos utilizan un diámetro representativo,  $d$ , para cuantificar la habilidad relativa de los materiales a resistir la erosión. Este parámetro  $d$ , como se concluyó en el capítulo anterior, es demasiado genérico y no representa la estructura del tipo de suelo que se encuentra en el fondo del cauce, además de considerar al suelo como una masa uniforme. El método enfocado cuantifica esta habilidad haciendo uso de un índice geomecánico (índice de erodabilidad), con el cual es posible incorporar otras propiedades de los materiales. Propiedades de vital importancia al momento de representar su estructura.

La no uniformidad de los materiales de tierra es un factor que debe ser reconocido al determinar su capacidad relativa a resistir la erosión, ya que los materiales de tierra naturales son rara vez uniformes. La estratificación, los empalmes del suelo, la fisuración en arcillas, y las discontinuidades en las rocas más que ser excepciones son la regla que rige la conformación de los materiales de tierra. Estas características desempeñan un papel importante en la determinación de la habilidad relativa de los materiales para resistir la energía erosiva del agua, por lo que deben ser consideradas al evaluar la erosión.

### 3.2.3 Modelo conceptual del proceso de erosión en materiales de tierra

El modelo conceptual del proceso de desalojamiento progresivo es resumido en tres etapas:

1. Fracturamiento,
2. desalojamiento, y
3. desplazamiento

La [figura 3.1](#) ilustra las tres etapas en un estrato de roca fracturada<sup>4</sup> con una dirección de buzamiento (pendiente del estrato) contraria al flujo. El proceso comienza cuando, al fluir el agua sobre la superficie de la roca, parte del agua penetra en las juntas y causa una presión hidrostática en el interior de la roca. Paralelamente, la corriente del agua está sujeta a turbulencia, la cual causa fluctuación de presiones en la interfase entre la roca - agua. La presión hidrostática en el interior de la roca y la fluctuación de presiones en la interfase roca-agua resulta en una red de fuerzas fluctuantes que actúa sobre los bloques de la roca

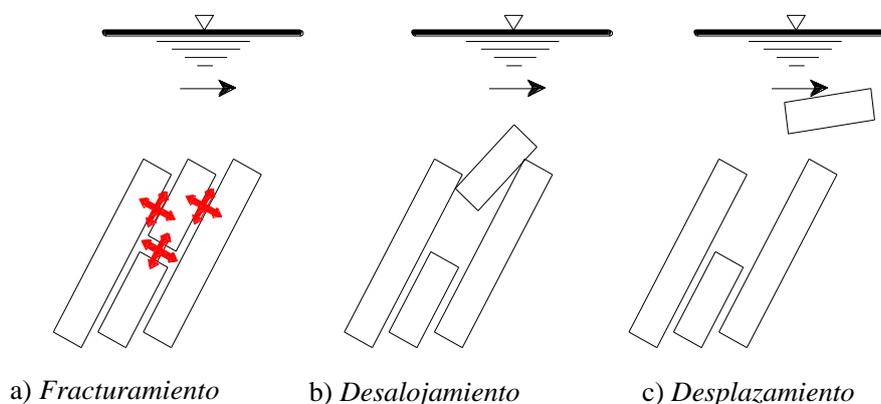


Fig 3.1 Modelo conceptual

<sup>4</sup> fragmentada en bloques, con fragmentos enteramente separados por juntas que individualizan bloques

Este modelo conceptual para un estrato de roca fracturada, fue la base para representar el proceso de erosión de otros tipos de materiales de tierra, como materiales granulares sin cohesión, suelos cohesivos con granulometría uniforme y arcilla fisurada. Bosquejos conceptuales representando el proceso erosivo en los cuatro tipos de materiales de tierra son presentados a continuación en la [figura 3.2](#).

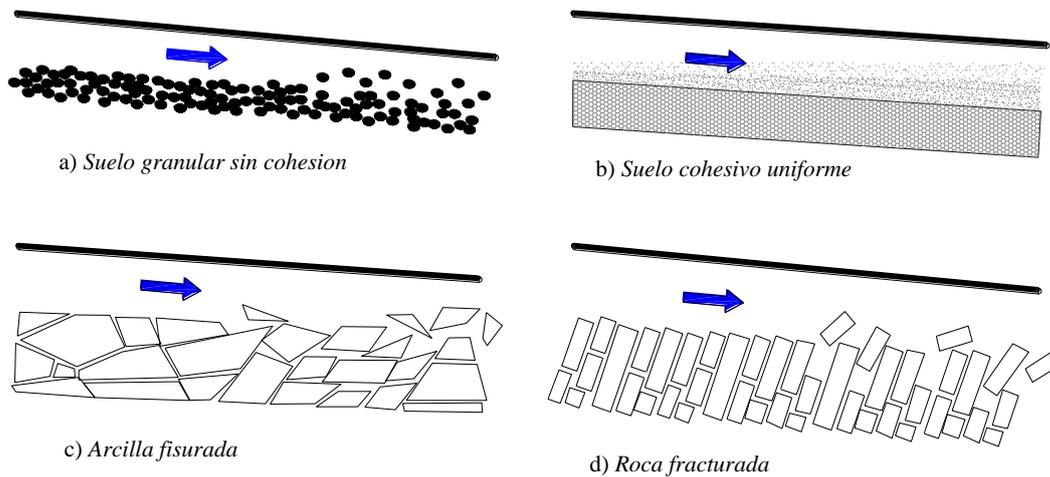


Fig 3.2 Representación conceptual de la erosión para distintos tipos de materiales de tierra

Uno de los procesos dominantes que actúa en la erosión de los materiales de tierra es la carga cíclica de la fluctuación de presiones introducida por la turbulencia, la cual debilita progresivamente los enlaces que mantienen unidos a los materiales. Los materiales que se mantienen unidos por fuerzas gravitatorias, como los materiales granulares sin cohesión ([figura 3.2a](#)), erosionan principalmente debido a fuerzas fluctuantes desarrolladas sobre partículas individuales. La resistencia a la erosión del suelo granular, formado por partículas relativamente gruesas (arenas, gravas y cantos rodados), es causada por la fricción existente entre las partículas y por el peso de cada una de ellas, por lo que cada partícula contribuye a la resistencia de todo el material en conjunto. Es así, que las fuerzas fluctuantes actúan sobre partículas individuales, arrancándolas de su posición de reposo.

Por otro lado, los suelos cohesivos uniformes, formados por granos finos ([figura 3.2b](#)), tienen otro comportamiento. En este caso, la fuerza de cohesión es la principal responsable de mantener unidas a las partículas, las cuales ya no tienen un comportamiento individual. En esta situación, la carga cíclica debilita al suelo, el cual se rinde gradualmente dando por resultado la erosión del mismo.

Para el caso de materiales más complejos como la arcilla fisurada ([figura 3.2c](#)), se aplica el mismo modelo conceptual descrito para un estrato de roca fracturada. La falla ocurrirá a lo largo de las fisuras de la arcilla, así como ocurre a lo largo de las fracturas y discontinuidades de la roca.

### 3.2.4 Plataforma de partida

Lo peculiar del método del índice de erodabilidad es que necesita de aquellos métodos que no toman en cuenta las propiedades del suelo para el cálculo de la profundidad de erosión alrededor de los pilares. Esto se debe a que dentro de los cálculos requeridos, el método necesita una estimación de la máxima profundidad de socavación sin considerar la habilidad que tienen los materiales a resistir la erosión.

Como se mencionó en el capítulo anterior, la mayoría de los métodos disponibles han desarrollado fórmulas sin considerar adecuadamente las propiedades de los materiales que se encuentran en el lecho del río, especialmente su habilidad a resistir la erosión. Debido a esto, las profundidades calculadas con este tipo de ecuaciones tienden a ser muy conservadoras. Esto permite, que la profundidad de erosión calculada con las ecuaciones convencionales de los métodos existentes se pueda considerar como la máxima socavación local que pueda ocurrir alrededor de un pilar.

El método del índice de erodabilidad toma en cuenta la habilidad de una gran variedad de materiales de tierra para resistir el poder erosivo del agua. Por esto, la *profundidad última* estimada con este método, siempre será menor o igual al calculado con los métodos convencionales. Una comparación entre las profundidades de erosión calculadas con las ecuaciones convencionales y con el método propuesto se muestra conceptualmente en la [figura 3.3](#).

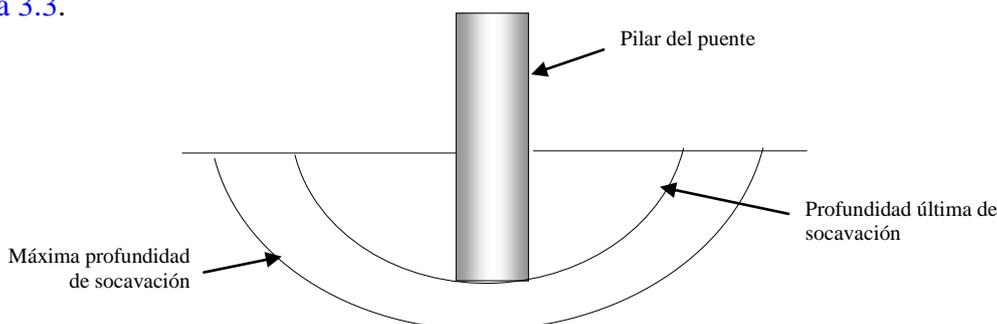


Fig 3.3 Relación entre la profundidad de socavación máxima posible y la profundidad última hallada con el método propuesto.

A pesar que el método del índice de erodabilidad fue desarrollado en EE.UU., este no es el método actual utilizado en este país. En su lugar, el método utilizado es el HEC-18, citado en el [apartado 2.2.3](#). Este último, da resultados muy conservadores ya que no toma en cuenta adecuadamente la habilidad de los materiales a resistir la erosión. Landers y Mueller realizaron una comparación entre las profundidades de erosión calculadas con la ecuación HEC-18 y las observadas en 53 puentes. Este estudio indica que efectivamente el valor calculado por el HEC-18 estaba muy por encima del observado, confirmando así el comportamiento esperado; ya que este método se basa en una curva envolvente de eventos de máxima socavación.

Según lo expuesto, la estimación de la profundidad máxima de socavación requerida por el método de Annandale puede ser obtenida haciendo uso de la ecuación dada por el HEC-18, ya que el valor estimado por el método del índice de erodabilidad nunca lo excederá. Por lo que:  $0 \leq y_s \leq y_{smax}$ . Otra razón de esta afirmación, es que la ecuación del HEC-18 se ha desarrollado con materiales débiles, tales como suelos granulares sin cohesión. Sin embargo, el método del índice de erodabilidad considera otros materiales más resistentes, como la roca, y los suelos cohesivos. Por esta razón, se puede esperar que la profundidad de erosión para este tipo de materiales sea menor.

### 3.3 Desarrollo del método del índice de erodabilidad

#### 3.3.1 Stream Power

La ecuación general que representa la velocidad de disipación de energía es la siguiente:

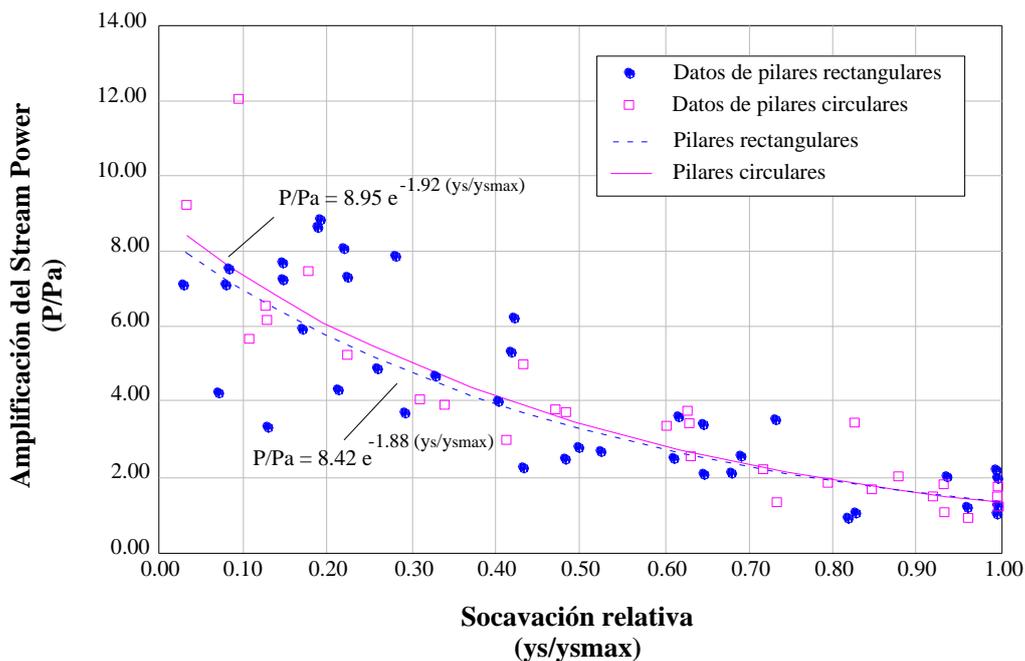
$$P = \gamma q \Delta E$$

Donde:  $P$  : *Stream Power* o velocidad de disipación de energía ( $KW/m^2$ ),  
 $\gamma$  : peso específico del agua ( $9.82 \text{ KN}/m^3$ ),  
 $q$  : unidad de descarga ( $m^3/s/m$ ), y  
 $\Delta E$  : pérdida de energía ( $m/m$ ).

Annandale utilizó esta ecuación para derivar otras ecuaciones utilizadas para el cálculo del *Stream Power* en una variedad de condiciones del flujo. También se han desarrollado un juego de gráficos para calcular el *Stream Power* en la base de los pilares de los puentes, en función de la profundidad de erosión.

##### 3.3.1.1 *Stream Power en pilares de puentes*

El poder erosivo del agua alrededor de los pilares se puede determinar haciendo uso de un conjunto de relaciones empíricas desarrolladas en los laboratorios de la *Federal Highway Administration* de los EE.UU (Smith, 1997), gracias a los resultados de modelos físicos hidráulicos. Esta investigación conducida por la FHWA concluyó que la fuerza erosiva del agua alrededor de pilares cambia en función de la profundidad de erosión. Al incrementar la profundidad de erosión, condiciones aerodinámicas del flujo se desarrollan dentro del foso de socavación, induciendo a la disminución de la intensidad del poder erosivo del agua. Por lo tanto, el poder erosivo del agua alcanza su valor máximo justo antes del inicio



Graf 3.2 Stream Power vs la profundidad de socavación (FHWA)

El *Stream Power* y la profundidad de socavación son expresados en forma adimensional con las relaciones  $P / P_a$ ,  $y_s / y_{smax}$ , respectivamente.

Donde:  $P_a$  : *Stream Power* entrante aguas arriba del pilar ( $W / m^2$ ),  
 $P$  : *Stream Power* variable al incrementar la profundidad, en la base del foso de socavación ( $W / m^2$ ),  
 $y_s$  : profundidad de socavación variable ( $m$ ), y  
 $y_{smax}$  : profundidad de máxima socavación alrededor de un pilar sin considerar la resistencia ofrecida por el material de tierra ( $m$ ).

Las curvas del [gráfico 3.2](#), también pueden ser representadas con las siguientes expresiones:

Pilares rectangulares:  $P = 8.42 P_a * e^{-1.88 (y_s / y_{smax})}$

Pilares circulares:  $P = 8.95 P_a * e^{-1.92 (y_s / y_{smax})}$

Para que se puedan graficar las curvas del [gráfico 3.2](#), se requiere el cálculo de dos parámetros que son valores constantes en la curva: el *Stream Power* de entrada ( $P_a$ ) y la profundidad máxima de erosión ( $y_{smax}$ ). A continuación se presentará las ecuaciones para el cálculo de ambos parámetros:

#### ***Stream Power de entrada ( $P_a$ )***

La ecuación usada para el cálculo del *Stream Power* de entrada ( $P_a$ ) está basada en la ecuación derivada por Bagnold (1966).

$$P_a = \tau v$$

Donde:  $P_a$  : *Stream Power* entrante aguas arriba del pilar ( $W / m^2$ ),  
 $\tau$  : esfuerzo cortante sobre el lecho ( $N / m^2$ ), y  
 $v$  : Velocidad ( $m / s$ ).

Escribiendo el esfuerzo cortante como una función del peso específico del agua, profundidad del flujo y pendiente de energía, el *Stream Power* de entrada puede también ser expresado como:

$$P_a = \gamma y_n s v$$

Donde:  $\gamma$  : peso específico del agua ( $N / m^3$ ),  
 $y_n$  : profundidad del flujo ( $m$ ),  
 $s$  : pendiente de energía adimensional (o pendiente de fondo, en el caso de flujo uniforme), y  
 $v$  : Velocidad del agua aguas arriba del pilar ( $m / s$ )

#### ***Profundidad máxima de socavación ( $y_{smax}$ )***

Como se dijo en el [apartado 3.2.4](#), el  $y_{smax}$  puede ser obtenido haciendo uso de la ecuación del HEC-18 descrita por Richardson y Davis, citada en el [apartado 2.3.3](#), la cual se basa en una curva envolvente de eventos de máxima socavación.

La ecuación original del HEC-18 no toma en cuenta las propiedades de los materiales. Este defecto fue superado en esta última versión incluyendo un coeficiente que considera la gradación del suelo ( $k_4$ ). Sin embargo, su uso es muy limitado, pues no toma en cuenta adecuadamente la habilidad de los materiales a resistir la erosión.

$$y_{smax} = 2 k_1 k_2 k_3 k_4 b^{0.65} y_n^{0.35} F^{0.43}$$

Donde:  $k_1$  : Factor de forma del pilar,  
 $k_2$  : factor del ángulo de ataque,  
 $k_3$  : factor de corrección por rugosidad del fondo, y  
 $k_4$  : factor de corrección por gradación de materiales (acorazamiento).

### 3.3.2 Índice de erodabilidad

El índice de erodabilidad es un índice geo-mecánico que cuantifica la habilidad relativa de los materiales de tierra a resistir la erosión.

El índice se basa en el índice de excavabilidad de Kirsten, usado para caracterizar la roca y así determinar la fuerza requerida por los equipos de movimiento de tierras para su desprendimiento. Kirsten adaptó un sistema de clasificación de las masas rocosas utilizado para el diseño de taludes, con el propósito de hallar la excavabilidad de los materiales y determinar el esfuerzo requerido para su excavación. Annandale (1995) usó este sistema de clasificación para desarrollar el método de índice de erodabilidad para cuantificar la erodabilidad de los materiales de tierra sometidos al poder erosivo del agua.

Existen otros métodos que se basan en el mismo índice, como el método del índice de erodabilidad para caídas verticales (*Headcut Erodibility Index Method*), el cual trata exclusivamente la erodabilidad en las caídas verticales (Moore, Temple y Kirsten 1994). El índice de Annandale es más general y representa la erodabilidad de una amplia variedad de materiales de tierra para una amplia variedad de condiciones de flujo.

Las principales propiedades geotécnicas del suelo que determinan la resistencia a la erosión de los distintos materiales de tierra son:

- La resistencia del suelo,
- el tamaño de los bloques o partículas,
- la resistencia al cortante de los enlaces inter-partículas o de las discontinuidades, y
- la estructura relativa del suelo.

El índice de erodabilidad es el producto escalar de los parámetros que representan el rol correspondiente de cada una de estas propiedades.

$$K_b = M_s K_b K_d J_s$$

Donde:  $K_h$  : Índice de erodabilidad,  
 $M_s$  : parámetro de la resistencia del terreno,  
 $K_b$  : parámetro del tamaño bloque/ partícula,  
 $K_d$  : parámetro de la resistencia al cortante de los enlaces inter-partículas o de las discontinuidades, y  
 $J_s$  : parámetro de la estructura relativa del suelo.

El documento de Kirsten (1982)<sup>5</sup> provee tablas estándar que cuantifican los parámetros geológicos. Estas tablas también se pueden encontrar en el manual nacional de ingeniería de los Estados Unidos, NRCS (1997) [25] y en Annandale (1995) [1]. Estas tablas se muestran en el [anexo B](#).

---

<sup>5</sup> Kirsten, H.A.D., 1982, A classification system for excavation in natural materials, *The Civil Engineer in South Africa*, July, pp. 292-308.

### 3.3.2.1 *Parámetro de la resistencia del terreno, $M_s$*

El parámetro de la resistencia del terreno representa la resistencia del material obtenida de una muestra representativa inalterada u obtenida directamente en el campo, sin considerar en esto la heterogeneidad de la masa. Valores de este parámetro  $M_s$  para suelos granulares, suelos cohesivos y para roca, se pueden encontrar en las tablas de Kirsten (1982) ([anexo B](#), de la [tabla B1 a la B3](#)) o pueden ser calculados a través de ecuaciones que se tratarán posteriormente en este documento.

En dichas tablas, los suelos granulares están distribuidos según su densidad relativa, los suelos cohesivos según su consistencia y las rocas según su dureza.

#### *Materiales granulares*

Los valores de  $M_s$  para materiales granulares sin cohesión ([tabla B1](#)), se correlacionan con una identificación del perfil del suelo; y con el número de golpes (N) de la prueba de penetración estándar (SPT). Para la identificación del perfil del suelo no es necesario realizar pruebas en el laboratorio, ya que existen pruebas que se pueden realizar en el campo. Las pruebas de identificación en el campo referidas en las tablas, concuerdan con Korhonen. (1971), Jennings (1973) y la sociedad geológica de Londres (1977).

El número de golpes N del SPT es determinado en concordancia a la norma ASTM D-1586<sup>6</sup>. Incrementos de N corresponden a incrementos del  $M_s$ . Cuando el número de golpes del SPT excede 80, el material granular sin cohesión se considerará como roca, requiriendo el uso de la [tabla B3](#).

#### *Materiales cohesivos*

Para suelos cohesivos, los valores de  $M_s$  se pueden cuantificar con la ayuda de la [tabla B2](#). En esta tabla, los valores de  $M_s$  se correlacionan con una identificación del perfil del suelo y con los resultados de la resistencia al corte no drenado, usando el ensayo de la veleta de corte. La resistencia a la veleta de corte es determinada en concordancia con la norma ASTM D-2573<sup>7</sup> o la norma ASTM D- 4648<sup>8</sup>. Cuando la resistencia a la veleta de corte excede 270 KPa, el material cohesivo se considerará como roca, requiriendo el uso de la [tabla B3](#).

Si los datos de la resistencia a la veleta de corte son inasequibles, se pueden usar estimaciones de los valores de la resistencia de compresión no confinada para materiales cohesivos ( $q_u$ ). Tales estimaciones se pueden hacer utilizando el ensayo de compresión no confinada de arcillas saturadas (UU), cuyo procedimiento se encuentra en la norma ASTM D-2166<sup>9</sup>.

Una aproximación razonable del valor de  $M_s$  para suelos cohesivos se obtiene utilizando las ecuaciones dadas para el caso de rocas, asumiendo que el coeficiente de densidad relativa,  $C_r$  es igual a 1.

$$M_s = (0.78)(q_u)^{1.05} \quad \text{cuando} \quad q_u \leq 10MPa$$

$$M_s = q_u \quad \text{cuando} \quad q_u > 10MPa$$

<sup>6</sup> Standard Test Method for Penetration Test and Split Barrel Sampling of Soils

<sup>7</sup> Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil

<sup>8</sup> Standard Test Method for Laboratory miniature Vane Shear Test for Saturated Finegrained Clayey Soil

<sup>9</sup> Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength for Cohesive Soil

### Roca

La [tabla B3](#) contiene valores de  $M_s$  para roca relacionados con pruebas de identificación en el campo y con valores de la resistencia de compresión no confinada para rocas ( $q_u$ ) expresadas en MPa. Los valores de  $q_u$  para rocas pueden ser cuantificados siguiendo el procedimiento descrito en la ASTM D-2938<sup>10</sup>.

Los valores de  $M_s$  para roca también pueden ser determinados haciendo uso de las ecuaciones presentadas a continuación:

$$\begin{aligned} M_s &= C_r \cdot (0.78)(q_u)^{1.05} && \text{cuando } q_u \leq 10 \text{ MPa} \\ M_s &= C_r \cdot (q_u) && \text{cuando } q_u > 10 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Donde  $C_r$  es un coeficiente de la densidad relativa. Para el caso de rocas  $C_r$  es:

$$C_r = \frac{g \cdot \rho_r}{27 \cdot 10^3}$$

Donde:  $\rho_r$  : Densidad de la roca ( $kg/m^3$ )  
 $g$  : 9.82 ( $m/s^2$ ) aceleración de la gravedad

El desgaste por la acción atmosférica puede afectar los valores asignados a  $M_s$ , especialmente en el caso de rocas. La roca expuesta puede desgastarse durante el tiempo de vida de un proyecto, aspecto que en algunos casos deba de ser considerado. A medida que la roca se desgasta, su dureza se reduce debilitándose paulatinamente, causando una disminución del  $M_s$ . El asignar valores apropiados de  $M_s$  cuando hay posibilidad de desgaste por la acción atmosférica, es cuestión de experiencia profesional y de buen juicio. Esto último, se puede complementar realizando ensayos de resistencia a muestras similares de roca desgastada o a través de una estimación esperada de la reducción de su resistencia.

#### 3.3.2.2 Parámetro del tamaño bloque / partícula, $K_b$

Este parámetro incorpora el rol que cumple el tamaño de partícula del suelo o el tamaño del bloque de roca en los cálculos para la determinación de la resistencia a la erosión. Incrementos del tamaño del bloque o del tamaño de partícula ofrecen un aumento en la resistencia a la erosión.

La determinación del valor de  $K_b$ , varía según el tipo de material. En caso de rocas es función del espaciamiento entre juntas o discontinuidades y del número de familias de juntas. En el caso del suelo granular sin cohesión es función del tamaño de partícula. El valor de  $K_b$  es igual a 1 en el caso de suelos cohesivos, donde sus partículas no cumplen un comportamiento individual sino grupal.

#### Materiales granulares

En el caso de suelos granulares (incluyendo cantos rodados, gravas, arenas finas, medias y gruesas) el valor de  $K_b$  se determina por medio de la siguiente ecuación:

$$K_b = 1000 \cdot d_{50}^3 \quad \text{para } d_{50} < 1$$

Donde  $d_{50}$  es un diámetro característico que indica que el 50% del peso del material del cauce en estudio lo constituyen partículas de diámetro menores a él. Por lo tanto  $d_{50}$  es el diámetro medio y se mide en metros, este valor es determinado a través de ensayos granulométricos.

<sup>10</sup> Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Rock Core Specimens

Si existe un acorazamiento en la interfase entre el fondo del cauce y el agua, se determinará el  $d_{50}$  de la capa acorazada. Si en la interfase aun no se produce el acorazamiento, pero es posible su formación durante el proceso de erosión, entonces en lugar del  $d_{50}$  se puede tomar  $d_{85}$ <sup>11</sup>. Esto se debe a que si una capa acorazada se va a formar durante el proceso de erosión, ésta será la que protegerá a las capas subsiguientes. Por lo que el  $d_{50}$  de la capa acorazada representará el tamaño de la partícula. Por razones prácticas, se ha encontrado que el  $d_{50}$  de la capa acorazada es aproximadamente igual al  $d_{85}$  del material del fondo.

### **Materiales cohesivos**

Para suelos cohesivos el valor de  $K_b$  es igual a 1.

$$K_b = 1$$

### **Roca**

En este caso, el espaciamiento entre juntas o discontinuidades y el número de familias de juntas (haz de juntas aproximadamente paralelas entre si) en el interior de la roca, determinan el valor de  $K_b$ . El espaciamiento entre juntas está representado por la designación de la calidad de roca (RQD, *Rock Quality Designation*) y el número de familias de juntas está representado por el parámetro  $J_n$  (*joint set number*)

El RQD es un parámetro estándar que se determina utilizando la calidad de las muestras de perforación diamantina (Deere y Deere, 1988). Dicho parámetro se utiliza para determinar la calidad de la roca masiva in situ. El RQD, en sentido estricto, es una medida de todos los núcleos de perforación mayores a 10 cm de longitud, expresados como un porcentaje de la longitud total de la perforación. También puede considerarse como una medida de tamaños de bloques superiores a 10 cm. Este parámetro se determina con la siguiente expresión:

$$RQD = \frac{\sum \text{longitud .de.los.pedazos.de.la.muestra} > 10\text{cm}}{\text{Longitud.total.de.la.muestra}} \times 100\%$$

Los valores de RQD varían entre 5 y 100 %. Un RQD de 5 % representa una roca de muy pobre calidad y un RQD de 100 % representa una roca de muy buena calidad.

Presentaciones esquemáticas explicando el concepto de  $J_n$  se muestran en la [figura 3.4](#).

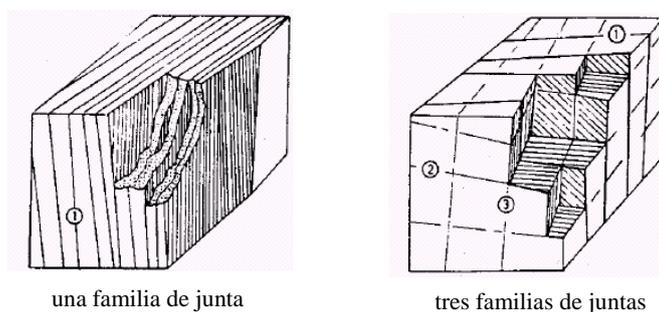


Fig 3.4 Presentación esquemática ilustrando el concepto de  $J_n$

Valores de  $J_n$  se pueden encontrar en la [tabla B4](#). En esta última, los valores de  $J_n$  son función del número de familias de juntas que hay en las rocas. En la [tabla B4](#), las rocas van

<sup>11</sup> El  $d_{85}$  es un diámetro característico que indica que el 85% del peso del material del cauce en estudio lo constituyen partículas de diámetro menores a él.

desde aquellas sin ninguna o muy pocas juntas (roca intacta) a formaciones de rocas que consisten en 1 a más de 4 familias de juntas. La clasificación además considera aquellas rocas que presentan discontinuidades aleatorias y las del sistema de juntas regulares.

Una vez determinados los valores de RQD y de  $J_n$ ,  $K_b$  se calcula con la siguiente expresión:

$$K_b = \frac{RQD}{J_n}$$

Donde:  $5 \leq RQD \leq 100$   
 $1 \leq J_n \leq 5$

Por lo que el valor de  $K_b$  para el caso de rocas está comprendido en el siguiente intervalo:

$$1 \leq K_b \leq 100$$

Si no hay disponibilidad de los valores de RQD, su valor puede ser estimado con una o más de las siguientes ecuaciones:

$$RQD = (115 - 3.3 \cdot J_c)$$

$J_c$ , índice del número de juntas, representa el número de fracturas por metro cúbico ( $m^3$ ) sin tener en cuenta la orientación o la forma en la que están separadas. Se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$J_c = \left( \frac{3}{D} \right) + 3$$

Donde:  $D$  : diámetro del bloque principal en metros.

$D$  puede ser calculado con la siguiente ecuación:

$$D = (J_x \cdot J_y \cdot J_z)^{0.33} \quad \text{Para } D \geq 0.10.m$$

Donde  $J_x$ ,  $J_y$  y  $J_z$  son promedios de los espaciamientos de las familias de juntas en metros, medidos respectivamente en las tres direcciones perpendiculares: x, y, z. El espaciamiento de familias de juntas se puede determinar con el [estudio de la línea de tendencia \(Fixed Line Survey\)](#) (ver sociedad internacional de mecánica de rocas (ISRM) 1981, sociedad geológica de Londres 1977, Bell 1992). En esencia, esta técnica implica una medición del espacio que existe entre las juntas en las 3 direcciones ortogonales, y promedia estas distancias para cada dirección.

Otras ecuaciones que pueden ser usadas para calcular el RQD, derivadas de las ecuaciones presentadas arriba, son:

$$RQD = \left( 105 - \frac{10}{D} \right)$$

y

$$RQD = \left( 105 - \frac{10}{(J_x \cdot J_y \cdot J_z)^{0.33}} \right)$$

### 3.3.2.3 Parámetro de la resistencia al corte de los enlaces inter-partículas o de las discontinuidades, $K_d$

El parámetro  $K_d$  representa el rol que desempeñan los enlaces que mantienen unidos a los materiales de tierra, dentro del proceso de la erosión. Este parámetro representa la resistencia relativa de las discontinuidades en rocas, y en materiales granulares y cohesivos representa la resistencia relativa de los enlaces entre partículas.

El cálculo del parámetro de la resistencia al corte,  $K_d$ , varía según el tipo de material. En el caso de la roca se determina a través de una relación entre dos variables que representan diferentes características de la superficie, que dan lugar a las discontinuidades. En el caso de material granular y del cohesivo,  $K_d$ , es proporcional al ángulo residual de fricción del material.

#### *Materiales granulares*

En materiales granulares,  $K_d$  se estima con la siguiente ecuación:

$$K_d = \tan \phi_r$$

Donde:  $\phi_r$  : Ángulo residual de fricción.

Este parámetro corresponde a un estado residual del suelo, alcanzado una vez que este ha fallado. Por mecánica de suelos se sabe que un suelo falla a través de una combinación crítica de esfuerzos normales<sup>12</sup> ( $\sigma$ ) y esfuerzos de corte<sup>13</sup> ( $\tau$ ). La pendiente de la curva envolvente de eventos de falla correspondientes a distintas combinaciones de esfuerzos normales y cortantes, se denomina ángulo de fricción interna del suelo  $\phi$ . El ángulo residual de fricción corresponde al esfuerzo de corte residual alcanzado después del esfuerzo de falla. En la [figura 3.5](#) se puede observar las diferencias entre el estado residual y el estado de falla de un suelo.

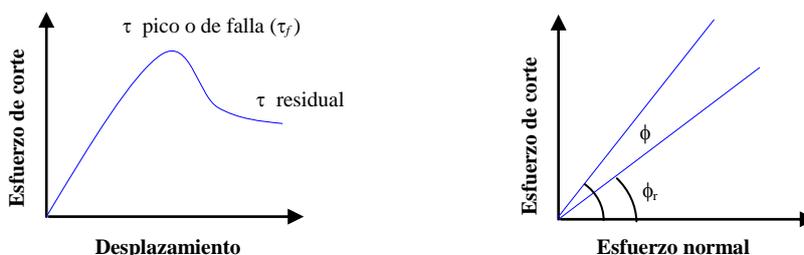


Fig 3.5 Esfuerzo residual y esfuerzo de falla

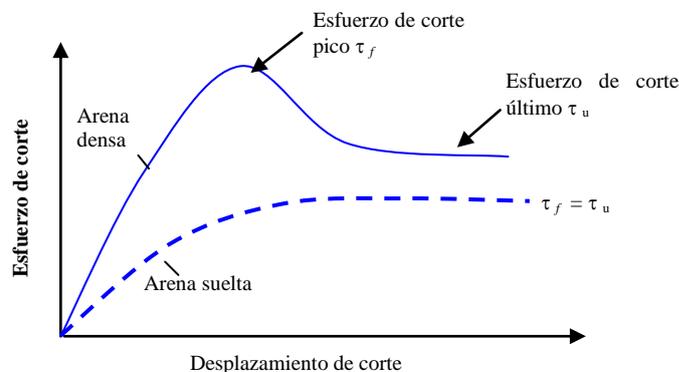
Estas curvas varían según el tipo de suelo a analizar. En el caso del material granular, al esfuerzo de corte residual se le llama esfuerzo de corte último, para el cual la resistencia de corte permanece aproximadamente constante para cualquier incremento posterior de desplazamiento. En suelos granulares, el ángulo residual de fricción varía según la densidad del suelo, incrementando a medida que incrementa la densidad.

En material granular suelto, una vez alcanzado el estado de falla con un esfuerzo de corte  $\tau_f$ , la resistencia al corte permanece constante, por lo que ambos esfuerzos, el residual y el último, permanecen iguales. En este caso el ángulo residual de fricción es el mismo que el

<sup>12</sup> Esfuerzo normal : esfuerzo correspondiente a la carga vertical a la que está sometido el suelo

<sup>13</sup> Esfuerzo cortante : esfuerzo correspondiente a la carga horizontal a la que está sometido el suelo

ángulo de fricción interna. Sin embargo, en materiales granulares densos después de alcanzado el esfuerzo de falla  $\tau_f$ , el esfuerzo de corte resistente decrece gradualmente a medida que aumenta el desplazamiento por corte, hasta alcanzar finalmente un valor constante llamado resistencia al corte último. En el [gráfico 3.3](#) se puede observar el comportamiento de un suelo granular denso y de uno suelto.



Graf 3.3 Esfuerzo de corte vs el desplazamiento de corte para suelo granular suelto y denso

En nuestro medio, el ángulo residual de fricción no es muy conocido, por lo que no se cuenta con la información necesaria para definir un comportamiento definitivo de las arenas. Según investigaciones realizadas, la pérdida en resistencia al corte de los suelos granulares (diferencia entre los valores del esfuerzo de corte pico y el esfuerzo residual) es pequeña. Esto ocasiona que la diferencia entre el ángulo residual de fricción  $\phi_r$  y el ángulo de fricción interna  $\phi$  en suelos granulares sólo varíe de 2 a 5 grados. □

Para confirmar que las arenas de Piura se portan según lo investigado, se realizaron una serie de ensayos de corte directo con arenas superficiales a diferentes densidades. Dichos ensayos se realizaron en el Laboratorio de Suelos de la Universidad de Piura. A pesar que el ensayo de corte directo no es el ideal para este tipo de investigación, se pudo confirmar lo siguiente:

- Para el caso de suelos granulares la diferencia entre los ángulos no es considerable,
- para suelos sueltos es cero,
- para medios dos grados,
- y para densos cuatro.

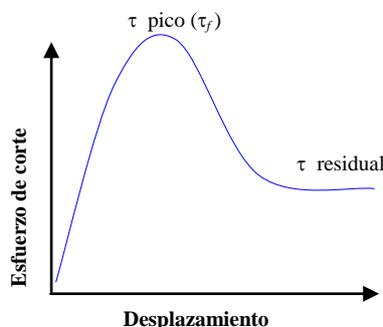
A través de estos ensayos no se pretende definir o establecer comportamientos generales. Por el contrario, se trata simplemente de comprobar que las arenas de Piura se comportan según las investigaciones previamente hechas. Los resultados de estos ensayos se encuentran con mayor detalle en el [anexo D](#)

### ***Materiales cohesivos***

Según el Manual Nacional de Ingeniería de los Estados Unidos (NRCS 1997), el parámetro de la resistencia al corte de los enlaces inter-partículas ( $K_d$ ) de un suelo cohesivo también guarda relación con el ángulo residual de fricción:

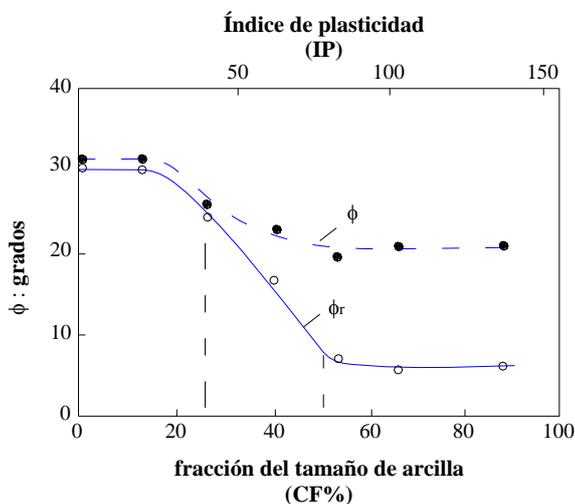
$$K_d = \tan \phi_r$$

Para el caso de suelos cohesivos, una vez alcanzado el estado de falla la pérdida en resistencia al corte es considerable. Esto da lugar a que la diferencia entre el ángulo de fricción interna, correspondiente al esfuerzo pico, y el ángulo residual de fricción, correspondiente al esfuerzo residual, sea grande. En el [gráfico 3.4](#) se puede observar el comportamiento descrito.



Graf 3.4 Esfuerzo pico y residual de corte para un suelo cohesivo

Según Stark y Eid (1994) [24], el ángulo residual de fricción en el caso de suelos cohesivos está relacionado con el tipo de mineral de arcilla (representado por el límite líquido) y con la cantidad de partículas del tamaño de arcilla (CF). El Límite Líquido (LL) es usado como un indicador de la mineralogía de la arcilla, y la fracción del tamaño arcilla (CF = clay-size fraction) indica la cantidad de partículas que pasan por la malla 200, partículas menores a 0.002 mm. Al aumentar ambos parámetros, el ángulo residual de fricción decrece, disminuyendo el valor del  $M_s$  ([gráfico 3.5](#)).



Graf 3.5 Influencia del porcentaje de fracción del tamaño de arcilla en el ángulo fricción residual y pico

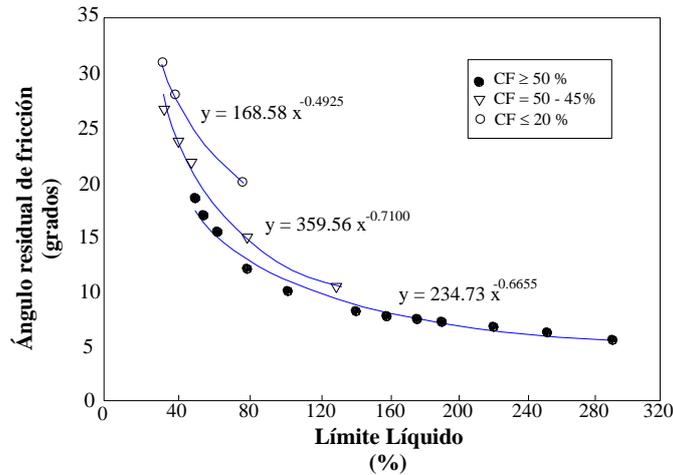
El [gráfico 3.6](#) presenta una correlación entre el ángulo residual de fricción drenado ( $\phi'_r$ ) y el límite líquido (LL), para ensayos de corte efectuados con suelos cohesivos con un esfuerzo efectivo normal de 100kPa, valor considerado típico para materiales cerca de la superficie. Los datos forman 3 curvas distintas según tres rangos de CF.

$$\text{Para } CF \leq 20\% \quad \theta_r = 169.58(LL)^{-0.4925}$$

$$\text{Para } CF = 25-45\% \quad \theta_r = 329.56(LL)^{-0.7100}$$

Para  $CF \geq 50\%$

$$\theta_r = 234.73(LL)^{-0.6655}$$



Graf 3.6 El ángulo residual de fricción vs el límite líquido para tres rangos del contenido de arcilla

### Roca

En las rocas, el parámetro de resistencia al corte entre bloques,  $K_d$ , es determinado de la siguiente manera:

$$K_d = \frac{J_r}{J_a}$$

Donde:  $J_r$  : Índice de rugosidad de una discontinuidad, donde se tiene en cuenta la presencia del relleno,

$J_a$  : índice de alteración de las juntas.

$J_r$  representa el grado de rugosidad de las caras opuestas en una discontinuidad y  $J_a$  representa el grado de alteración de los materiales que forman las caras de la discontinuidad. Las alteraciones están relacionadas con correcciones en la superficie de la roca. Por ejemplo un desgaste por la acción atmosférica o la presencia de material cohesivo entre caras opuestas de una junta. Valores de  $J_r$  y  $J_a$  pueden encontrarse en las [tablas B5 y B6 del anexo B](#)

Los valores de  $K_d$  calculados con la información de las tablas cambian en respecto al grado relativo de la resistencia ofrecida por las juntas. Incrementos en la resistencia de la discontinuidad se caracterizan por un incremento en el valor de  $K_d$ .

#### 3.3.2.4 Parámetro de la Estructura relativa del suelo, $J_s$

Este parámetro representa el papel que juega la estructura del suelo con respecto a la dirección del flujo en la habilidad de los materiales a resistir la erosión. El parámetro de la estructura relativa del suelo,  $J_s$ , explica como la orientación y la forma de las unidades del material con respecto al flujo afectan la naturalidad con que la corriente puede penetrar el suelo y dislongar unidades individuales. Por lo tanto, este parámetro se puede cuantificar sólo en materiales en los cuales la orientación de sus unidades individuales influyen notablemente en la erosión del material

Por otro lado, debido a que materiales como los granulares y los cohesivos están formados por unidades cuya resistencia a la erosión se debe principalmente a fuerzas de enlace, gravitatorias y de cohesión, las que mantienen unidas a las partículas, el valor de  $J_s$  es igual a 1.

### **Materiales granulares y cohesivos**

En ambos casos el parámetro de la estructura relativa del suelo será igual a 1.

$$J_s = 1$$

### **Roca**

En el caso de rocas,  $J_s$ , es función de la orientación y la forma de los bloques individuales, los cuales están determinados por el espaciamiento de familias de juntas, ángulos de buzamiento y direcciones de buzamiento.

Una vez que los parámetros de la orientación y de la forma de los bloques han sido determinados, se debe de usar la [tabla B7](#) para determinar el  $J_s$ . Al trabajar con materiales intactos, como roca masiva, arcillas masivas sin fisurar, el valor de  $J_s$  será 1.

#### **- Orientación**

La orientación está en función del ángulo de buzamiento (pendiente del estrato) y de la dirección de buzamiento con respecto a la dirección del flujo de la discontinuidad menos favorable; es decir, de la más propensa a la erosión.

Los conceptos de buzamiento y de la dirección de buzamiento en rocas son ilustrados en la [figura 3.6](#). El buzamiento de la roca es la magnitud del ángulo entre el plano horizontal y el plano de la discontinuidad. La dirección de buzamiento, medida en grados azimut, es la dirección de una línea del plano horizontal perpendicular a la intersección de este con el plano de la discontinuidad, localizada en el plano vertical del buzamiento. Si la dirección del flujo tiene aproximadamente la misma dirección que la del buzamiento, entonces se dice que el buzamiento está en la dirección del flujo, de lo contrario se dice que es opuesto a este.

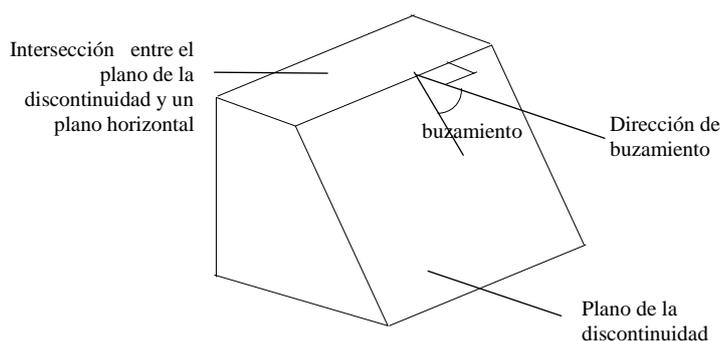


Fig 3.6 Bosquejo conceptual del buzamiento y de la dirección de buzamiento

El buzamiento de la roca influye en la resistencia a la erosión de la siguiente manera: Si la roca tiene un buzamiento opuesto a la dirección del flujo, será más difícil erosionarla que cuando está a favor de este. Esto se debe a que cuando el buzamiento está en la

dirección del flujo, es más fácil que éste levante la roca, penetre debajo de ella y la desplace.

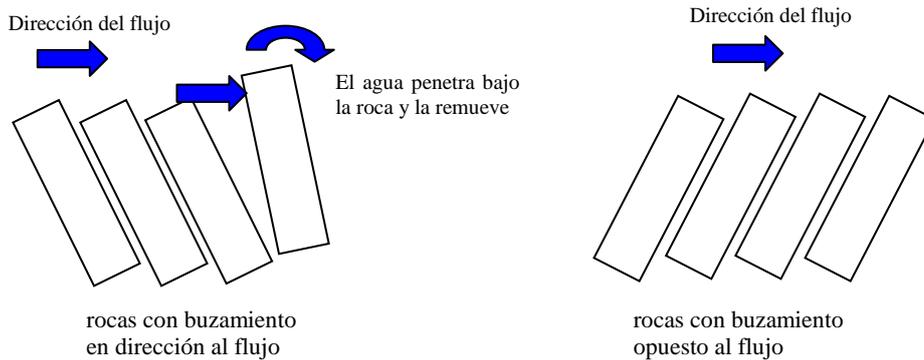


Fig 3.7 Influencia de la dirección de buzamiento en la resistencia ofrecida por la roca

- Forma:

La forma de los bloques es cuantificada determinando la relación del espaciamiento entre juntas ( $r$ ). Ver figura 3.8.

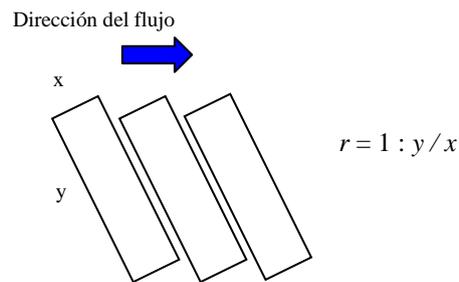


Fig 3.8 Determinación de la relación del espaciamiento entre juntas

La forma de la roca, representada por  $r$ , influye en la erodabilidad de la roca de la siguiente manera: Una roca alargada (rectangular) será más difícil de remover que aquellos bloques con lados iguales (cuadrados). Por lo tanto altos valores de  $r$  representan rocas difíciles de erosionar, ya que pertenecen a rocas alargadas. En los casos donde  $r$  es mayor que 8, se deben usar los valores de  $J_s$  para  $r = 8$ .

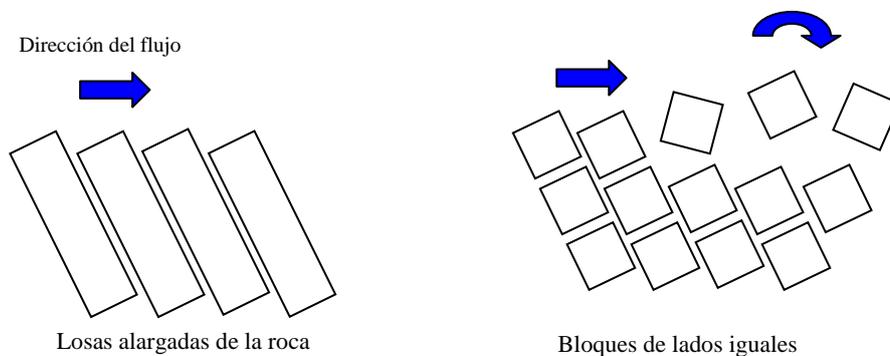
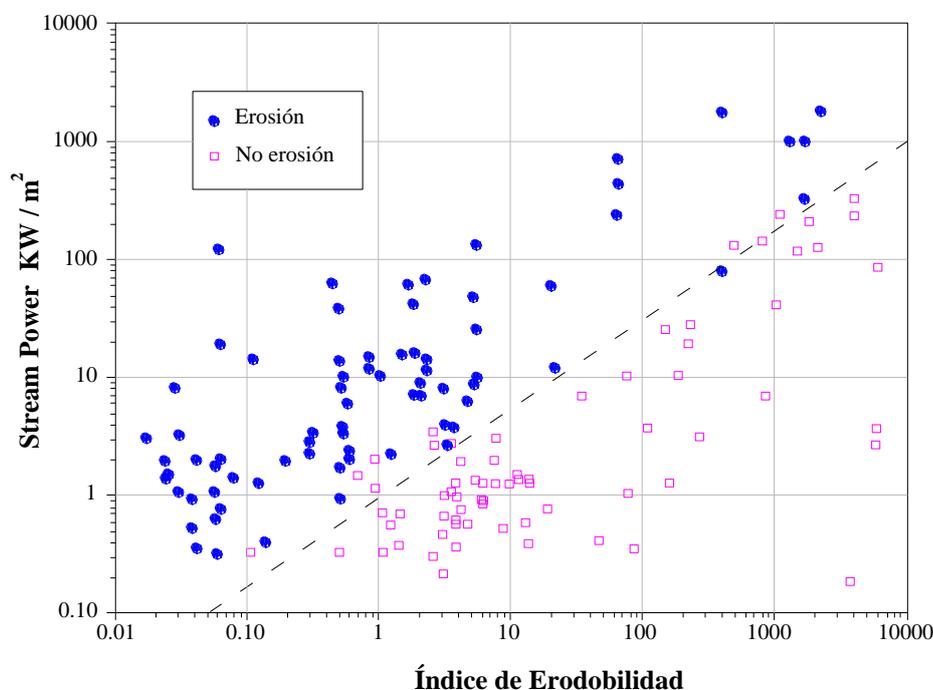


Fig 3.9 Influencia de la forma de los bloques de la roca en la resistencia a la erosión

### 3.3.3 Correlación entre el *Stream Power* y el Índice de Erodabilidad

Annandale, con motivo de establecer la relación entre el *Stream Power* y el Índice de Erodabilidad analizó datos publicados sobre el inicio del movimiento de materiales granulares sin cohesión, y observaciones de campo relacionadas con la erosión de rocas, suelos cohesivos y suelos orgánicos. Entre los datos publicados que fueron analizados, se encuentran los de Tison (1953), Gilbert (1914), Kramer (1935), Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE.UU. (*U.S. Army Corps of Engineers*), Estación Experimental Waterway (WES, 1935) y Varoni (1964).

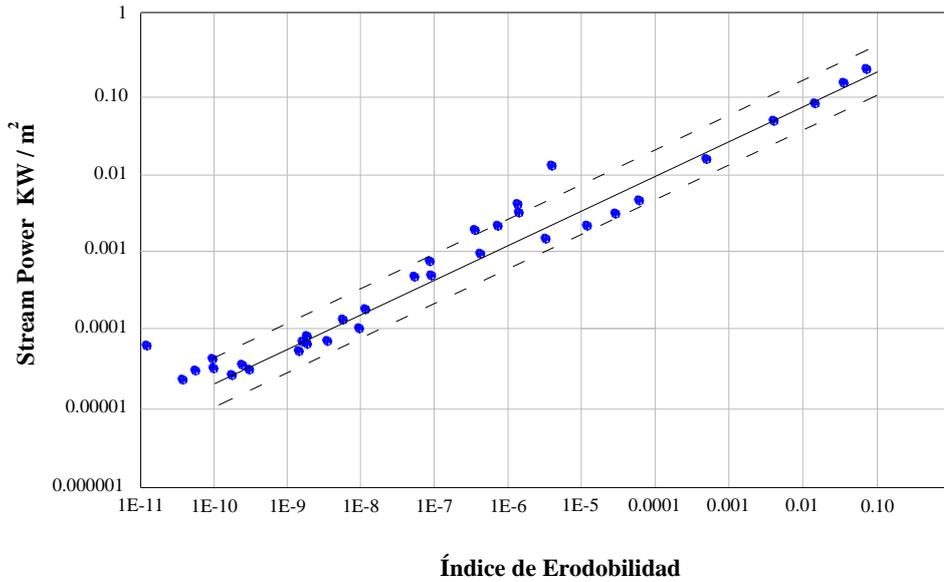
Los resultados del análisis de las observaciones de campo fueron representados gráficamente para evaluar la relación entre el *Stream Power* y el índice de erodabilidad. El gráfico 3.7 contiene los resultados del análisis efectuado. Los materiales de tierra encontrados en estas observaciones incluyen roca de buena calidad, roca fisurada y fracturada, roca desgastada, suelos orgánicos y suelos cohesivos. En el gráfico se presentan dos tipos de datos, un tipo representa eventos donde ha ocurrido la erosión y el otro donde



Graf 3.7 Stream Power en función del Índice de Erodabilidad para valores altos del índice (rocas y otros materiales de tierra complejos)

En el gráfico existe una clara separación entre los datos que representan la no erosión (situados en la parte inferior de la línea) y aquellos que representan a la erosión (situados en la parte superior). La línea trazada separando ambos datos, representa el momento límite donde el fondo del cauce está entre el estado de reposo (no erosión) y el de movimiento (erosión), este momento es llamado *umbral de erosión*.

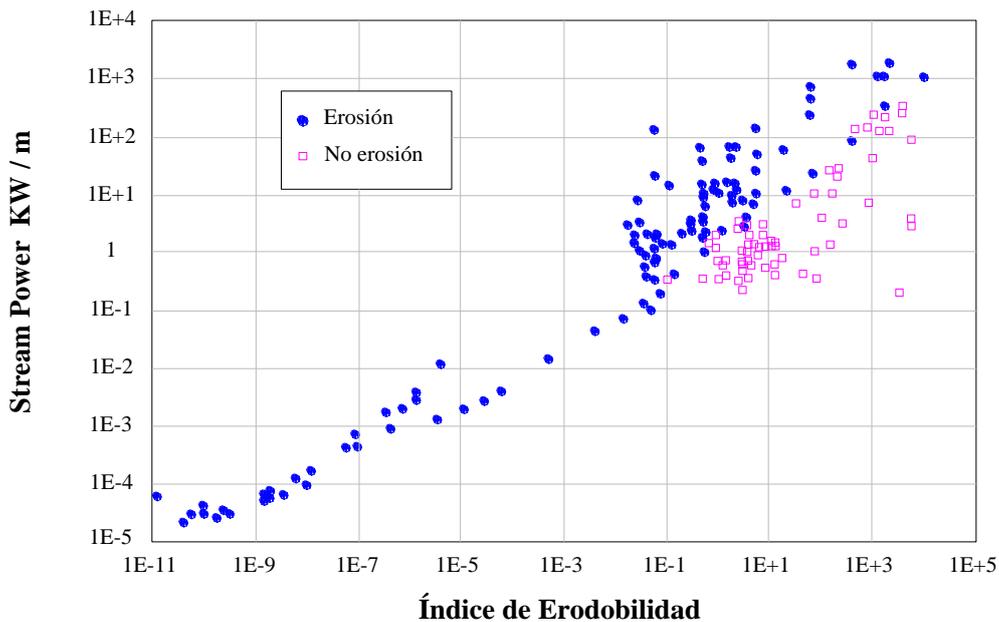
El gráfico 3.8 contiene los resultados del análisis de datos sobre el inicio de movimiento (umbral de erosión) de suelos granulares sin cohesión, que van desde limos hasta arenas, gravas y cantos rodados. Los resultados trazados en este gráfico representan la relación existente entre el *Stream Power* y el Índice de Erodabilidad en el umbral de erosión. La línea negra es la línea de tendencia que representa esta relación.



Graf 3.8 Umbral de erosión para valores bajos del Índice de Erodabilidad (suelos granulares).

Si todos los datos analizados se colocan en un solo gráfico, [gráfico 3.9](#), se puede observar que el umbral de erosión del [gráfico 3.7](#) es la continuación del umbral de erosión (línea punteada) del [gráfico 3.8](#). En este gráfico combinado se observa claramente que la zona de separación entre los dos casos (erosión y no erosión) es una continuación de la línea de tendencia de la parte baja, que representa el inicio de movimiento para suelos granulares sin cohesión.

Por consiguiente, la línea del umbral de erosión forma una curva continua para el espectro completo de materiales de tierra. Los materiales de tierra representados en el [gráfico 3.9](#), van desde un material granular muy fino (partículas de diámetros del orden de 0.1 a 0.2 mm.) situados en la extremo inferior izquierdo de la figura, a una roca dura e intacta de



Graf 3.9 Umbral de erosión para el espectro entero de materiales de tierra desde limos a roca masiva (combinación de los [gráficos 3.7](#) y [3.8](#))

Por lo tanto, se puede concluir que el umbral de erosión relaciona el poder erosivo del agua (representado por el *Stream Power*) con la habilidad relativa de los materiales de tierra a resistir la erosión (representado por el Índice de Erodabilidad). Esta relación se mantiene para una amplia variedad de condiciones de flujo y materiales de tierra. La correlación entre el *Stream Power* ( $P$ ) y una función matemática del Índice de Erodabilidad, en el umbral de erosión, puede ser expresada con la siguiente expresión:

$$P = f(K_h)$$

En el umbral de erosión, si  $P > f(K_h) \Rightarrow$  ocurre erosión

si  $P < f(K_h) \Rightarrow$  no ocurre erosión

La [figura 3.10](#) muestra un esquema conceptual del [gráfico 3.9](#). En este gráfico se indica que para todos los puntos localizados arriba de la línea punteada se esperará erosión, y lo contrario para los ubicados por debajo de ella.

Algo que se debe tener en cuenta es que a medida que el material de tierra es más resistente, el valor de su índice de Erodabilidad incrementa, así como también lo hace el *Stream Power* requerido por ese material para comenzar su erosión.

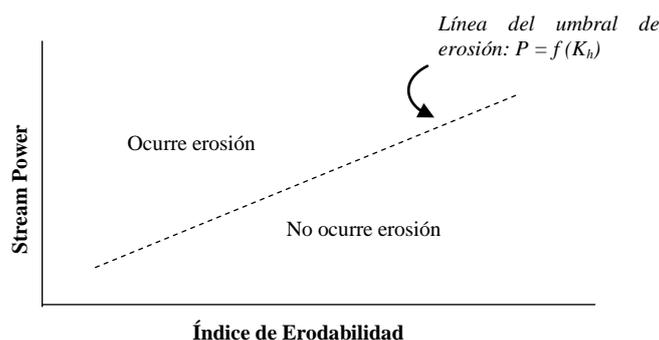


Fig 3.10 Esquema conceptual del umbral de erosión

### 3.3.4 Base para determinar la profundidad de erosión

Para determinar la profundidad última de erosión se realiza una comparación entre el poder erosivo del agua “disponible” en la base del pilar, y el poder erosivo del agua “requerido” para socavar los materiales de tierra bajo consideración. Estos parámetros están representados respectivamente por el *Stream Power* disponible y el *Stream Power* requerido.

El *Stream Power* disponible es función de la profundidad de socavación y se determina con ayuda del [gráfico 3.2](#) mostrada en el [apartado 3.3.1.1](#). El *Stream Power* requerido para causar la erosión de los materiales de tierra es determinado con ayuda del Índice de Erodabilidad, utilizando el gráfico del [gráfico 3.9](#) mostrado en el apartado anterior.

La base del método utilizada para estimar la profundidad última de erosión, tomando en cuenta las propiedades del material, está explicada en la [figura 3.11](#). Esta figura muestra una relación entre el poder erosivo del agua representado por el *Stream Power* y la elevación bajo el nivel original del lecho del río (profundidad del foso socavado). Las dos curvas de la figura representan el *Stream Power* disponible y el *Stream Power* requerido.

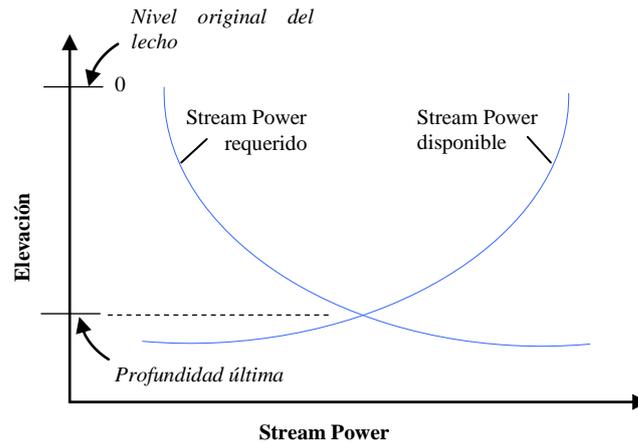


Fig 3.11 Cálculo de la profundidad última.

Este gráfico indica que el *Stream Power* disponible en la base del pilar es máximo justo antes del inicio de la erosión en la base del pilar, es decir, cuando la profundidad de erosión es cero. A medida que el foso de socavación aumenta de profundidad el *Stream Power* disponible disminuye progresivamente. Sin embargo, el *Stream Power* requerido por los materiales tiene un comportamiento contrario, a medida que el foso de socavación aumenta de profundidad éste aumenta progresivamente. Esto se debe a que normalmente el esfuerzo de los materiales de tierra, en especial la roca, incrementa como función de la elevación bajo el nivel original del lecho; es decir, aumenta con la profundidad. Por lo que al aumentar su resistencia aumenta también el *Stream Power* requerido para socavarlo.

Por lo tanto, ocurrirá erosión cuando el *Stream Power* disponible exceda al *Stream Power* requerido. En el momento donde el *Stream Power* requerido sea mayor al disponible la erosión cesará.

- Si:  $P_{disponible} > P_{requerido} \Rightarrow$  erosión del material  
 $P_{disponible} = P_{requerido} \Rightarrow$  umbral de erosión  
 $P_{disponible} < P_{requerido} \Rightarrow$  erosión no ocurrirá

En conclusión, la erosión última ocurrirá en la intersección entre las dos curvas donde el *Stream Power* requerido es igual al disponible. Esto ha sido exitosamente confirmado con estudios de prototipos a escala.

### 3.4 Procedimiento

Para el cálculo de la profundidad última de erosión se requieren dos gráficos: Uno donde se relacione la elevación bajo el nivel original del río con el *Stream Power* disponible y otro con el *Stream Power* requerido.

#### 3.4.1 Gráfico del *Stream Power* requerido

Los pasos que se necesitan para preparar este gráfico son los siguientes:

*Paso 1: Determinación del Índice de Erodibilidad a distintas profundidades:*

A través del uso de muestras geológicas es posible indexar el material como una función de la profundidad. Para esto, es necesario realizar sondeos o calicatas en la zona de estudio

para obtener muestras de suelos a distintas profundidades, para así determinar en el laboratorio las respectivas propiedades físicas y mecánicas del subsuelo. Una vez identificados las propiedades del suelo a distintas elevaciones, se procederá a calcular los valores respectivos del índice de Erodabilidad.

*Paso 2: Determinación del Stream Power requerido:*

Para determinar el *Stream Power* requerido por el material para comenzar a ser socavado, se requiere de cualquiera de los gráficos mostrados en el apartado 3.3.3.. El procedimiento es el siguiente:

1. entrar al gráfico con los valores del Índice de Erodabilidad hallados para cada elevación, en el respectivo lugar de la abcisa del valor asociado trazar una línea vertical hasta interceptarla con la línea del umbral de erosión,
2. en la intercepción realizada en el paso 1, trazar una línea horizontal hasta cortar el eje vertical del gráfico,
3. obtener el valor del *Stream Power* requerido de la intercepción de la línea trazada en el paso 2 con el eje vertical.

La figura 3.12 muestra el procedimiento descrito para el gráfico 3.7.

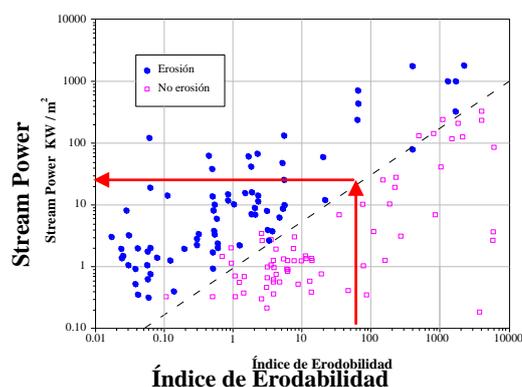


Fig 3.12 Determinación del Stream Power requerido

Este procedimiento se repite a diferentes elevaciones bajo el nivel original del río.

*Paso 3: Trazar gráfico Stream Power requerido vs Elevación:*

Una vez determinados los valores del *Stream Power* requerido para distintas profundidades, se procede a preparar un gráfico como el mostrado en la figura 3.13.

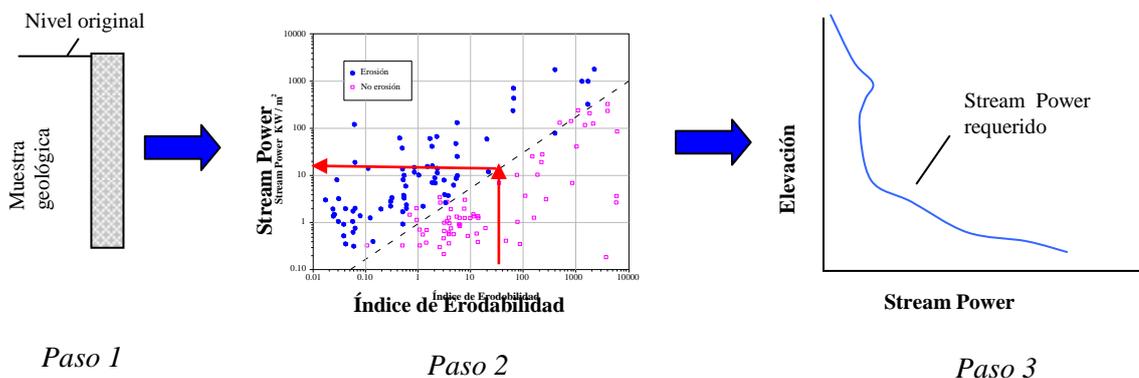


Fig 3.13 Determinación del Gráfico Stream Power requerido

### 3.4.2 Gráfico del *Stream Power* disponible

El *Stream Power* disponible en la base del pilar es determinado usando el gráfico 3.2, o través de las siguientes expresiones dadas en el apartado 3.3.1.1.

$$\text{Pilares rectangulares: } P = 8.42 P_a * e^{-1.88 (ys / y_{smax})}$$

$$\text{Pilares circulares: } P = 8.95 P_a * e^{-1.92 (ys / y_{smax})}$$

Donde  $P_a$ : *Stream Power* entrante aguas arriba del pilar. Valor constante calculado con la siguiente ecuación:

$$P_a = \gamma y_n s v$$

$y_{smax}$ : profundidad máxima de socavación alrededor de un pilar sin considerar la resistencia ofrecida por el material de tierra. (ver HEC-18, apartado 2.2.3) calculado con la siguiente expresión.

$$y_{smax} = 2 k_1 k_2 k_3 k_4 b^{0.65} y_n^{0.35} F^{0.43}$$

$P$ : *Stream Power* variable al incrementar la profundidad de socavación,

$ys$ : profundidad de socavación variable.

Una vez calculados los parámetros  $P_a$  e  $y_{smax}$  se grafica  $P$  vs  $ys$  obteniendo el gráfico del *Stream Power* disponible vs la elevación.

### 3.4.3 Determinación de la profundidad de erosión

Una vez que se tengan los dos gráficos se procede a su unión y en la intersección de las dos curvas es donde ocurrirá la socavación máxima. La figura 3.14 muestra este procedimiento:

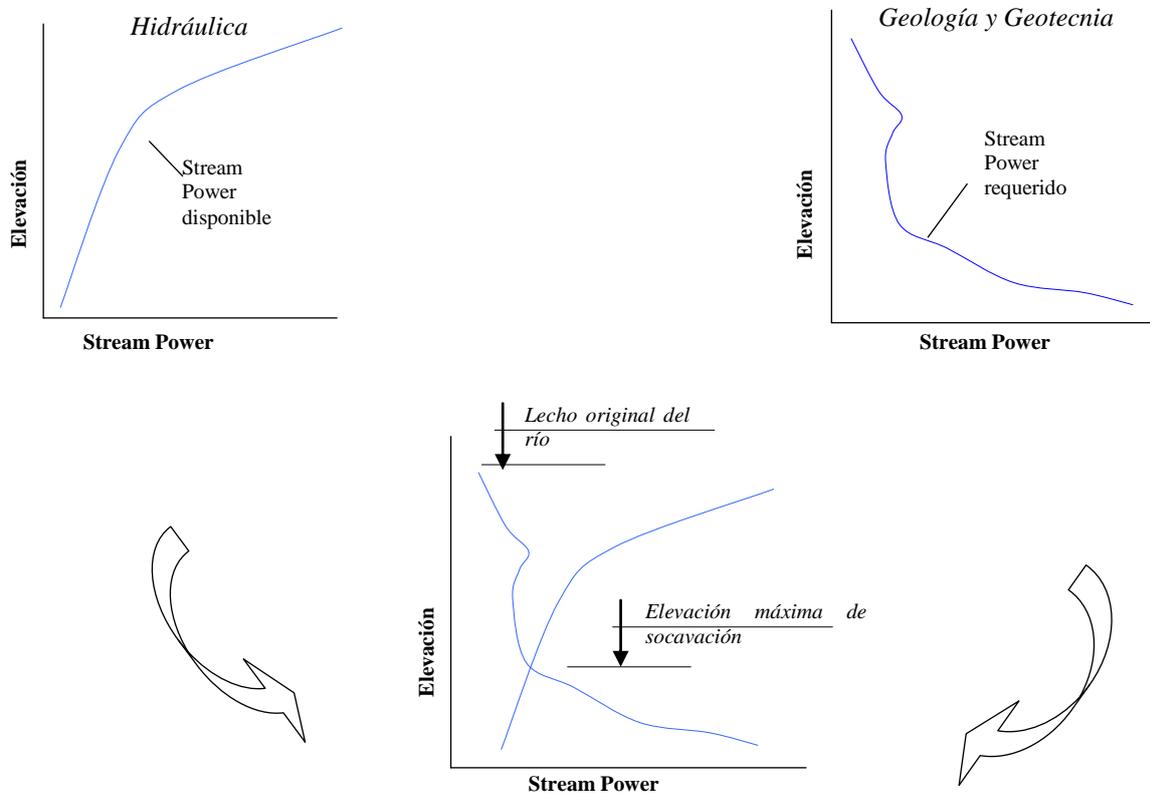


Fig 3.14 Determinación de la profundidad última de socavación

### 3.5 Ejemplos donde se ha aplicado el método

El método del índice de erodabilidad ha sido usado con gran éxito en proyectos relacionados no sólo con la erosión alrededor de pilares de puentes sino también con la erosión de vertederos, presas y oleoductos. Además la velocidad de disipación de energía o *Stream Power* puede ser calculada para una variedad de condiciones de flujo que pueden conducir a erosión, incluyendo caídas verticales, saltos hidráulicos, caídas inclinadas y canales abiertos.

El primer análisis usando el método del índice de erodabilidad relacionado con la erosión en pilares de puentes, fue conducido para el puente del estrecho de Northumberland en Canadá (Anglio et al. 1996). Este análisis implicó comprobaciones del método usando estimaciones del poder erosivo del agua, las propiedades de los materiales del sitio, y observaciones de la erosión alrededor de los pilares del puente.

A partir de este estudio, el método del índice de erodabilidad ha sido usado en numerosos casos de erosión en pilares, tales como el Puente Woodrow Wilson sobre el río Potomac, el puente Schoharie Creek en Nueva York, entre otros. obteniéndose resultados favorables.

## **Capítulo 4**

### **Aplicación: puente Bolognesi 1967 - 1998**

#### **4.1 Descripción general del área de estudio**

El área de estudio se encuentra ubicado en el departamento de Piura localizado en el extremo norte del Perú. Por el norte limita con el departamento de Tumbes y con el país de Ecuador, y por el sur con el departamento de Lambayeque, entre los 3.3 y 6 grados de latitud. Por el este limita con el departamento de Cajamarca y por el oeste con el Océano Pacífico, entre los 79 y 81 grados de longitud. Específicamente esta área se encuentra a la altura del puente Bolognesi, ubicado sobre el río Piura a la altura de la Vía Panamericana Norte en la provincia de Piura.

En general, la costa norte del Perú debido a su proximidad a la línea ecuatorial y a la presencia de la corriente marina de Humboldt (aguas frías), se caracteriza por ser una zona pobre en precipitaciones con una alta temperatura ambiental. Este clima caluroso y seco es típico de la zona, salvo durante los esporádicos ingresos de corrientes marinas de agua caliente, conocido como el fenómeno meteorológico de "El Niño". Por medio de este fenómeno, el agua se calienta produciéndose elevadas evaporaciones, provocando así la caída de lluvias torrenciales que provocan fuertes avenidas e inundaciones.

El fenómeno "El Niño" ocurre cada vez con mayor fuerza y un período de retorno más corto. En los años 1983 y 1998, el departamento de Piura soportó el impacto de este fenómeno, los que provocaron serios daños a la población. Las lluvias y los grandes caudales originados por el fenómeno, han causado hasta ahora la pérdida de 5 puentes de la localidad Piura, siendo el más serio la caída del primer puente Bolognesi, el que colapsó en el momento que circulaban peatones y vehículos, con un saldo trágico de 20 muertos.

La caída del primer puente Bolognesi fue durante el fenómeno de 1998, donde el puente no pudo soportar los empujes y/o socavaciones originados por los caudales extraordinarios producidos durante el fenómeno, originando el colapso del puente el día 16 de Marzo del mismo año.

Hasta ahora todo lo expuesto da a entender que el fenómeno “El Niño” es perjudicial para el desarrollo de nuestra región. Sin embargo, esta impresión es errónea, ya que los efectos negativos del fenómeno se deben primordialmente a una ineficiente planificación y/o desconocimiento de sus características. La presencia del fenómeno “El Niño”, en nuestra región, evita entre otras cosas la escasez de agua propia de la costa norte del Perú, que ha afectado la producción agrícola durante muchos años, precisamente los años previos al fenómeno “El Niño”. Gracias a la recurrencia del fenómeno, las áreas desérticas propias de nuestra región han sido reforestadas naturalmente, y los acuíferos han sido recargados, lo cual no sólo permite un desarrollo productivo sino que promueve la actividad pecuaria propia de la población rural.

Con todo lo antes expuesto, se puede decir que el fenómeno de “El Niño” condiciona la vida y el desarrollo de la región norte del Perú, específicamente del departamento de Piura. Sus sociedades viven entre el temor a las precipitaciones extraordinarias causadas por este fenómeno y a los años de extrema sequía, todo eso producido por la gran variabilidad climática.

#### **4.1.1 Aspecto Hidrográfico**

Bajo el punto de vista hidráulico, el área de estudio se encuentra dentro del curso medio del río Piura, a la altura del Puente Bolognesi, una zona de baja pendiente. El río Piura es muy irregular y caprichoso, debido a que a lo largo de su vida ha cambiado de curso algunas veces, por lo que ha recibido el nombre de "Río Loco". Originalmente, el río Piura corría por el centro del valle, pero debido a las fuertes crecientes de los años 1871 y 1891 (El Niño de 1891) cambió de curso. Actualmente, desciende con dirección noreste hasta Tambogrande, cambiando de dirección hacia el sur donde desemboca en la Laguna Ramón. Las aguas del río Piura sólo llegan al mar en épocas de crecientes extraordinarias, donde sus aguas se desbordan de la Laguna Ramón a la laguna Ñapique Chico. Finalmente, desagua por el cauce antiguo del río Piura hasta desembocar en el Océano Pacífico, en la Bocana de San Pedro (litoral de Sechura).

El río Piura lleva caudales significativos hasta su desembocadura sólo durante el verano (meses de diciembre a abril) que es el periodo de lluvias estacionales, permaneciendo con un caudal no significativo durante el resto del año. Este río adquiere un incremento de sus aguas de forma extraordinaria por la presencia del fenómeno "El Niño". Esta descarga inusual de las aguas del río ocasiona ingentes daños a la propiedad y lamentables pérdidas humanas, como las ocurridas en los años 1983 y 1998. Este incremento desmesurado de los caudales se debe a la aparición esporádica de una cálida corriente marina llamada “El Niño” que desplaza a la corriente de Humboldt, elevando así la temperatura del agua, que al evaporarse produce lluvias torrenciales por varias horas induciendo a grandes inundaciones.

#### **4.1.2 Aspecto Geológico**

Geológicamente, el área estudiada se encuentra dentro de la “Cuenca Sechura”, cuenca sedimentaria<sup>14</sup> desarrollada en la segunda división del cenozoico de la era terciaria, en el eoceno superior hace aproximadamente unos 35 millones de años. Esta cuenca comprende

---

<sup>14</sup> Relieve o área deprimida de la corteza terrestre en las que se acumulan los sedimentos. Como esta deposición de sedimentos es continua en el tiempo, en el fondo de la cuenca se encuentran grandes masas de sedimentos acumulados en formas de capas, siendo las capas situadas a mayor profundidad las de mayor antigüedad, ya que se depositaron primero.

una secuencia de sedimentos de unos 2500 metros de espesor, que descansan sobre un basamento metamórfico muy antiguo correspondiente al Paleozoico inferior de hace aproximadamente 600 millones de años. Las formaciones geológicas que conforman la cuenca van desde el Cretáceo hasta el Cuaternario Reciente, pasando por el Terciario.

La “Cuenca Sechura” se inició con una trasgresión marina, es decir, con una sumersión bajo el mar de una parte del continente asociada a fallamientos de las capas geológicas. Fallas que en la actualidad siguen caracterizando la cuenca. Por esta razón, las formaciones geológicas que conforman la “Cuenca Sechura” no son más que fondos marinos antiguos de aporte continental que se han ido acumulando en el fondo oceánico en forma de capas. Las primeras formaciones depositadas al inicio de la trasgresión fueron las formaciones Verdúm y Chira, deposiciones que fueron interrumpidas por la segunda fase principal de la Orogenia Andina o levantamiento de los Andes.

La sedimentación marina se reinició en el Oligoceno medio, hace aproximadamente 28 millones de años, con la acumulación de dos formaciones: Máncora y Heath, no expuestas en superficie. En el Mioceno, la Cuenca Sechura alcanzó su máxima extensión, depositándose sucesivamente las formaciones Zapallal, Montera y Miramar. Luego sobrevino la tercera fase principal de deformación, que fue seguida por la deposición de la formación Hornillos. Posteriormente se desarrollaron las unidades geomorfológicas denominadas Tablazos. En el Cuaternario Reciente, se acumularon depósitos aluviales, eólicos y marinos, asignándole a la región el panorama morfológico actual. En la [tabla 4.1](#) se observa.

**Tabla 4.1**

Esquema simplificado de la estratigrafía del terreno

<b>ERA</b>	<b>SERIE</b>		<b>UNIDADES ESTRATIGRÁFICAS</b>	
<b>CENOZOICO</b>	<b>CUATERNARIO</b>	<b>RECIENTE</b>	Depósitos eólicos Depósitos aluviales	
		<b>PLEISTOCENO</b>	Tablazos	
	<b>TERCIARIO</b>	<b>SUPERIOR</b>	<b>Plioceno</b>	Formación Zapallal Formación Montera
			<b>Mioceno</b>	
		<b>MEDIO</b>	<b>Oligoceno</b>	Formación Heath Formación Mancora
		<b>INFERIOR</b>	<b>Eoceno</b>	<b>Sup Med Inf.</b>
<b>Paleoceno</b>				

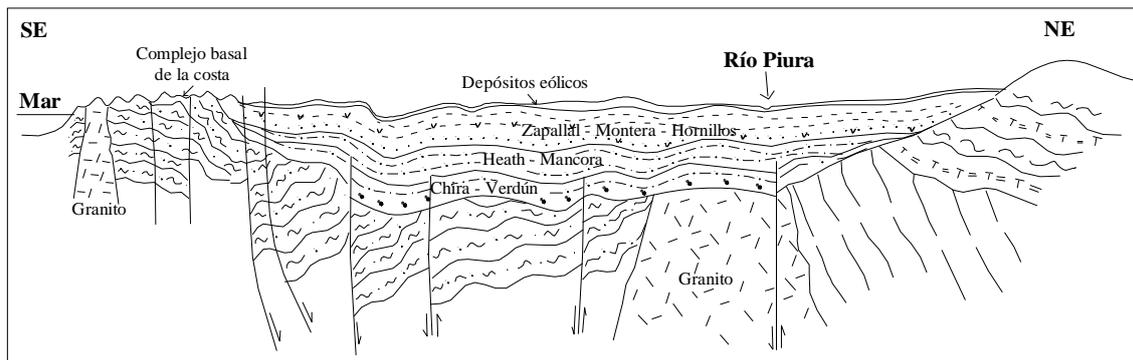


Fig 4.1 Esquema de la Cuenca Sechura

Como se observa en la figura, la cuenca Sechura tiende a un adelgazamiento hacia el noreste y engrosa y vuelve a adelgazar hacia el suroeste en dirección al mar. La inclinación de la cuenca hacia el noreste es una consecuencia del levantamiento de los Andes u Orogenia Andina, asociada a una serie de fallas con dirección de noreste-suroeste. El levantamiento de los andes trajo consigo a que las fallas provoquen el hundimiento de la cuenca o subsidencia en dirección al mar, hundimiento asociado al relleno de la misma. Por esta razón, las capas se acuñan en el noreste, donde aflora un alto estructural, basamento antiguo de rocas ígneas que aflora en Tambogrande – Chulucanas. El adelgazamiento de la cuenca hacia el suroeste se debe a un complejo basal de la costa llamado macizo de Illescas. Este macizo compuesto de rocas metamórficas controla la cuenca y su antigüedad es de unos 900 millones de años, siendo más antiguo que la Cordillera de los Andes la cual sigue levantándose.

El río Piura discurre sobre el Cuaternario Reciente, por lo que este río es un río joven en el tiempo geológico, que no tiene más de 1.5 millones de años. Bajo el curso medio del río Piura, donde se encuentran los puentes, la cuenca tiene un espesor de aproximadamente 1700 metros de profundidad, donde la formación Zapallal es la secuencia de mayor espesor y extensión. Los pilares de los puentes de esta localidad están cimentados no sobre la formación eólica que se encuentra en la superficie del cuaternario reciente, sino sobre la formación Zapallal del Terciario superior. Esto se debe a que la formación Zapallal es la primera formación geológica consolidada ubicada después del Cuaternario Reciente.

La formación Zapallal es la formación geológica de mayor espesor, producto de la intensa sedimentación. Esta formación se caracteriza por la presencia de una secuencia de sedimentos estratigráficamente dispuestos alternadamente, que van desde arenas de grano muy fino hasta arcillas bentónicas. Esta formación está conformada mayormente por limos arcillosos, con intercalaciones de cuerpos de arenas de grano muy fino, que en pocas ocasiones gradan en una arena gruesa de textura angular, y estratos de arcilla gris verdosa suavemente calcáreas con manchas amarillentas ferromagnesianas. Los sedimentos de esta formación tienen carácter continental ya que son aportes de las partes altas del este, cuyo acarreo está ligado al levantamiento de los Andes.

## 4.2 Reseña del puente

El colapsado puente Bolognesi, puente donde se aplicará el método, está ubicado a cinco kilómetros al sur de la Presa los Ejidos aguas abajo del puente San Miguel de Piura (Puente

Viejo). Esta estructura estuvo ubicada en la misma posición del actual puente Bolognesi, puente atirantado de doble vía, cuyas torres de apoyo están ubicadas fuera del cauce del río, atrás de las defensas ribereñas, mitigando así posibles problemas de erosión del suelo de fundación.

El primer puente Bolognesi entró en servicio el 21 de Julio de 1967, y colapsó el 16 de Marzo de 1998, debido a una fuerte socavación en los cimientos de sus apoyos, días después de la máxima crecida del 12 de Marzo de 1998, la cual registró un caudal de 4424 m<sup>3</sup>/s. Esta medida después fue rectificada a un caudal de 3900 m<sup>3</sup>/s.

Este puente fue una obra de carácter comunicacional, cuya construcción se inicio en Mayo de 1966, a pesar de haber sido proyectado en Septiembre de 1964, y su inauguración fue el 21 de Julio de 1967. Su construcción duró aproximadamente un año y su costo fue financiado por el Ministerio de Fomento y Obras Públicas –Dirección de Caminos-División de Puentes y Obras de Artes. El puente unía las dos riberas del río Piura en las que se asientan respectivamente los distritos de Piura y Castilla.

La longitud del puente fue de 130.55 m; estaba compuesto por tramos de 32 metros de luz, sostenidos por tres pilares. Poseía cuatro carriles de circulación vehicular, dos en cada dirección, con una anchura de calzada de 15.20 metros y una altura máxima entre el puente y la superficie del río de 6.5 metros.

Los datos generales del primer puente Bolognesi son los siguientes:

- Coordenadas geográficas	:	05°10'20" Latitud Sur 80°35'30" Latitud Oeste
- Ubicación	:	Vía Panamericana Norte, Provincia de Piura, Dpto. de Piura
- Fecha de referencia	:	Proyectado en Septiembre de 1964 y ejecutado a partir de Mayo de 1966
- Diseñadores	:	J.L. Bosio V, J Santa María, R. Paz H. F. Barrantes
- Constructor	:	Woodman y Mohme Contratistas Asociados
- Financiamiento	:	Ministerio de Fomento y Obras Públicas –Dirección de Caminos-División de puentes y Obras de Arte.
- Tipo de estructura	:	Pórticos con sub-estructura en concreto reforzado; y tablero con vigas en concreto postensado.
- Luz	:	130.55m
- Ancho de calzada	:	15.20 m (cuatro carriles)
- Ancho de veredas	:	2.27 m
- Nivel de aguas máximas extraordinarias	:	27.85 m.s.n.m.
- Cota de cimentación del pilar central (pilar 2)	:	20.62 m.s.n.m.

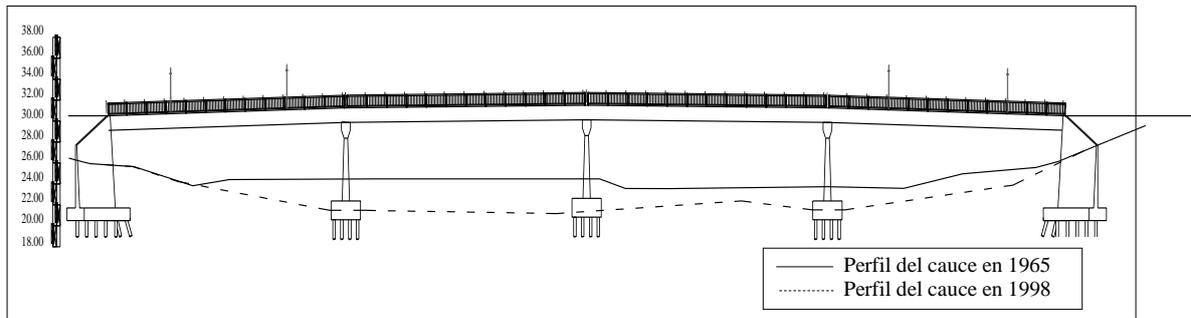


Fig 4.2 Esquema del puente Bolognesi

### 4.3 Determinación del perfil estratigráfico y los parámetros geotécnicos del suelo a la altura del puente Bolognesi

Para elaborar el perfil estratigráfico característico del área en estudio y determinar los parámetros geotécnicos necesarios para la aplicación del método del índice de erodabilidad, se contó con un estudio de suelos realizado por el Laboratorio de estructuras y ensayo de materiales de construcción de la Universidad de Piura, elaborado en Octubre de 1998 en la sección transversal del puente Bolognesi. Sin embargo, dicho estudio consta de dos sondajes realizados fuera del cauce del río Piura, por lo que los datos no representaban exactamente las propiedades del suelo que sirvió de apoyo a los pilares del primer puente Bolognesi. Por esta razón, para una mayor precisión, se estimó conveniente realizar un sondaje adicional ubicado dentro del cauce del río Piura.

#### 4.3.1 Exploración de campo

La exploración de campo estuvo orientada a determinar los parámetros necesarios para la aplicación del método del índice de erodabilidad, así como también para elaborar el perfil característico del área de estudio. El sondaje ejecutado tuvo 10 metros de profundidad y se realizó a 80 metros aguas abajo del puente Bolognesi. Debido a la morfología del cauce y a la presencia de rocas no se pudo realizar el sondaje a una menor distancia.

El sondaje contempló la ejecución del ensayo de penetración estándar (SPT) a cada metro de penetración hasta los 10 metros. Con este ensayo se evaluó la resistencia a la penetración del suelo a través del número de golpes  $N$  del SPT, cada metro de profundidad, determinado en concordancia a la norma ASTM D-1586. Los valores  $N$  del SPT obtenidos en el campo, son un índice del comportamiento del suelo, con los cuales se estiman

<sup>15</sup> Para mayor información sobre la caída del puente Bolognesi leer la tesis de Erika Juanita Cava Diaz, "Propuesta de Rehabilitación del Puente Bolognesi."

algunos parámetros resistentes de este. Este parámetro no mide directamente alguna propiedad convencional del suelo, es útil sólo cuando se dispone de correlaciones apropiadas.

A través de este ensayo se obtuvieron muestras alteradas de acuerdo al tipo de suelo en cada cambio de estrato. En el [anexo E](#) se muestran los registros de las pruebas de penetración donde se indican los valores de N del SPT, la ubicación del nivel freático, el muestreo realizado y los resultados de los ensayos de laboratorio efectuados, así como su respectivo perfil estratigráfico.

#### 4.3.2 Ensayos de Laboratorio

Las muestras obtenidas de las exploraciones de campo fueron llevadas al laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad de Piura para determinar las propiedades físicas y mecánicas de las mismas. Estos ensayos se realizaron siguiendo las normas establecidas por la *American Society for Testing Materials* (ASTM). Los ensayos realizados fueron los siguientes:

- |  |             |
|--|-------------|
| - Análisis Granulométrico por Tamizado     | ASTM D-422  |
| - Contenido de humedad natural             | ASTM D-2216 |
| - Límites de consistencia                  |             |
| - Límite Líquido                           | ASTM D-423  |
| - Límite Plástico                          | ASTM D-424  |
| - Compresión simple con muestras alteradas | ASTM D-2166 |

#### 4.3.3 Perfil estratigráfico del suelo

El perfil estratigráfico presenta primordialmente formaciones de suelos que comprenden depósitos correspondientes al Cuaternario Reciente y al Terciario Superior y está constituido básicamente por dos depósitos de suelos:

De 0.00 a 3.15 m:

Se observa una típica sedimentación fluvial y contribución de sedimentación eólica. Básicamente son depósitos de suelos arenosos en estado suelto de grano fino a medio con contenido variable de limo y susceptibles a licuefacción, cuya clasificación SUCS es SP-SM. Esta sedimentación es propia del Cuaternario Reciente.

De 3.15 a 10.00 m:

Aparece una superficie que marca un cambio litológico un cambio en la sedimentación de la cuenca, caracterizado por una estratificación de arcillas limosas y limolitas gris verdosas de carácter calcáreo que exhiben superficies o manchas de color amarillento a pardo, propio de la alteración de los minerales ferromagnesianos que caracterizan a las formaciones geológicas como la formación Zapallal. Al parecer se trata de un área de transición de una unidad geológica característica de la cuenca Sechura. Este estrato a su vez se puede dividir en dos substratos: uno de 3.15 a 7.00 m , donde los limos y limolitas son de carácter calcáreo y otro de 7.00 a 10.00 m donde se observa un cuerpo de limolitas gris claro no calcáreas con abundante mica y alteraciones ferromagnesianas de color amarillento.

La [tabla 4.1](#) muestra un esquema simplificado de la estratigrafía del terreno.

**Tabla 4.1**  
Esquema simplificado de la estratigrafía del terreno

Prof (m)	N (SPT)	N <sub>60</sub>	qu (kg/cm <sup>2</sup> )		Clasificación
			laboratorio	aproximado	
1.00	12	7			ARENA SUELTA
2.00	14	8			
3.00	20	11			
3.50			2.27	1.5	ARCILLA
4.00	31	20	-	2.5	
5.00	40	26	-	3	
6.00	36	26	0.63	3	
7.00	40	29	-	4	
8.00	40	29	0.42	4	
9.00	60	43	0.42	4	
10.00	72	51	1.57	5	

#### 4.3.4 Análisis práctico de los datos obtenidos

Los valores N del SPT obtenidos en el campo determinan el patrón de comportamiento del suelo. Cabe recalcar, que a través del ensayo de penetración estándar se obtienen muestras del suelo con grandes alteraciones. Por lo que, el SPT en general, debería usarse sólo en suelos arenosos, ya que para suelos cohesivos puede presentar bastantes dificultades de interpretación.

Sin embargo, en la [tabla 4.1](#), se observa que existe una consistencia en los datos a pesar del cambio de estrato existente, manteniéndose el comportamiento del suelo. Los valores de N van incrementando paulatinamente a medida que aumenta la profundidad, y este patrón de aumento de resistencia se observa tanto en el estrato de arcilla como en el de arena.

Un análisis de los datos de la [tabla 4.1](#) se puede observar en la [tabla 4.2](#)

**Tabla 4.2**  
Análisis de los valores de N del SPT

Clasificación	Profundidad (m)	N (SPT)	
ARENA SUELTA	1.00	12	} Estrato de arena: Patrón de aumento
	2.00	14	
	3.00	20	
ARCILLA	4.00	31	} Cambio de estrato: Patrón de aumento
	5.00	40	
	6.00	36	} Estrato de arcilla: Estable
	7.00	40	
	8.00	40	
	9.00	60	} Estrato de arcilla: Patrón de franco aumento
	10.00	72	

En la [tabla 4.2](#) se observa un comportamiento claro del suelo, comportamiento predecible, donde la capacidad portante del suelo aumenta conforme aumenta la profundidad de excavación. Esto permite concluir que los valores de N asociados al estrato de arcilla, pueden ser valores confiables.

Los valores de  $q_u$  obtenidos en el laboratorio, se obtuvieron con muestras alteradas del suelo, obteniendo valores muy bajos. Normalmente, los valores de la resistencia a la compresión no confinada de suelos cohesivos ( $q_u$ ) se determinan a través de muestras inalteradas del suelo, por lo que los valores  $q_u$  obtenidos en el laboratorio no son confiables. En caso se realice ensayos con muestras alteradas, estos valores se pueden corregir a través del grado de sensibilidad del material, que puede ser determinado si se llevan a cabo ensayos sobre la misma muestra en condiciones alterada e inalterada. Debido a que en los alcances de esta tesis no estaba previsto obtener muestras inalteradas de los distintos estratos no se pudo obtener el grado de sensibilidad de la muestra, por lo que los valores de  $q_u$  no fueron corregidos siendo poco confiables.

Otra manera de obtener los valores de  $q_u$  es a través de una correlación entre el  $N_{60}$ <sup>16</sup> y el  $q_u$ , correlación no muy confiable en el campo de la ingeniería, ya que no se recomienda utilizar el ensayo SPT en suelos cohesivos, al ser los valores N en un estrato de arcilla poco confiables. Sin embargo, debido a la consistencia en los datos obtenidos en campo, se determina que los valores de N obtenidos en el estrato de arcilla pueden ser valores confiables. Obviamente que los valores deducidos a través de esta correlación no son exactos pero si son aproximados, ya que los valores asociados de  $q_u$  respetan el patrón de comportamiento determinado por N. El porcentaje de error de este valor intuitivo de  $q_u$  será el porcentaje de error correspondiente a la [tabla 4.3](#)

**Tabla 4.3**  
Correlación N y  $q_u$

Consistencia	N (golpes/30cm)	$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
Muy blanda	<2	<0.25
blanda	2 - 4	0.25 - 0.50
medianamente compacta	4 - 8	0.50 - 1.00
compacta	8 - 15	1.00 - 2.00
muy compacta	15 - 30	2.00 - 4.00
dura	>30	>4.00

#### 4.4 Aplicación del método del índice de erodabilidad

Para la aplicación del método se siguió el procedimiento descrito en el [apartado 3.4](#) del capítulo anterior, en donde la profundidad última de erosión se calcula a través de la elaboración de dos gráficos:

- El gráfico del Stream Power requerido, que relaciona la profundidad del foso socavado con el *Stream Power* requerido para socavar los materiales de tierra bajo consideración, el cual está en función del Índice de Erodabilidad, y

<sup>16</sup> El  $N_{60}$  es una corrección de los datos del ensayo del SPT. Al convertir N a  $N_{60}$  se pretende compensar cualquier variación del procedimiento del ensayo. Ver [Anexo C](#)

- el gráfico del Stream Power disponible, que relaciona la profundidad del foso socavado con el *Stream Power* disponible en la base del pilar, el cual está en función del poder erosivo del agua.

Los resultados del sondaje efectuado a 80 metros aguas abajo del puente Bolognesi, fueron utilizados para el cálculo del *Stream Power* requerido, y los resultados del modelo físico elaborado en el Estudio para el Tratamiento Integral del Río Piura para el cálculo del *Stream Power* disponible.

#### 4.4.1 Gráfico del Stream Power requerido

Este gráfico está en función del Índice de Erodabilidad, que a su vez está en función de las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo. Para la elaboración de este gráfico es necesario el cálculo del Índice de erodabilidad a distintas profundidades, para así calcular los respectivos valores del *Stream Power* requerido.

Para esto se utilizaron los resultados del sondaje efectuado a 80 metros aguas abajo del puente Bolognesi. En realidad este sondaje se debió realizar a la altura de cada uno de los pilares del puente, para determinar el perfil estratigráfico del suelo que sirvió de apoyo a cada uno de ellos. Pero para efectos de esta tesis se tomó el perfil determinado a través del sondaje efectuado como el perfil característico del cauce del río a la altura del puente Bolognesi.

##### 4.4.1.1 Cálculo del Índice de Erodabilidad en función de la profundidad

Para calcular los valores del índice de Erodabilidad a distintas profundidades se utilizó el perfil estratigráfico característico del área en estudio y los parámetros geotécnicos determinados a través del sondaje realizado. El perfil característico de la zona sólo está compuesto por suelos granulares y por suelos cohesivos.

Cabe recalcar que el método considera como material cohesivo a aquellos materiales con un índice de plasticidad mayor que 10 y como material granular sin cohesión a aquellos con un índice de plasticidad menor o igual que 10.

El cálculo del índice de erodabilidad se muestra en el [anexo F](#) en donde el índice de erodabilidad está determinado a través de los siguientes parámetros:

- *Parámetro de la resistencia del terreno,  $M_s$*

En suelos granulares, el  $M_s$  se determinó a través de la [tabla B1](#), tabla que relaciona el  $M_s$  con los valores N del SPT. Para compensar cualquier variación del procedimiento del ensayo en campo, en lugar del N se utilizó el  $N_{60}$ .

En suelos cohesivos, para obtener el  $M_s$  se utilizaron las ecuaciones dadas a continuación donde se relaciona el  $M_s$  con la resistencia de compresión no confinada para materiales cohesivos ( $q_u$ ).

$$M_s = (0.78)(q_u)^{1.05} \quad \text{cuando} \quad q_u \leq 10MPa$$

$$M_s = q_u \quad \text{cuando} \quad q_u > 10MPa$$

Este parámetro se determinó a través de [la tabla 4.3](#), tabla que correlaciona el  $N_{60}$  con el  $q_u$ .

- *Parámetro del tamaño bloque / partícula,  $K_b$*

En el caso de suelos granulares (incluyendo arenas finas, medias y gruesas; gravas y cantos rodados) el valor de  $K_b$  está en función del parámetro  $d_{50}$ , donde  $d_{50}$  es el diámetro medio en m:

$$K_b = 1000.d_{50}^3 \quad \text{para } d_{50} < 1$$

Para suelos cohesivos el valor de  $K_b$  es igual a 1.

- *Parámetro de la resistencia al corte de los enlaces inter-partículas o de las discontinuidades,  $K_d$*

En materiales granulares:

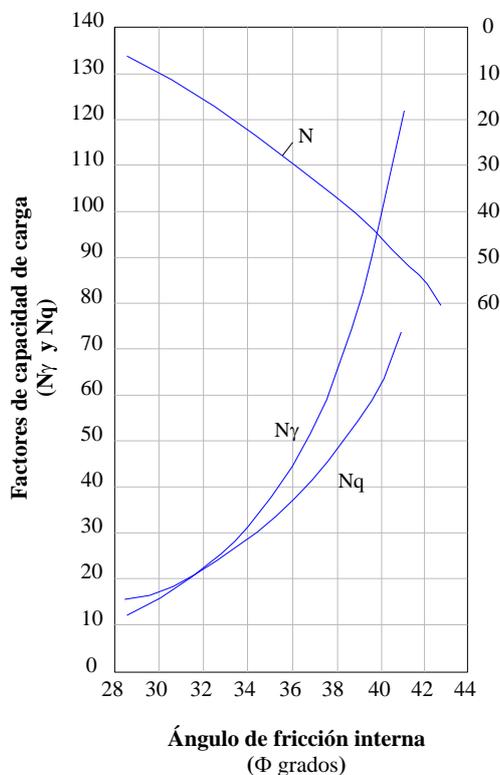
$$K_d = \tan \phi_r$$

Donde:  $\phi_r$  : Ángulo residual de fricción.

Este parámetro se determinó relacionando el ángulo residual de fricción  $\phi_r$  y el ángulo de fricción interna  $\phi$ . Según los ensayos realizados con la caja de corte directo la diferencia entre los ángulos varía según la densidad del suelo:

- para suelos sueltos es cero,
- para medios es dos grados, y
- para densos es cuatro grados.

Por lo tanto, para el cálculo de  $\phi_r$ , primero se debe hallar el ángulo de fricción interna  $\phi$  el cual se halla a través del [gráfico 4.1](#) donde se relaciona el  $N$  con el  $\phi$



Graf. 4.1 Relación entre factores de capacidad de carga,  $\phi$  y el valor  $N$  del ensayo SPT (Peck, 1955)

Se utilizó esta [figura 4.1](#) dada en 1955 ya que es la más confiable para nuestro tipo de suelo. Sin embargo, existe una tabla del año 1971 dada por DeMello que es la que más usada actualmente, a pesar de no aplicarse a nuestro medio.

Para el caso de suelos cohesivos el  $K_d$  también guarda relación con el ángulo residual de fricción:

$$K_d = \tan \phi_r$$

Sin embargo, en este caso el  $\phi_r$  está relacionado con el tipo de mineral de arcilla (LL) y con la cantidad de partículas del tamaño de arcilla (CF), este se halla a través de las siguiente fórmulas:

$$\text{Para } CF \leq 20\% \quad \theta_r = 169.58(LL)^{-0.4925}$$

$$\text{Para } CF = 25-45\% \quad \theta_r = 329.56(LL)^{-0.7100}$$

$$\text{Para } CF \geq 50\% \quad \theta_r = 234.73(LL)^{-0.6655}$$

- *Parámetro de la Estructura relativa del suelo,  $J_s$*

En ambos casos el parámetro de la estructura relativa del suelo es igual a 1.

$$J_s = 1$$

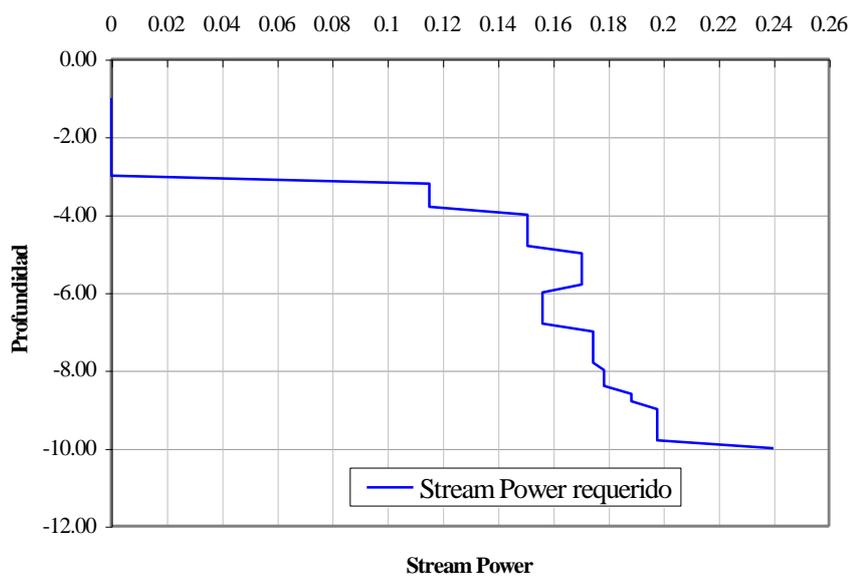
#### 4.4.1.2 Cálculo del Stream Power requerido

Para determinar el *Stream Power* requerido, se utilizó la ecuación dada a continuación, la cual es una aproximación conservadora de la línea del umbral de erosión del [gráfico 3.8](#)

$$P \text{ requerido} = 0.48 K_h^{0.44}$$

#### 4.4.1.3 Trazar Gráfico

Una vez determinados los valores del *Stream Power* requerido para distintas profundidades, se procede a elaborar el gráfico *Stream Power* vs profundidad de socavación.



Graf. 4.2 Stream Power requerido

Como se observa en el [gráfico 4.2](#), los 3 primeros metros del fondo del cauce corresponde a un material que no ofrece casi nada de resistencia a la erosión. Según el perfil estratigráfico característico de la zona de estudio, este primer estrato corresponde a un suelo granular suelto de grano fino a medio, que se extiende desde la superficie hasta los 3.15 metros de profundidad. A este estrato le sigue un suelo con mayor resistencia a la erosión, que corresponde al estrato de arcilla de baja plasticidad, el cual se extiende hasta los 10 metros de profundidad.

Esto confirma el comportamiento en cuanto a resistencia de los suelos granulares frente a los suelos cohesivos, en donde los últimos ofrecen mayor resistencia a la erosión que los primeros. La resistencia de los suelos granulares en la zona de estudio es mínima, donde las arenas características de la zona poseen granos de medio a fino, por lo que casi no ofrecen resistencia a la erosión. Si comparamos los resultados mostrados en el [anexo F](#), se observa que el parámetro que define esta gran diferencia de resultados entre los suelos cohesivos y los no cohesivos, es el parámetro  $K_b$ , el cual es función del tamaño de partícula.

El  $d_{50}$  de las arenas de Piura varía entre 0.0008  $\mu$  y 0.000074 metros. Al elevarlo al cubo, el parámetro  $K_b$  para suelos granulares se convierte en un factor reductor del orden del  $10^{-9}$ , contra un  $K_b$  igual a 1 para suelos cohesivos.

#### 4.4.2 Gráfico del Stream Power disponible

Este gráfico guarda relación con el poder erosivo del agua disponible para causar erosión en la base del pilar, sin considerar la influencia del suelo en el proceso erosivo. Por esta razón, el *Stream Power* disponible sólo está en función de los parámetros hidráulicos del río, como la velocidad media del cauce, profundidad del flujo, pendiente de energía, ángulo de incidencia, entre otros.

El *Stream Power* disponible fue determinado con los resultados del modelo físico elaborado en el “Estudio para el Tratamiento Integral del río Piura” efectuado en el año 2000 por la UNP-UDEP contratados por PNUD. Debido a que sólo se realizó un sondeo para determinar un perfil característico de la zona de estudio, sólo se tomaron los valores promedios de la sección transversal del río en lugar de calcular el *Stream Power* disponible para cada uno de los pilares del puente.

El HEC-RAS es una herramienta informática que puede ser utilizada para el cálculo del *Stream Power* disponible para cada uno de los pilares. HEC-RAS hace una distribución de velocidades en la sección del río, permitiendo así determinar velocidades aproximadas aguas arriba de cada pilar.

##### 4.4.2.1 Cálculo del $P_a$ e $y_{smax}$

Estos dos parámetros son valores constantes dentro de la curva utilizada para calcular el *Stream Power* disponible a distintas profundidades. Donde  $P_a$  es el *Stream Power* de entrada e  $y_{smax}$  es la profundidad máxima de erosión.

El *Stream Power* de entrada ( $P_a$ ), es el *Stream Power* disponible aguas arriba del punto de investigación, que en nuestro caso es el Puente Bolognesi. La ecuación usada para el cálculo de ( $P_a$ ) es la siguiente:

$$P_a = \gamma y_n s v$$

Donde:  $\gamma$  : peso específico del agua ( $N/m^3$ ),  
 $y_n$  : profundidad del flujo ( $m$ ),  
 $s$  : pendiente de energía adimensional (o pendiente de fondo, en el caso de flujo uniforme), y  
 $v$  : Velocidad del agua aguas arriba del pilar ( $m/s$ ).

Los datos de entrada: la velocidad de flujo, la profundidad de flujo y la pendiente de energía del río Piura, fueron obtenidos para una sección ubicada aproximadamente a 20 metros aguas arriba del puente Bolognesi. Estos datos se recogieron de los ensayos realizados en el modelo físico del estudio antes mencionado, para un caudal de 3900 m<sup>3</sup>/s, caudal menor al máximo registrado de 4424 m<sup>3</sup>/s. Esta elección se debe a que Ver [tabla 4.4](#).

**Tabla 4.4**  
 Datos hidráulicos para el cálculo de Pa

VARIABLES HIDRÁULICAS	UNIDADES	VALORES
Velocidad aguas arriba ( $v$ )	$m/s$	3.45
Cota de la superficie del agua	$m.s.n.m$	27.85
Cota del fondo del río	$m.s.n.m$	22
Profundidad de flujo ( $y_n$ )	$m$	5.85
Gamma ( $\gamma$ )	$KN/m^2$	9.81
Pendiente de energía ( $s$ )		0.00108
Stream Power aguas arriba (Pa)	$KW/m^2$	0.21361158

La profundidad máxima de erosión ( $y_{smax}$ ) es la profundidad máxima de socavación alrededor de un pilar sin considerar la resistencia ofrecida por el material de tierra calculado con la siguiente expresión.

$$y_{smax} = 2 k_1 k_2 k_3 k_4 b^{0.65} y_n^{0.35} F^{0.43}$$

Donde:  $k_1$  : Factor de forma del pilar,  
 $k_2$  : factor del ángulo de ataque,  
 $k_3$  : factor de corrección por rugosidad del fondo, y  
 $k_4$  : factor de corrección por gradación de materiales (acorazamiento)

Cada uno de estos factores fueron hallados con las tablas dadas en el [apartado 2.3.3.3](#). Para el factor  $k_1$ , a pesar que los pilares del puente Bolognesi tenían una forma muy particular, se decidió utilizar la forma más crítica, la rectangular. Una de las razones de esta decisión fue de que en 1998, antes que se produzca la avenida que causó el colapso del puente, las cimentaciones del puente estaban expuestas, por lo que el flujo chocaba directamente contra ellas. Ver [figura 4.3](#)

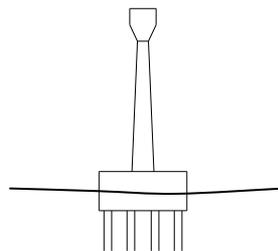


Fig 4.3 Perfil del pilar del puente Bolognesi

En cuanto al coeficiente  $k_2$ , se decidió utilizar la unidad debido a que no se tenía información sobre el ángulo de ataque. El factor  $k_4$  fue considerado igual a 1, debido a que el  $d_{50}$  aproximado de la zona de estudio fue menor que 60 mm y el coeficiente  $k_4$  sólo se aplica cuando  $d_{50} > 60$  mm.

**Tabla 4.4**  
Datos hidráulicos para el cálculo de  $y_{smax}$

VARIABLES HIDRÁULICAS	UNIDADES	VALORES
Velocidad aguas arriba (v)	m / s	3.45
Profundidad de flujo ( $y_n$ )	m	5.85
Froude		0.455
$k_1$		1.1
$k_2$		1
$k_3$		1.1
$k_4$		1
Profundidad máxima de socavación ( $y_{smax}$ )	m	8
Cota de socavación máxima	m.s.n.m	14

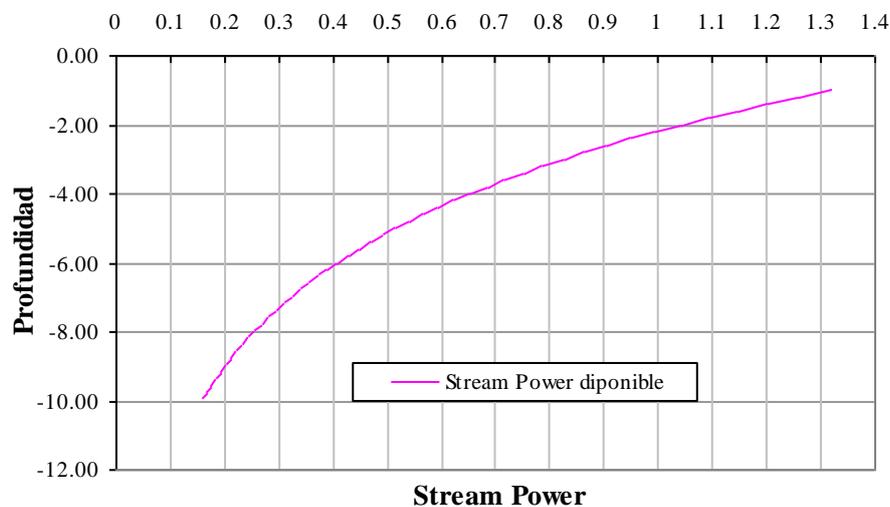
#### 4.4.2.2 Trazar Grafico del Stream Power disponible

Una vez calculados los parámetros  $P_a$  e  $y_{smax}$  se calcula el *Stream Power* disponible en la base del pilar en función de la profundidad de socavación, obteniendo el gráfico del *Stream Power* disponible vs la elevación. Este gráfico fue determinado usando ecuación dada para pilares rectangulares:

$$P = 8.42 P_a * e^{-1.88 (y_s / y_{smax})}$$

- Donde:  $P_a$  : *Stream Power* entrante aguas arriba del pilar,  
 $P$  : *Stream Power* variable al incrementar la profundidad, en la base del foso de socavación,  
 $y_s$  : profundidad de socavación variable, y  
 $y_{smax}$  : profundidad de máxima socavación alrededor de un pilar sin considerar la resistencia ofrecida por el material de tierra.

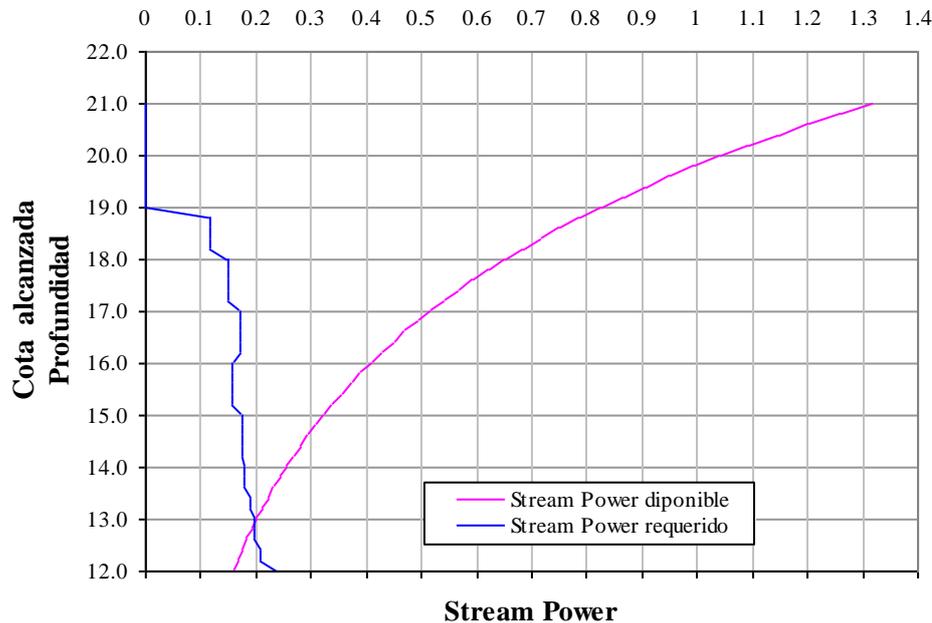
A continuación se presenta el gráfico obtenido del *Stream Power* disponible vs la elevación



Graf. 4.3 Stream Power disponible

### 4.4.3 Cálculo de la profundidad de socavación

Una vez obtenidos los dos gráficos, se unen y en la intersección de los dos es donde ocurrirá la socavación máxima según el método del índice de erodabilidad



Graf. 4.4 Determinación de la profundidad última de socavación

La profundidad de socavación alcanzada según el método es de 9 metros, a una cota de 13 m.s.n.m, sobrepasando la profundidad máxima de 8 metros calculada con el HEC-18., por lo que no se cumple con la condición  $0 < y_s < y_{smax}$

La condición  $0 < y_s < y_{smax}$  se basa en la premisa que los métodos convencionales se apoyan en estudios conducidos sobre materiales granulares sin cohesión<sup>17</sup>, por lo que tales métodos no toman en cuenta la resistencia a la erosión ofrecida por materiales más complejos como las arcillas y rocas. Por esta razón, las profundidades calculadas con este tipo de ecuaciones tienden a ser muy conservadoras, sobreestimando el valor real. Teóricamente, el método del índice de erodabilidad al considerar materiales más resistentes como las arcillas y rocas, debería de llevarnos siempre a valores de  $y_s$  menores a los calculados por los métodos convencionales. Sin embargo, esta condición no siempre se cumple.

La profundidad de socavación hallada con el método del índice de erodabilidad, se calcula a través de la intersección de dos gráficos totalmente independientes uno del otro. A pesar que la curva del Stream Power disponible depende de la profundidad máxima de socavación hallada con el HEC-18, la curva del Stream Power requerido no depende de este parámetro, más bien depende de la estratigrafía del suelo y sus propiedades. Si el suelo en estudio no tiene la suficiente resistencia para soportar el poder erosivo del agua hasta una profundidad mayor a la profundidad máxima de socavación hallada con el HEC-18, estas curvas nunca se interceptarán antes de ese valor, sobrepasando así el valor  $y_{smaz}$  calculado.

<sup>17</sup> Los suelos granulares, como las arenas, han sido estudiados con mayor detenimiento y más ampliamente que los cohesivos. Esto se debe, entre otros motivos, a que a lo largo de los cursos de las corrientes naturales abundan mucho más los materiales no cohesivos (granulares) que los materiales cohesivos.

#### 4.5 Comparación de los resultados obtenidos con los observados en 1998

Para esta comparación se utilizaron los datos obtenidos del modelo físico elaborado en el “Estudio para el Tratamiento Integral del río Piura”, efectuado en el año 2000 por la UNP-UDEP, estudio contratado por el PNUD (Programa de las Naciones Unidas para el desarrollo). Esto se debe a que en 1998 debido a la inestabilidad de los puentes, no se midió la profundidad de socavación alcanzada a la altura del puente Bolognesi.

En el modelo físico del Puente Bolognesi., la cota de erosión alcanzada fue de 16 m.s.n.m, cota menor a la hallada con el método. La diferencia entre la profundidad hallada con el método y la observada en el modelo físico, fue de 3 metros de profundidad. Una de las razones de esta diferencia se debe a que el método del índice de erodabilidad, al igual que los otros métodos, considera el mismo caudal a lo largo de todo el proceso erosivo, caso que en la realidad no se da, ya que el caudal no es constante y varía con el tiempo. Para esta aplicación se utilizó como caudal constante el máximo alcanzado en 1998, de 3900 m<sup>3</sup>/s a lo largo de todo el proceso de erosión, por lo que se justifica que la profundidad hallada con el método sea mayor a la observada.

Si se utiliza el método del índice de erodabilidad para fines comparativos, sería conveniente indexar un hidrograma de caudales en los datos para poder obtener un valor más aproximado al real y así poder compararlo. Sin embargo, para fines de diseño esta diferencia es buena, ya que no se sabe cuanto tiempo va a durar el caudal crítico considerado, y la situación considerada sería la situación más crítica teniendo un factor de seguridad en los cálculos.

#### 4.6 Análisis del comportamiento de las curvas del Stream Power requerido y del Stream Power disponible en suelos característicos del cauce del río Piura

Para este análisis se usaron los gráficos obtenidos para el puente Bolognesi, variándose algunos datos para ver el comportamiento de las gráficas.

##### 4.6.1 Curva del Stream Power requerido

La curva del Stream Power requerido está en función del índice de erodabilidad:

$$P \text{ requerido} = f(Kh)$$

$$Kh = Ms. Kb. Kd. Js$$

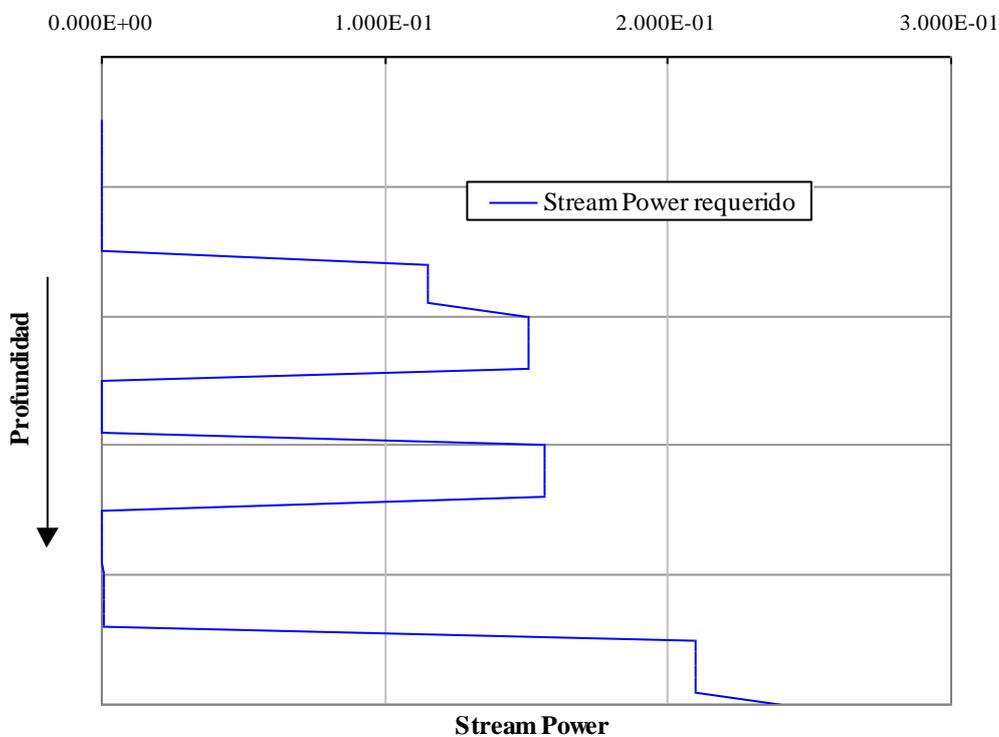
Por lo que los parámetros que se utilizan para este gráfico son los siguientes:

	Arenas	Arcillas
<b>Ms</b>	N	qu
<b>Kb</b>	d <sub>50</sub>	1
<b>Kd</b>	$\phi_r = f(N)$	$\phi_r = f(CF, LL)$
<b>Js</b>	1	1

Donde sí:

- $\uparrow N, \uparrow q_u \Rightarrow \uparrow M_s$
- $\uparrow d_{50} \Rightarrow \uparrow K_b$
- $\uparrow N, \downarrow CF, \downarrow LL \Rightarrow \uparrow \phi_r \Rightarrow \uparrow K_d$

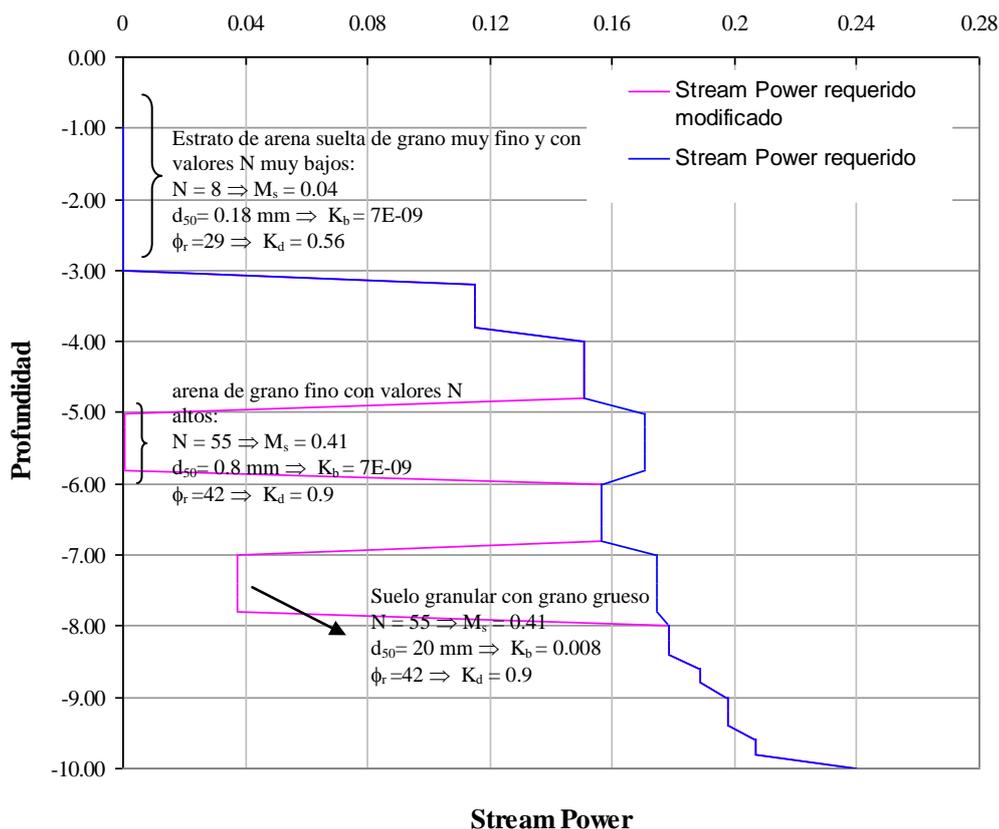
El cauce medio del río Piura, específicamente donde se localizan los puentes de la localidad de Piura, corresponde a una secuencia de sedimentos depositadas alternadamente, que van desde arenas de grano muy fino hasta arcillas de alta plasticidad. Por ejemplo, el perfil estratigráfico puede estar compuesto por una secuencia de limolitas depositadas alternadamente con delgados horizontes de arcillas y arenas de grano fino, con intercalaciones de arenas grises y marrones que hacia abajo gradan en una arena gruesa de textura angular cuarzosa. Este comportamiento del suelo característico de la ciudad de Piura permite que el gráfico del Stream Power requerido se vea como el [gráfico 4.6](#), donde los estratos de suelos granulares y cohesivos se alternan a lo largo de todo el perfil.



Graf. 4.5 Comportamiento del Stream Power requerido cuando hay alternancias de sedimentos

#### 4.6.1.1 Suelos granulares

Para analizar el comportamiento de la curva en los suelos granulares se utilizó como base el gráfico del Stream Power requerido obtenido para el Puente Bolognesi. En este análisis se jugó con los parámetros que definen la curva del  $P_{\text{requerido}}$ , colocándolos en el límite. Ver el [gráfico 4.7](#).



Graf. 4.6 Comportamiento de la curva del P requerido en suelos granulares

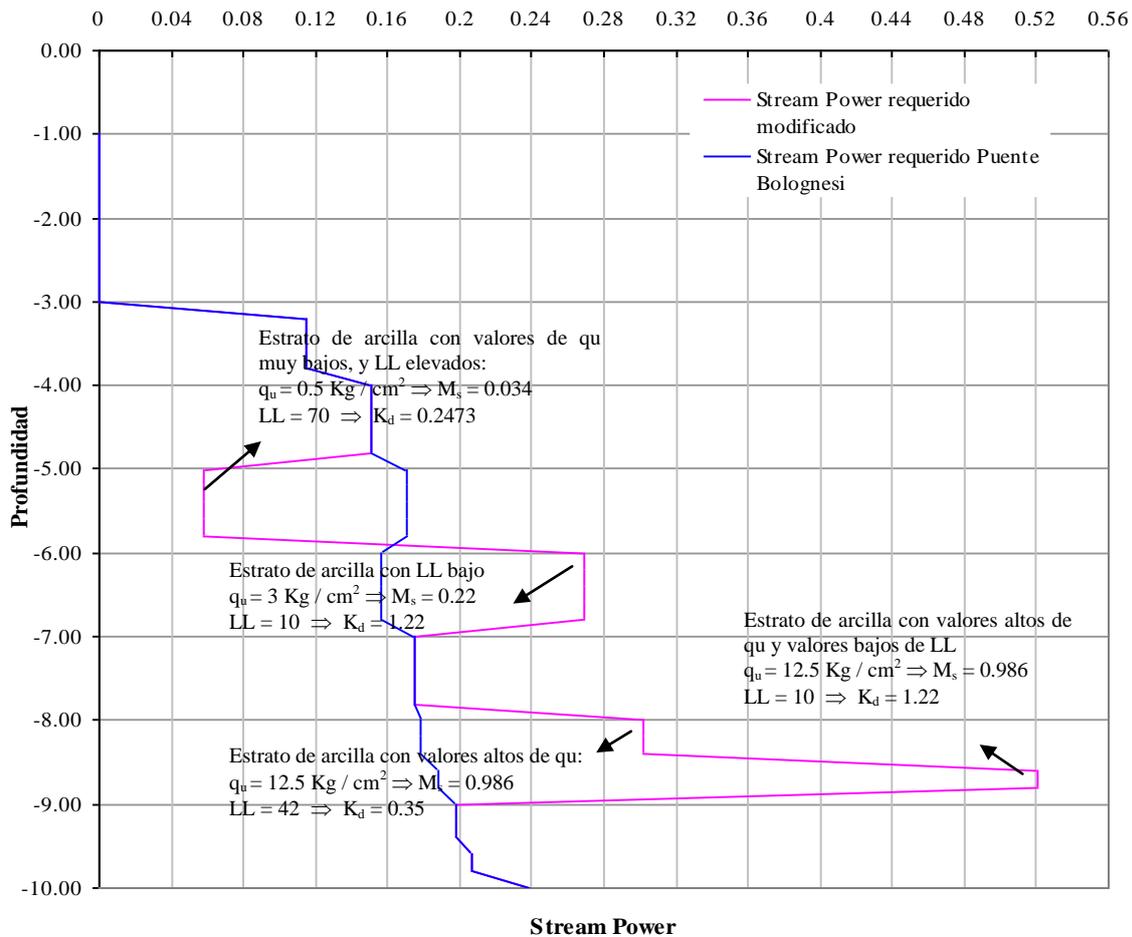
En el primer estrato de la gráfica no se realizó ningún cambio, se mantuvieron los datos correspondientes al estrato de arena suelta del cauce del río Piura a la altura del puente Bolognesi. En el estrato de arena comprendido entre los 5 y 6 metros de profundidad, se utilizaron datos de una arena densa típica de la zona, de grano medio a grueso, a este estrato le corresponde un elevado valor de  $K_d$  y el valor máximo del parámetro  $M_s$  (tabla B1). En el último estrato de suelo granular se jugó con el parámetro  $K_b$  utilizando un  $d_{50}$  de 20 mm, diámetro no característico del cauce del río Piura.

En el segundo estrato de suelo granular, no se observó ningún cambio en la curva del Stream Power requerido. Esto indica que a pesar de tener arenas densas con elevados valores de  $N$ , la resistencia a la erosión del suelo granular en comparación a la resistencia de las arcillas sigue siendo muy pequeña. Sin embargo, en el tercer estrato la curva se mueve hacia la derecha, lo cual indica que con valores significativos del  $d_{50}$  la resistencia a la erosión de los suelos granulares aumenta de manera considerable, sin llegar a alcanzar la resistencia de los suelos cohesivos, siendo el parámetro  $K_d$  el parámetro de mayor influencia en la curva.

Los dos primeros estratos de suelo granular son estratos propios del cauce del río Piura, sin embargo, el tercero no lo es. Esto indica que según el método, los suelos granulares característicos del cauce del río Piura no ofrecen ninguna resistencia a la erosión, ya que el grano característico del cauce tiene un  $d_{50}$  muy pequeño.

#### 4.6.1.2 Suelos cohesivos

Al igual que en los suelos granulares, para este análisis se utilizó como base el gráfico del Stream Power requerido obtenido para el Puente Bolognesi. Ver gráfico 4.8



Graf. 4.7 Comportamiento de la curva de P requerido en suelos cohesivos

Para el primer estrato de arcilla modificado del gráfico 4.8 se usaron valores de  $q_u$  y de LL críticos para la curva del Stream Power requerido. En el estrato comprendido entre los 6 y 7 metros de profundidad, se colocó un valor bajo del límite líquido (LL) y se mantuvo el valor de  $q_u$  obtenido para el puente Bolognesi en esa profundidad. En el estrato comprendido entre los 8 y 8.5 metros, en lugar de variar el LL se cambió el  $q_u$  por un valor elevado del mismo, dato obtenido de un estrato característico del cauce del río Piura. En el estrato de arcilla comprendido entre 8.5 y 9 metros se utilizaron valores elevados de  $q_u$  y valores pequeños del LL.

Los valores del Stream Power requerido obtenidos para el primer estrato de arcilla modificado, son valores críticos para los suelos cohesivos, ofreciendo una resistencia parecida a la de los suelos granulares con un  $d_{50}$  de 20mm. En el segundo y tercer estrato, se obtuvieron resultados parecidos de la curva, lo cual indica que la influencia de ambos parámetros en el comportamiento de la curva es significativa. El último estrato modificado es el opuesto del primero, ya que en lugar de utilizar valores que van en contra de la resistencia a la erosión se usaron valores que influyen de manera positiva a la resistencia, es decir que dificulta la erosión.

Los datos utilizados para este análisis son datos reales obtenidos de ensayos hechos previamente dentro del cauce del río Piura, por lo que se podría decir que la curva del Stream Power requerido correspondiente a los suelos cohesivos característicos del cauce del río Piura podría tener ese comportamiento y se movería dentro del rango entre el primer y el último estrato modificado.

#### 4.6.2 Curva del Stream Power disponible

Para este análisis se utilizaron como base los gráficos obtenidos para el puente Bolognesi. La curva del Stream Power disponible está en función de los siguientes parámetros hidráulicos.

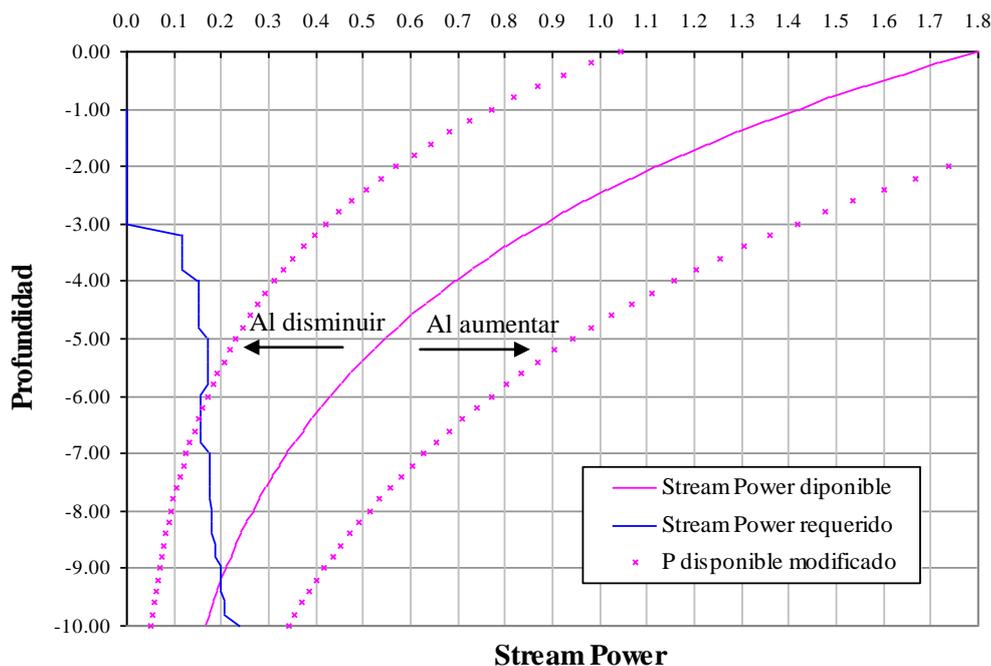
$$P = 8.42 P_a * e^{-1.88 (y_s / y_{smax})}$$

$$P_a = \gamma y_n s v$$

Por lo que los parámetros que definen la curva del Stream Power disponible son los siguientes:

- $v$  : Velocidad del agua aguas arriba del pilar ( $m / s$ ),
- $y_n$  : profundidad del flujo ( $m$ ),
- $\gamma$  : peso específico del agua ( $N / m^3$ ),
- $s$  : pendiente de energía adimensional (o pendiente de fondo, en el caso de flujo uniforme), y
- $y_{smax}$  : profundidad de máxima socavación ( $m$ ), hallada con HEC-18

Al aumentar cualquiera de estos parámetros, aumentará el Stream Power disponible, movilizándolo hacia la derecha, aumentando la profundidad de socavación última. Ver :



Graf. 4.8 Comportamiento de la curva del P disponible al aumentar o disminuir el valor de cualquiera de los parámetros que la definen

El  $y_{max}$  hallado con el HEC-18, depende a su vez de los siguientes parámetros:

$$y_{smax} = 2 k_1 k_2 k_3 k_4 b^{0.65} y_n^{0.35} F^{0.43}$$

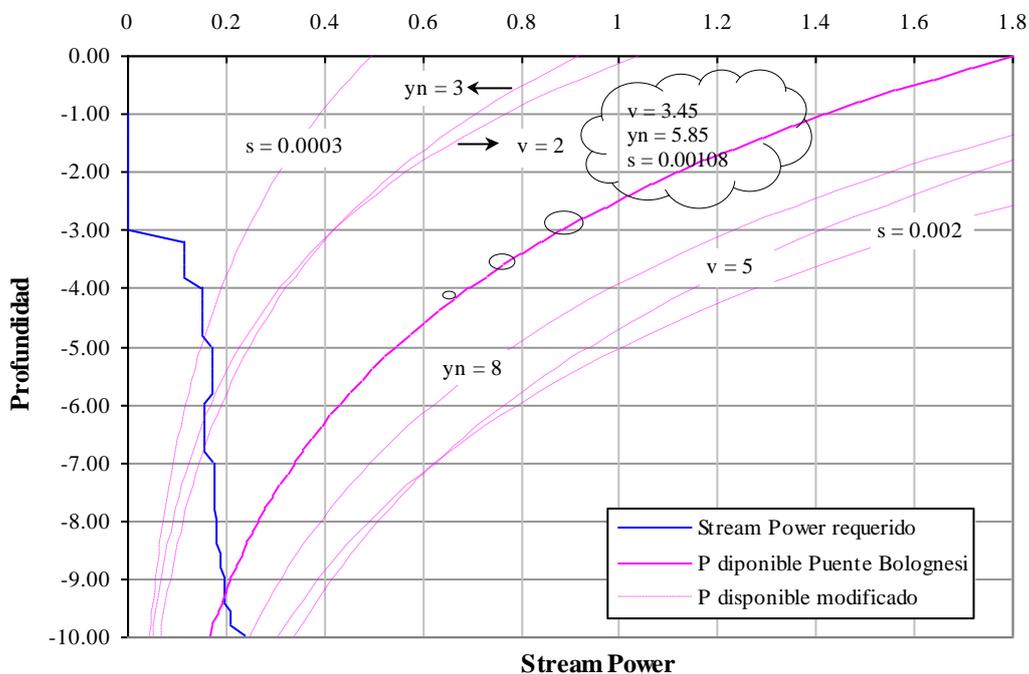
- $v$  : Velocidad del agua aguas arriba del pilar ( $m / s$ ),
  - $y_n$  : profundidad del flujo ( $m$ ),
  - $b$  : ancho del pilar ( $m$ ), y
- los factores  $k_1, k_2, k_3, k_4$

Para este análisis se separaron en dos grupos los parámetros que definen el comportamiento de la curva. En uno se colocaron aquellos parámetros que dependen sólo de las condiciones hidráulicas, tales como la velocidad del agua, la pendiente y la profundidad del flujo. En el segundo grupo se colocaron los parámetros que modifican sólo al  $y_{smax}$  hallado con el HEC-18, es decir, los factores  $k$  y el ancho del pilar

#### 4.6.2.1 Velocidad del agua, pendiente y profundidad del flujo

Estos parámetros son los más susceptibles al cambio, ya que las condiciones hidráulicas no son estables a lo largo y ancho del cauce, además varían según el caudal escogido como el caudal crítico. La medición de estos parámetros en nuestro medio, al no contar con mucha tecnología, no es fácil y las mediciones resultantes no son muy exactas.

El comportamiento de la curva, al variar cualquiera de estos parámetros es muy parecido. Ver [Gráfico 4.9](#)



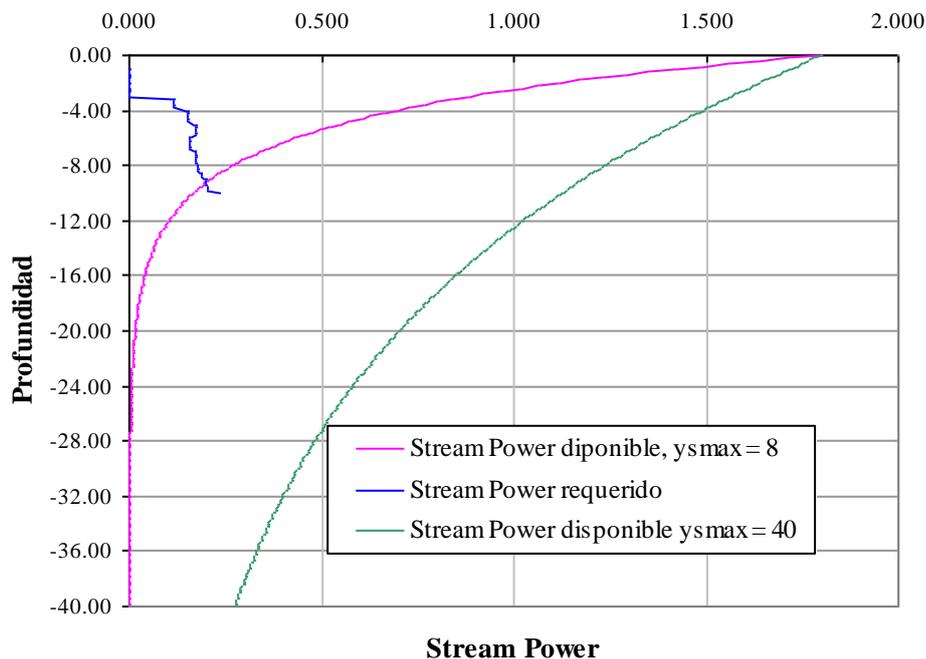
Graf. 4.9 Comportamiento de la curva del P disponible al variar la velocidad del agua La pendiente y la profundidad de socavación

En el [gráfico 4.10](#), se utilizaron valores registrados del río Piura para que el análisis guarde mayor relación con la realidad. Como se puede observar en la gráfica, las variaciones pequeñas de los parámetros pueden influir de manera significativa en los resultados finales.

#### 4.6.2.2 $Y_{smax}$ del HEC-18

Al igual que los otros métodos convencionales, la fórmula dada por el HEC-18 depende de las condiciones y supuestos hechos no sólo por los autores de la fórmula, sino también por las personas que la utilizan. Por ejemplo, el coeficiente  $k_2$  del HEC-18 depende del ángulo de ataque del flujo, el cual varía desde un valor de 1 a un valor de 5, incrementando de manera significativa el valor final. Si multiplicamos el valor hallado por 5 daría una profundidad de socavación máxima de 40 metros, cambiando así el comportamiento de la

curva y la posibilidad de que el valor hallado por el método sea menor al hallado por el HEC-18. Ver [gráfico 4.11](#)



Graf. 4.10 Comportamiento de la curva del P disponible al variar el  $y_{\max}$

A diferencia de los parámetros hidráulicos, el  $y_{\max}$  no tiene un límite, éste puede cambiar de acuerdo a las consideraciones tomadas por las personas que utilizan el método. El comportamiento de la curva al cambiar el  $y_{\max}$  es distinto que el grupo que dependen de las condiciones hidráulica, ya que parten del mismo valor a 0 metros y se va abriendo hacia abajo, alejándose más de la curva del Stream Power requerido.

En cuanto a los otros parámetros, el cambio no es tan significativo como con el parámetro  $k_2$ . El ancho del pilar depende solamente de las características de los pilares del puente donde se va a aplicar el método. En el caso del puente Bolognesi el ancho es igual a 4, que en realidad es el ancho de la cimentación, y no específicamente del pilar. El mismo concepto se utiliza para la forma del pilar (factor  $k_1$ ). En cuanto a los demás coeficientes, el coeficiente  $k_4$ , siempre será igual a 1 si se aplica dentro del cauce del río Piura, ya que los diámetros característicos de la zona no son mayores a 60 mm. El otro factor  $k_3$  se da según la rugosidad del cauce, las dunas características del río Piura no tienen más de 4 metros, por lo que se considera un valor de 1.1

## Capítulo 5

### Conclusiones y recomendaciones

#### 5.1 Conclusiones

- La erosión hidráulica, al resultar de una interacción entre el poder erosivo del agua disponible en el río y la resistencia ofrecida por el esfuerzo inherente de los materiales de tierra a resistir la erosión, requiere para su análisis de la integración de conocimientos y experiencias de las ingenierías geológica, geotécnica, hidráulica e hidrológica. Los conocimientos y experiencias de las ingenierías geológica y geotécnica son necesarios para determinar la habilidad del material a resistir el poder erosivo del agua, mientras que los de las ingenierías hidráulica e hidrológica se requieren para cuantificar la magnitud del poder erosivo del agua.
- Debido a la naturaleza del fenómeno de erosión, el cálculo de la profundidad de socavación alrededor de pilares de puentes requiere de la conformación de un equipo multidisciplinario de profesionales. Este equipo debe estar conformado por ingenieros geotécnicos y geólogos que caractericen los suelos y determinen su habilidad relativa a resistir la erosión, a su vez son necesarios ingenieros hidráulicos que cuantifiquen el poder erosivo del agua alrededor de los pilares, lo comparen con la habilidad relativa de los materiales a resistir la erosión, y que por último calculen la profundidad de erosión.
- La mayoría de los métodos disponibles no toman en cuenta adecuadamente la habilidad de los materiales de tierra a resistir la erosión, estos calculan la profundidad de socavación considerando únicamente las condiciones hidráulicas del río.
- La mayoría de los métodos disponibles están basados en estudios que han sido desarrollados usando como material de fondo material granular sin cohesión, por lo que tienden a sobredimensionar los resultados.

- El principal aporte del método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión alrededor de pilares de puentes es el integrar los conocimientos y experiencias de las ingenierías geológica, geotécnica, hidráulica e hidrológica. Ramas de la ingeniería que normalmente trabajan por separado, pese a complementarse unas con la otras.
- Para cuantificar la habilidad que tienen los materiales de tierra a resistir la erosión, el método del índice de erodabilidad utiliza un índice geomecánico, el cual está compuesto por parámetros que incluyen importantes propiedades del suelo. Dichos parámetros pueden ser medidos en el campo a un bajo costo.
- El Dr Annandale, al integrar los conceptos del inicio de movimiento para relacionar el stream power con el índice de erodabilidad, le permite abarcar el espectro entero de suelos y materiales de roca, abarcando de forma continua desde suelos granulares sin cohesión (limos, arenas y gravas) hasta suelos extremadamente duros (la roca maciza).
- El índice de erodabilidad permite tener en cuenta la estratigrafía del suelo, aspecto importante dentro del cálculo de la profundidad de socavación.
- Según el método del índice de erodabilidad, los suelos granulares característicos del cauce del río Piura no ofrecen ninguna resistencia a la erosión, ya que el grano característico del cauce tiene un  $d_{50}$  muy pequeño, siendo éste parámetro el que define prácticamente el valor del *Stream Power* requerido, el cual representa la resistencia ofrecida por los materiales de tierra a resistir la erosión.
- El método mejora solamente la parte resistente y no la actuante, existen muchas limitaciones de los métodos convencionales que el método del índice de erodabilidad no resuelve. Entre estas limitaciones cabe mencionar: la influencia de la geometría de la sección del pilar y su orientación con respecto a la dirección de escurrimiento (el método considera solamente dos formas de pilar: la circular y la rectangular, y en la práctica se diseña muy pocas veces con estas secciones), el efecto de la base de fundación cuando esta queda expuesta a la acción de la corriente, la influencia de la forma en elevación de la pila, entre otros.
- A pesar de que con el método del índice de erodabilidad se obtienen resultados de una mayor exactitud que con los demás métodos disponibles, éste posee aún deficiencias, entre ellas:
  - o El método del índice de erodabilidad considera al suelo ya sea como un suelo cohesivo o como uno granular, no considera intermedios entre ambos. Un suelo en la realidad no es 100% granular o 100% cohesivo, siempre existe un porcentaje de ambos. Por ejemplo: un suelo que posea 51% de partículas arenosas y 49% de partículas cohesivas es considerado por el método sólo como un suelo granular. Para efectos de la clasificación es aceptable, debido a que el mayor porcentaje del suelo está compuesto por material granular. Sin embargo, para efectos del comportamiento resistente del suelo no es del todo correcto, ya que la resistencia de un suelo varía en una gran magnitud dependiendo de si se considera sólo como suelo cohesivo o sólo como suelo granular.
  - o La resistencia de un suelo compuesto sólo por partículas granulares es menor a comparación de uno compuesto por partículas cohesivas y granulares, ya que en esa mezcla de suelos no sólo participan las fuerzas de fricción sino también las de cohesión. Además, un suelo compuesto sólo por

un 60% de suelo cohesivo resiste menos que uno compuesto en su totalidad por ese material.

- La condición  $0 \leq y_s \leq y_{smax}$ . sugerida por el método del índice de erodabilidad no siempre se cumple. Ver apartado 4.4.3
- El método del índice de erodabilidad no considera la erosión general del cauce dentro de su cálculo. El método considera que a medida que el foso de socavación aumenta de profundidad, el *Stream Power* disponible disminuye progresivamente, ya que al incrementar la profundidad de erosión, condiciones aerodinámicas del flujo se desarrollan dentro del foso de socavación, induciendo a la disminución de la intensidad del poder erosivo del agua. Sin embargo, dentro de ese lapso de tiempo no se considera que se pueda producir erosión general en el cauce, por lo que a pesar de que existe una profundización del nivel del fondo del mismo, el foso de socavación no aumenta de profundidad.
- Este estudio permitirá que en futuros proyectos en los que se involucren puentes, se lleve a cabo un cálculo más exacto de la erosión local en sus pilares, ya que con este método se tiene en cuenta toda la estratigrafía del suelo, la cual actualmente no es utilizada.

## 5.2 Recomendaciones

- Se recomienda realizar una investigación más profunda sobre la relación existente entre la desviación estándar de la fluctuación de presiones y la velocidad de disipación de energía. Con el fin de obtener una curva más representativa, ya que al analizar el [gráfico 3.1](#) se observa que éste ha sido elaborado con sólo cinco datos.
- En el método del índice de erodabilidad no especifican que tipo de resistencia es el parámetro  $M_s$ , parámetro de la resistencia del suelo, se recomienda investigar más sobre este tema.
- Para la aplicación del método se recomienda hacer un análisis desde un punto de vista multidisciplinario, requiriéndose los conocimientos y experiencias de ingenieros geológicos, geotécnicos, hidráulicos e hidrológicos.
- Para el cálculo del  $y_{smax}$ , se recomienda utilizar el HEC-18, ya que es el método recomendado por el método del índice de erodabilidad.
- Al establecer o elaborar el perfil estratigráfico del suelo, se debe tener en cuenta que los sondajes se debieron realizar a la altura de cada uno de los pilares del puente, para poder así determinar el perfil estratigráfico del suelo que sirvió de apoyo a cada uno de ellos.
- En estudios futuros del método, se recomienda hacer un estudio más detallado del ángulo residual de fricción, donde se establezca un programa de ensayos en diferentes puntos y a diversas profundidades, para así poder establecer un comportamiento general del ángulo residual de fricción en las arenas.
- Se recomienda hacer un análisis de la influencia de la mineralogía de los suelos en la erosión. El método no toma en cuenta qué minerales se encuentran en el distintos estratos la zona de estudio. Por ejemplo, en el cauce del río Piura la formación Zapallal tiene un nivel considerable de sales (yeso, fosfatos, diatomitas, entre otros),

las cuales se disuelven fácilmente influyendo en la resistencia del material, ya que las sales al disolverse hacen al suelo más susceptible a la erosión.

- Se recomienda realizar un estudio de la influencia de las diferentes formas de pilares de puentes, ya que el método sólo considera dos: la rectangular y la circular, formas que en la práctica no son muy comunes en nuestro medio.