

DOCTORADO EN INGENIERÍA
MECANICA DE LOS FLUIDOS APLICADA

TESIS

EROSIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTES
Evolución Temporal y Enfoque Probabilístico

Guillermo López Méndez

Tutor: Dr. Ing. Luis Teixeira Gurbindo

UNIVERSIDAD DE LA REPUBLICA
Facultad de Ingeniería
Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental

Montevideo
Setiembre de 2013

Agradecimientos

Esta tesis se realizó en el marco del Programa de Doctorado de Ingeniería (Mecánica de los Fluidos Aplicada) de la Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Uruguay. Las actividades se desarrollaron en dicha Facultad y en la Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Castilla-La Mancha (UCLM), Ciudad Real, España.

En el marco de la presente actividad de doctorado se ha desarrollado un Proyecto de Investigación PR_FMV_2009_3093 "Erosión Local Alrededor de Pilas de Puente" financiado por la Agencia Nacional de Innovación e Investigación (ANII). Entre las actividades desarrolladas y financiadas en este proyecto se destaca la construcción, acondicionamiento y puesta en marcha de un canal experimental para estudios de erosión local.

Agradezco muy especialmente a mi Director Académico y Director de Tesis, Dr. Luis Teixeira. Los motivos de agradecimiento son múltiples e innumerables. En esta instancia, por seguir en detalle el desarrollo de todas las actividades y por introducirme a lo largo de estos años en el mundo de la investigación. A su vez, por la intensa dedicación en la elaboración de los artículos científicos derivados de esta tesis.

A continuación me gustaría agradecer a los compañeros y amigos de la Universidad de Castilla-La Mancha, en particular, extender el agradecimiento a Migue, Gonzalo y Edu.

También quiero agradecer a los compañeros del Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA), por el apoyo brindado durante el desarrollo de esta tesis, el ánimo constante y por los esfuerzos realizados para que mi dedicación se centrara en este trabajo. Vaya el agradecimiento especial para la barra.

Para finalizar quiero agradecer a toda mi familia. En particular a mis padres, a mis hermanos, a Miguelina, Felipe y Bruno por compartir los buenos momentos, los malos momentos y mucho más: por estar siempre.

Contenido

AGRADECIMIENTOS	III
RESUMEN	9
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	13
1.1.- Introducción	15
Consecuencias de la socavación local a nivel mundial.....	15
Consecuencias de la socavación local a nivel nacional	16
1.2.- Motivación	18
1.3.- Objetivo del Estudio	19
1.4.- Estructura del Estudio	20
CAPÍTULO 2 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	21
2.1.- Introducción	23
2.2.- Mecanismo de Erosión Local	24
Estructura del Flujo Alrededor de la Pila.....	24
Proceso Erosivo	25
2.3.- Profundidad de Erosión Local de Equilibrio	26
Marco de análisis	26
Ecuaciones de Diseño de Profundidades de Erosión Local de Equilibrio	27
Limitaciones de los Métodos de Estimación de Erosión Local.	28
2.4.- Evolución Temporal de la Profundidad de Erosión Local Bajo Condiciones de Flujo Estacionario	29
2.5.- Evolución Temporal de la Profundidad de Erosión Local Bajo Condiciones de Flujo No Estacionario.	29
2.6.- Fiabilidad y Enfoque Probabilístico en Erosión Local	32
2.7.- Antecedentes a Nivel Nacional	33
Trabajos del Prof. Ing. O. Maggiolo en la década del 60.....	34
Trabajos en el IMFIA	36
2.8.- Resumen y Conclusiones	37
CAPÍTULO 3 ESTUDIO EXPERIMENTAL	39
3.1.- Introducción	41
3.2.- Descripción de la Instalación Experimental	41
Instalaciones UCLM.....	41
Instalaciones IMFIA	42
3.3.- Plan de Ensayos	43

Ensayos preliminares	43
Ensayos principales.....	44
CAPÍTULO 4 EVOLUCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE EROSIÓN LOCAL BAJO CONDICIONES NO ESTACIONARIAS.....	49
4.1.- Introducción.....	51
4.2.- Planteo General	51
4.3.- Antecedentes. Evolución Temporal de la Profundidad de Erosión en Flujo Estacionario	52
4.4.- Análisis de los Resultados Experimentales.....	54
Presentación de los resultados.....	54
Influencia del tiempo característico y del caudal pico del hidrograma	56
Superposición de evoluciones temporales de erosión de flujos estacionarios en flujos no estacionarios ..	58
4.5.- Metodología para Estimar la Profundidad de la Erosión Bajo Ondas de Crecida.....	58
Propuesta de la Metodología.....	58
Verificación de la Metodología.....	59
4.6.- Erosión al Final del Hidrograma	61
Introducción	61
Método de estimación de la profundidad al final del hidrograma.....	62
Verificación del comportamiento del método de estimación	63
4.7.- Resumen y conclusiones	66
CAPÍTULO 5 ENFOQUE PROBABILÍSTICO DE LA ESTIMACIÓN DE LA EVOLUCIÓN DE LA EROSIÓN LOCAL BAJO FLUJO NO ESTACIONARIO. 69	
5.1.- Introducción.....	71
5.2.- Incertidumbres en la Estimación de la Erosión Local.....	71
5.3.- Análisis de la incertidumbre del parámetro del modelo de predicción de la evolución temporal de la erosión local.....	72
Introducción	72
Ajuste estadístico del parámetro de modelo.....	73
Estimación probabilística de la evolución de la erosión local bajo flujo estacionario	75
Estimación probabilística de la evolución de la erosión local frente al pasaje de una onda de crecida para los ensayos experimentales	76
5.4.- Presentación del caso de estudio – Puente Paso Pache.....	79
5.5.- Análisis de la incertidumbre de las variables hidrológicas-hidráulicas del hidrograma involucradas en la predicción de la evolución temporal de la erosión local para el puente de Paso Pache.....	81
Introducción	81
Distribución de probabilidad del caudal pico.....	81
Distribución de probabilidad del tiempo base.....	83
5.6.- Estimación probabilística de la evolución de la erosión local ocasionado por el hidrograma de diseño para el puente de Paso Pache	84
Introducción	84
Resultados.....	85

5.7.- Estimación probabilística de la erosión local ocasionada por la serie de caudales durante la vida útil del puente.....	94
Generación de series sintéticas de caudales.....	95
Resultados.....	96
Evaluación de la probabilidad de fallo y fiabilidad	99
5.8.- Resumen y Conclusiones.....	100
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y LINEAS FUTURAS.....	103
6.1.- Conclusiones	105
6.2.- Líneas Futuras de Trabajo.....	108
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	111

Resumen

Los estudios en hidráulica de puentes desarrollados en las décadas pasadas reflejan la necesidad de disminuir el riesgo de falla de las estructuras de puentes. Buena parte de las fallas que han ocurrido pueden atribuirse a la carencia de conocimiento del complejo fenómeno involucrado en el mecanismo de la erosión local. El proceso de erosión local en torno a pilas de puente es complejo debido fundamentalmente a (1) la interacción existente entre el patrón de flujo y el material del lecho y (2) la complejidad propia de los mecanismos de transporte de sedimento. Por otra parte, la gran cantidad de programas de investigación desarrollados recientemente por la comunidad internacional confirman la importancia del problema. A pesar de la considerable cantidad de estudios existentes al respecto, muchos de los problemas planteados con relación a la socavación de puentes no han sido totalmente resueltos y son fuente de incertidumbre a la hora del diseño y del diagnóstico de estructuras existentes.

Por otra parte, la problemática de la erosión local ha sido particularmente alarmante en los puentes cortos, para los que existe una mayor carencia de conocimientos técnicos con relación a la socavación en torno a sus fundaciones. Por lo tanto, lo dicho anteriormente junto con el alto número de pequeños puentes en Uruguay, tanto ferroviarios como carreteros, otorga una importancia singular a la necesidad de predecir adecuadamente las profundidades de erosión local y su evolución en el tiempo.

En este marco, el objetivo general de esta tesis es *avanzar en el conocimiento del fenómeno de erosión local alrededor de pilas cilíndricas con aplicaciones directas en el desarrollo de metodologías para el diseño. Los avances se realizan en la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo hidrogramas de crecida y en la generación de herramientas que permitan la estimación de la fiabilidad de la fundación del puente frente a la erosión local.*

Los objetivos específicos son los siguientes:

1. Proponer una metodología de estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo flujos no estacionarios alrededor de una pila cilíndrica.
2. Generar un esquema de cálculo para profundidades de erosión al final del pasaje de una onda de crecida alrededor de una pila cilíndrica.
3. Incorporar la aplicación de métodos probabilísticos modernos para el cálculo de la fiabilidad de la profundidad de fundación de puentes con el propósito de generar herramientas de diseño.

Este trabajo presenta una fuerte base experimental. Se desarrollaron experimentos de erosión local en una pila cilíndrica, sobre lecho de material granular no cohesivo, en el Laboratorio de Ingeniería Hidráulica de la Universidad de Castilla – La Mancha (España) y en el Laboratorio de

Hidráulica del Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA) de la Facultad de Ingeniería (UdelaR).

A partir de los resultados experimentales se han estudiado: (1) la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo condiciones de flujo no estacionario y (2) la estimación probabilística de la evolución temporal de la erosión local.

En cuanto a la **evolución temporal de la profundidad de erosión**, se verifica el método de estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo condiciones no estacionarias propuesto por Oliveto y Hager (2002). De acuerdo con Oliveto y Hager (2002) su formulación es válida para el intervalo $0.60 < I < 1.20$. Los ensayos realizados en este trabajo se encuentran en el intervalo $0.50 < I < 0.86$, por lo que en función de la comparación presentada el intervalo de validez de la ecuación de Oliveto y Hager (2002) se incrementa a $0.50 < I < 1.20$.

Se concluye que el comportamiento de la evolución temporal de la erosión local bajo condiciones de flujo no estacionarios se puede representar por una sucesión de evoluciones de profundidades de erosión bajo condiciones estacionarias (validándose la metodología de superposición) y que es posible estimar con suficiente precisión la evolución de la erosión local para hidrogramas escalonados. En base a estos conceptos se presenta un esquema de cálculo.

El comportamiento de este esquema de cálculo se verifica con los resultados de los 10 ensayos no estacionarios desarrollados y con 20 ensayos de otros autores (Chang et al., 2004 y Kothiyari, 1989). Los resultados obtenidos con el esquema propuesto ajustan muy bien con los resultados experimentales. También se ha comparado el comportamiento de la metodología propuesta con la metodología presentada por Hager y Unger (2010). Los resultados muestran que las erosiones estimadas con la presente metodología se ajustan aceptablemente a los datos medidos y de mejor manera que la metodología de Hager y Unger (2010), en particular en la fase final del hidrograma.

A su vez, sobre la base de la observación de los datos experimentales se propone un método simple y directo de estimación de la profundidad de erosión al final de un hidrograma de un solo pico. Este esquema se basa en la ecuación de cálculo de la erosión local bajo condiciones estacionarias dadas por el pico del hidrograma. La expresión ha sido obtenida utilizando simulación numérica y ha sido verificada con datos experimentales. Son necesarios mayores estudios para entender el comportamiento de esta metodología bajo condiciones de lecho vivo.

El segundo aspecto abordado en este trabajo incorpora el **enfoque probabilístico** en la determinación de la evolución temporal de la profundidad de erosión alrededor de pilas de puentes, con el propósito de generar herramientas de diseño.

En primera instancia, se presenta un análisis semi-probabilístico que proporciona información en cuanto a la dispersión y variabilidad en la estimación de la profundidad de erosión local. En una segunda instancia, se presenta una cuantificación estricta de la probabilidad de fallo, la fiabilidad de la obra o el riesgo asociado al modo de fallo de la erosión local de las pilas.

El *análisis semi-probabilístico* intenta cuantificar las incertidumbres relacionadas con la complejidad del fenómeno y la presencia de variables aleatorias. En particular, se pretenden analizar las incertidumbres de los "parámetros del modelo" de evolución temporal de la profundidad de erosión, de las "variables hidrológicas-hidráulicas" del hidrograma de diseño, representando estos parámetros y variables como funciones de probabilidad.

Como se mencionó, el primer enfoque consiste en determinar las variables características representativas del hidrograma de diseño: caudal pico (Q_p) y tiempo base (t_b), en particular sus funciones de distribuciones de probabilidad. Complementariamente se analiza la "incertidumbre del modelo" a partir del análisis comparativo al considerar el coeficiente A (Coeficiente de ajuste del modelo de evolución de la erosión) como un valor determinístico ($A = 0.068$) o como una fun-

ción distribución que surge de los ajustes realizados a los resultados experimentales. En particular, se obtiene la serie de erosiones locales al final del hidrograma, su valor y su probabilidad de ocurrencia. Las simulaciones se realizan aplicando la técnica de Monte Carlo.

El análisis de la incertidumbre de las variables hidrológicas-hidráulicas y la estimación probabilística de la evolución temporal de la erosión local se aplica a modo de ejemplo al puente de Paso Pache. El puente de Paso Pache se ubica en la Ruta Nacional N° 5 (km 65) sobre el río Santa Lucía, límite departamental entre Canelones y Florida.

Al analizar los resultados en cuanto a la variación de los distintos eventos hidrológicos ($T_r = 50, 75$ y 100 años) para las distintas combinaciones de variables aleatorias se observa que al aumentar el periodo de retorno del evento de diseño aumentan los estadísticos del conjunto de erosiones finales (media, desviación estándar, máximo y eventualmente mínimo). Es decir, que aumenta el resultado de erosión local y su dispersión (ancho de la banda de resultados).

El análisis de los resultados variando las distintas combinaciones de variables aleatorias para un evento hidrológico dado, indican que la incertidumbre hidráulica es la que explica la mayor parte de la varianza en los resultados de erosión local y en particular la incertidumbre del caudal pico. Incluir en el análisis de incertidumbres a la variable tiempo base del hidrograma t_b introduce valores esperados de profundidades de erosión menores que análisis donde no se incluye esta variable como aleatoria.

Si bien este enfoque estrictamente no cuantifica la probabilidad de fallo, la fiabilidad o el riesgo asociado a determinado valor de profundidad de erosión, proporciona información en cuanto a la dispersión y variabilidad en la estimación de la profundidad de erosión para un periodo de retorno dado (incluso de la evolución temporal de la profundidad de erosión). Con estos resultados que surgen del enfoque semi-probabilístico el ingeniero proyectista puede interpretar los resultados y generar escenarios que le brinden elementos en cuanto a la confianza de las estimaciones.

En función de que la máxima profundidad de erosión no es necesariamente alcanzada frente al pasaje de una onda de crecida es necesario evaluar el comportamiento de la profundidad de erosión para una sucesión de eventos hidrológicos extremos asociados a la vida útil de la obra.

Así surge la *cuantificación de la fiabilidad*, que presenta un método de determinación de la profundidad de erosión al final de un periodo, que puede ser considerado como la vida útil del puente, y su probabilidad de ocurrencia o fiabilidad frente al modo de fallo erosión local. Este análisis se realiza a partir de la serie registrada de niveles y caudales en la estación hidrométrica de Paso Pache (río Santa Lucía, Ruta Nacional N° 5).

Por lo tanto, este punto avanza respecto al anterior de un enfoque semi-probabilístico que proporciona información en cuanto a la dispersión y variabilidad en la estimación de la profundidad de erosión a una cuantificación estricta de la probabilidad de fallo, la fiabilidad o el riesgo asociado a determinado valor de profundidad de erosión.

El paso fundamental de este enfoque es la generación aleatoria de series sintéticas de caudales, a partir de la serie original registrada, que se ha generado a en base a la técnica del Moving Block Bootstrap (MBB).

Cabe remarcar que el método MBB seguido para la determinación probabilística de la profundidad de erosión al final de la vida útil del puente utiliza datos registrados. Esto tiene como implicancia directa una limitación del método utilizado. La limitación viene dada por el ajuste de las funciones de probabilidad en las "colas". Esta limitación puede ser evaluada y eventualmente superada al utilizar modelos de generación de series sintéticas. Este punto puede ser considerado como una futura línea de investigación a seguir.

A partir de las series sintéticas de caudales y de la estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión es posible obtener un conjunto de valores de profundidad de erosión para un periodo similar a la vida útil de la obra. En base a ese conjunto de datos de erosión se ajusta una función de probabilidad y por tanto se puede analizar el riesgo de fallo asociado con diferentes valores de diseño de profundidad de la fundación para la vida útil de la obra. De esta manera se determina una estimación de la fiabilidad de la obra frente al modo de fallo erosión local de las pilas.

Finalmente, se concluye la necesidad de continuar avanzando en diversos aspectos de la problemática de la erosión local. En particular, en lo que respecta al enfoque probabilístico de la evolución temporal de la erosión local y en analizar en detalle la generación de series sintéticas de caudales. También se cuenta con la infraestructura e instrumentación necesaria para analizar el flujo alrededor del obstáculo y avanzar en el conocimiento del rol del flujo descendente y el vórtice herradura en el proceso de erosión local.

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1.1.- Introducción

En términos generales la socavación es el resultado de la acción erosiva del agua, que extrae y transporta el material del lecho y las márgenes de los cursos de agua. Erosión o socavación es utilizado aquí para referir al descenso del nivel del lecho del río por la acción del agua, tal que incluso se pueda llegar a exponer la fundación de obras hidráulicas emplazadas en el cauce (puentes, alcantarillas, espigones, etc.). La cantidad de este descenso por debajo del nivel natural del lecho (generalmente el nivel del lecho antes del comienzo de la erosión) es llamada profundidad de erosión.

La base teórica para el diseño estructural de puentes está perfectamente establecida. En cambio, la mecánica del flujo y de la erosión en cursos de agua erosionables no ha sido bien definida y es imposible estimar con exactitud los cambios del lecho del río que pueden ocurrir en un puente debido a una creciente dada. Esto no es solo debido a la complejidad de los procesos físicos involucrados, sino también al hecho de que las características del río, las características geométricas del puente y del sedimento, son diferentes para cada puente, incluso para cada creciente.

Los **tipos de erosión** que pueden ocurrir en un cruce de puente son:

- la **socavación o deposición general** de largo plazo, que se produciría aún en el caso de no estar construido el puente,
- la **socavación por contracción**, que tiene lugar en todo el ancho de la sección transversal o en gran parte de la misma y es el efecto del aumento de velocidades y tensiones rasantes que provoca el estrangulamiento de la sección transversal dado por el puente,
- la **socavación local** que se produce junto a pilas y estribos de los puentes, producida por la aceleración del flujo y el desprendimiento de vórtices que resultan directamente de la existencia del obstáculo en medio del flujo.

Dependiendo de la particularidad del puente y de la creciente, uno, algunos o todos estos tipos de erosión pueden ocurrir simultáneamente.

Consecuencias de la socavación local a nivel mundial.

La erosión local alrededor de las fundaciones de estructuras, especialmente durante los acontecimientos de eventos extremos (tormentas, crecientes, etc.), puede dar lugar al colapso estructural de la obra.

La historia de la hidráulica de puentes está repleta de incidentes de fallas debido a la socavación local. En Nueva Zelanda, al menos una falla seria de puentes por año (en promedio) se puede atribuir a la socavación de las fundaciones del puente. En ese país un estudio de las autoridades viales mostró que el monto de gasto relacionado con los daños de la erosión en puentes es alrededor de 18 millones de NZ\$ por año (12.5 millones de dólares aproximadamente) (Melville y Coleman, 2000).

La Administración Nacional de Carreteras de los Estados Unidos estima que en promedio alrededor de 50 a 60 puentes fallan cada año en ese país. Más de 1000 fallas de puentes han ocurrido en los Estados Unidos en los últimos 30 años. Más del 60% de las fallas fueron debido a la erosión en las fundaciones de los puentes (Richardson y Davis, 1995).

También se tiene constancia de fallas de puentes y los consecuentes daños en la región. A modo de ejemplo se presentan las siguientes citas. “En el Perú, el daño causado en las estructuras, principalmente en los pilares de puentes, ..., es considerable, ocasionando en algunos casos el colapso de estas” (Del Aguila y Gómez, 2004). “En el mes de Junio de 2002 el río Maipo presentó una

importante crecida que afectó al puente Naltahua ubicado en el curso medio de este río en la provincia de Talagante, Chile” (López y Arenas, 2004).

Consecuencias de la socavación local a nivel nacional

La red vial nacional del Uruguay cuenta con 8.706 kilómetros de carreteras, que se distribuyen en los 175.016 km² de territorio y sirven a 3.286.314 habitantes (censo de 2011), lo que significa uno de los indicadores de accesibilidad más altos de América Latina: 50 m/km² y 3 m/hab. La cantidad de puentes que la Dirección Nacional de Vialidad tiene bajo su control, sumado a los puentes ferroviarios y los puentes carreteros fuera de la red nacional que se encuentran bajo las jurisdicciones municipales, superan los 2000. La vulnerabilidad de estas estructuras en el Uruguay se relaciona con la cantidad de puentes existentes, la edad de los mismos y las fallas observadas en varias estructuras por este efecto en los últimos años.

Como un ejemplo de erosión local puede presentarse el caso del **puente de la Ruta Nacional N° 3, sobre el Arroyo de las Flores**, que ha presentado en varias ocasiones problemas de socavación local. En particular en el relevamiento de 1998 se detectaron profundidades de erosión que comprometieron la estabilidad estructural del puente, como ilustra la Figura 1.1.



Figura 1.1. Vista de la fosa de erosión en el puente de la Ruta Nacional N°3 sobre el Arroyo de las Flores, en el año 1998. Fuente: Dirección Nacional de Vialidad.

Otro caso es el **puente de la Ruta Nacional N° 90 sobre el arroyo Guayabos**, que el día 4 de julio de 2002 colapsó, como se muestra en la Figura 1.2, presentando evidencias de fallas por socavación. El puente fue proyectado en el año 1946 y estuvo operativo durante más de cincuenta y cinco años.



Figura 1.2. Vista del colapso del puente de la Ruta Nacional N°90 sobre el Arroyo Guayabos, en el año 2002.

Otro ejemplo que ilustra la problemática es el **puente ferroviario sobre el arroyo Molles**, que colapsó el 17 de octubre de 2001 ante el paso de un tren, determinando que la locomotora se incrustara contra el terraplén izquierdo, como ilustran la Figura 1.3 y la Figura 1.4. La inspección posterior mostró que el estribo izquierdo se había desplomado, como producto de la socavación.

El puente se encontraba en operación desde los primeros años del siglo XX y no había presentado dificultades operativas hasta el momento de su destrucción.



Figura 1.3. Vista del accidente desde el terraplén izquierdo producido por el colapso del puente ferroviario sobre el arroyo Molles, en el año 2001.



Figura 1.4. Vista del accidente desde aguas abajo producido por el colapso del puente ferroviario sobre el arroyo Molles, en el año 2001.

1.2.- Motivación

En el punto anterior se ha explicitado la importancia de la problemática de la erosión local en pilas de puente, en particular a nivel nacional.

Por otra parte, la gran cantidad de programas de investigación desarrollados recientemente por la comunidad internacional confirman la importancia del problema (por ejemplo: National Italian Research Council (CNR), Federal Swiss Railway, British Railway, Federal Highway Administration (US Department of Transportation), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (Lisboa), School of Engineering (University of Auckland, New Zealand), etc.).

A pesar de la considerable cantidad de estudios existentes al respecto, muchos de los problemas planteados con relación a la socavación de puentes no han sido totalmente resueltos y son fuente de incertidumbre a la hora del diseño y del diagnóstico de estructuras existentes. Se entiende que ésta es parcialmente una consecuencia de las insuficiencias en criterios de diseño adoptados para puentes más viejos y también del estado actual del conocimiento sobre algunos aspectos de la hidráulica y de la erosión de puentes.

Cabe destacar que los resultados obtenidos con las diferentes fórmulas existentes aplicadas a una misma situación, diseño o verificación, a pesar de su enorme importancia práctica, tienen un marcado nivel de incertidumbre y dispersión. Esto se debe, en parte, a la dificultad en considerar la complejidad de los fenómenos involucrados, dada por la influencia de la estructura en el flujo en las proximidades de los obstáculos.

Si bien existen numerosos trabajos de laboratorio que evalúan la evolución temporal de la socavación en pilas y en estribos de puentes, en la metodología actualmente en uso para el diseño de estas estructuras no se toma en cuenta que la profundidad de socavación es un fenómeno que se desarrolla en el tiempo y por lo tanto se verá afectada por la permanencia temporal de los valores de caudal que la determinan. Experimentos controlados han demostrado que bajo condiciones reales en prototipo, el tiempo en alcanzar la profundidad de erosión de equilibrio puede ser semanas, mientras que los hidrogramas de diseño pueden durar días e incluso horas (Sheppard, 1993). Por lo tanto, entender la dependencia temporal de la erosión local es un avance importante para la predicción de erosiones bajo eventos no estacionarios de corta duración.

Por otra parte, la problemática de la erosión local a nivel nacional ha sido particularmente alarmante en los puentes cortos, para los que existe una mayor carencia de conocimientos técnicos con relación a la socavación en torno a sus fundaciones. Por lo tanto, lo dicho anteriormente junto con el alto número de pequeños puentes en Uruguay, tanto ferroviarios como carreteros, otorga una importancia singular a la necesidad de predecir adecuadamente las profundidades de erosión local así como su evolución en el tiempo.

El flujo en un río durante una creciente es no estacionario, y los cambios de caudal pueden ser muy rápidos. Disponer de un algoritmo que permita tener en cuenta la evolución de la erosión provocado por un caudal que no sea constante (que siga un hidrograma variable como ocurre en la realidad) es importante para poder estimar la erosión asociada a un episodio de avenida real, que puede tener duración mucho menor que la escala de tiempo necesaria para el establecimiento de erosiones de equilibrio.

Se han explicado anteriormente los motivos por los que se requiere una mayor comprensión de los aspectos vinculados a la seguridad de las fundaciones de puentes. Una manera de valorar la seguridad de una obra es la estimación de la fiabilidad. La fiabilidad de una obra se define como la probabilidad de que la obra no falle en un cierto período de tiempo y constituye una medida, en términos probabilísticos, de su seguridad.

Los métodos tradicionales de estimaciones de profundidades de erosión local alrededor de pilas de puentes son determinísticos, y no cuantifican las incertidumbres, a pesar de la complejidad y dispersión en los resultados de los distintos métodos comentados anteriormente. La profundidad de erosión local debe tener un comportamiento aleatorio ya que las variables involucradas en el proceso erosivo lo tienen. Las metodologías determinísticas no pueden incluir ese comportamiento aleatorio, entonces se ha hecho imprescindible un enfoque probabilístico al diseño de la profundidad de las fundaciones de puentes, que permita la evaluación de la probabilidad de fallo de la obra y sus distintos componentes incorporando los métodos actuales de cálculo de la fiabilidad.

1.3.- Objetivo del Estudio

El **objetivo general** de esta tesis es avanzar en el conocimiento del fenómeno de erosión local alrededor de pilas cilíndricas con aplicaciones directas en el desarrollo de metodologías para el diseño. Los avances se realizan en la determinación de la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo hidrogramas de crecida y en la generación de herramientas que permitan la estimación de la fiabilidad de la fundación del puente frente a la erosión local.

Los **objetivos específicos** son los siguientes:

1. Proponer una metodología de estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo flujos no estacionarios alrededor de una pila cilíndrica.
2. Generar un esquema de cálculo para profundidades de erosión al final del pasaje de una onda de crecida alrededor de una pila cilíndrica.
3. Incorporar la aplicación de métodos probabilísticos modernos para el cálculo de la fiabilidad de la profundidad de fundación de puentes con el propósito de generar herramientas de diseño.

Los objetivos (1) y (2) intentan ser mejoras sucesivas de las técnicas de cálculo sugeridas en los manuales de diseño con relación al problema de la socavación. Se pretende alcanzar modelos alternativos que tomen en consideración la variable tiempo en el cálculo de socavaciones.

En particular, el resultado esperado del objetivo (1) es la generación de un algoritmo para la estimación de la evolución temporal de la erosión bajo condiciones de flujo no estacionario (hidro-

grama de crecida). Mientras que en el objetivo (2) se espera presentar un método de estimación de la profundidad de erosión al final de un hidrograma.

El objetivo (3) incorpora el enfoque probabilístico en la determinación de la evolución temporal de la profundidad de erosión alrededor de pilas de puentes. Este enfoque intenta cuantificar las incertidumbres relacionadas con la complejidad del fenómeno y la presencia de variables aleatorias. En particular, se pretenden analizar las incertidumbres de los "parámetros del modelo" de evolución temporal de la profundidad de erosión, de las "variables hidrológicas-hidráulicas" del hidrograma de diseño y de la evolución temporal de la profundidad de erosión durante la vida útil de la obra. La evolución temporal de la erosión local durante la vida útil del puente se analiza a partir de un caso de estudio donde se cuenta con una serie histórica registrada de variables hidrológicas - hidráulicas.

Esta tesis tiene una componente de trabajo experimental. El plan de experimentos consiste en una serie de ensayos de evolución temporal de erosión local bajo condiciones no estacionarias y a su vez se utilizan resultados de ensayos desarrollados en estudios anteriores. El caso considerado en el laboratorio es una pila cilíndrica sobre material granular no cohesivo.

1.4.- Estructura del Estudio

Este trabajo se estructura en 6 capítulos.

Luego de ésta introducción se presenta, en el Capítulo 2, una revisión del estado del conocimiento de los aspectos más relevantes de la erosión en pilas; en particular, los resultados de los principales estudios que consideran la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo condiciones no estacionarias y los trabajos que analizan el enfoque probabilístico, análisis de fiabilidad y tratamiento de las incertidumbres en el problema de erosión local de fundaciones de puentes.

El Capítulo 3 se dedica a la metodología experimental. Allí se presentan las instalaciones experimentales e instrumental utilizado, las características de los materiales y el plan de ensayos desarrollado.

En el Capítulo 4 se analiza la evolución temporal de la profundidad de erosión en condiciones de flujo no estacionario o frente a crecidas. En este Capítulo, sobre la base de datos experimentales, se presentan y evalúan los comportamientos de metodologías para el cálculo de la evolución de la profundidad de socavación y en particular la erosión al final del hidrograma.

En el Capítulo 5 se avanza en un enfoque probabilístico de la estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo flujo no estacionario, con el propósito de generar herramientas de diseño. Este análisis se basa en la metodología de estimación de evolución temporal de la erosión que se presenta en el Capítulo 4. En primera instancia, se determina un enfoque semi-probabilístico que proporciona información en cuanto a la dispersión y variabilidad en la estimación de la profundidad de erosión. Aquí se analiza la incertidumbre del modelo de predicción de la erosión y las incertidumbres hidrológica-hidráulicas, asociadas a la definición del hidrograma de diseño. El análisis de las incertidumbres de las variables hidrológicas - hidráulicas se realiza a partir del estudio de un caso particular con una serie histórica de registros hidrométricos

En una segunda instancia, se presenta un método de determinación de la profundidad de erosión al final de un periodo, que puede ser considerado como la vida útil del puente, y su probabilidad de ocurrencia o fiabilidad frente al modo de fallo erosión local.

Capítulo 2

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1.- Introducción

Las actividades de investigación en hidráulica de puentes desarrolladas en las décadas pasadas reflejan la necesidad de disminuir el riesgo de falla de las estructuras de puentes, unas de las más importantes de nuestra infraestructura civil. La mayor parte de las fallas que han ocurrido pueden atribuirse a la carencia de conocimiento del complejo fenómeno involucrado en el mecanismo de la erosión local.

Hasta el presente, no hay una teoría unificada que pueda ser útil para el diseñador a la hora de estimar, con certeza, la profundidad de erosión en estribos y pilas de puentes. La carencia de una teoría general se debe a la complejidad del problema. Las erosiones que provocan la falla de puentes ocurren durante ondas de crecidas. Estos flujos son no estacionarios y las características geométricas y dinámicas son complejas. El flujo interactúa con variadas mezclas de sedimentos. Frecuentemente en los lechos de los ríos se presentan bancos de arcilla, de arena e incluso afloramientos de rocas. Durante una crecida esas características pueden cambiar drásticamente. El problema es aún más complicado si se tienen en cuenta la gran variedad de geometrías, alineamientos, etc. que pueden tomar las pilas de los puentes.

A su vez, la estimación cuantitativa de la profundidad de socavación local en pilas de puentes es de significativa importancia en muchos problemas de ingeniería civil, vial y ambiental. La complejidad del fenómeno y su importancia ha determinado que numerosos investigadores han abordado el tema desde hace varias décadas, simplificándolo. El abordaje general tiene como objetivo alcanzar alguna metodología, método o ecuación de estimación de la profundidad máxima o de equilibrio de la erosión local en pilas de puentes.

Se ha observado que el diseño de la fundación de pilares de puentes basado en el cálculo de la profundidad de erosión de equilibrio, el cual es alcanzado en muy largas duraciones de flujo, sobreestiman el efecto real. Para el diseño eficiente de la fundación de los pilares de un puente es esencial la predicción confiable de la profundidad de erosión local relacionándolo con características hidrológicas como el pico del hidrograma y el tiempo correspondiente a la profundidad de erosión de equilibrio. Esto puede dar como resultado una reducción en los costos de construcción. Por esto, varios autores han trabajado en las últimas 3 décadas sobre la evolución temporal de la erosión local bajo condiciones estacionarias, avanzando en la modelación del problema real y acotando así las sobreestimaciones mencionadas.

Por más que se ha avanzado, es notorio que el flujo en un río durante una creciente es no estacionario, y los cambios de caudal pueden ser muy rápidos. Por lo tanto, los diseños hidráulicos basados en las metodologías de determinación de profundidades de erosión máximas o la evolución de la profundidad de erosión para un caudal de diseño constante, pueden ser erróneos. En este contexto, la variación temporal de la profundidad de erosión bajo condiciones no estacionarias asume jerarquía en la línea de investigación. Es así, que trabajos recientes comienzan a prestar atención en esta cuestión y parece ser una tendencia clara la investigación y análisis de la profundidad de erosión local lejos de condiciones estacionarias y del concepto de erosión de equilibrio.

En los métodos tradicionales se tiene en cuenta un coeficiente de seguridad lo suficientemente elevado como para compensar las incertidumbres del complejo fenómeno de erosión local; sin embargo el nivel de fiabilidad no es conocido. Al utilizar estimaciones conservadoras, el ingeniero no tiene elementos como para conocer el riesgo de falla de la fundación del puente debido a la erosión local. Debido a que las variables que afectan la erosión local son aleatorias, la profundidad de erosión local debe también tener un comportamiento aleatorio, y entonces un enfoque probabilístico en la estimación de erosión local en pilas de puente es conveniente. En la bibliografía se han detectado unos pocos trabajos que incluyen un enfoque probabilístico y un análisis

de fiabilidad de manera de cuantificar la incertidumbre en las estimaciones de profundidad de erosión local.

En este capítulo se presenta una revisión del estado del conocimiento de los aspectos más relevantes de las erosiones en pilas. En primer lugar, se resume el mecanismo de erosión local, a partir de la descripción de las características del flujo alrededor del obstáculo y del proceso erosivo. A continuación se presenta cómo se ha abordado el objetivo de alcanzar alguna metodología, método o ecuación de estimación de la profundidad máxima o de equilibrio de erosión local en pilas de puentes. Una vez presentadas las particularidades sobre los estudios desarrollados sobre la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo condiciones estacionarias, se detallan los trabajos desarrollados en la evolución de la erosión bajo condiciones de flujo no estacionario. Luego se presentan los antecedentes recopilados en cuanto a los análisis de fiabilidad y enfoque probabilístico en la estimación de la profundidad de erosión local. Antes de finalizar se muestran las características más importantes de los antecedentes existentes en la temática a nivel nacional. Finalmente, se presentan el resumen y las conclusiones del capítulo.

2.2.- Mecanismo de Erosión Local

El mecanismo de erosión local surge de la interacción del patrón de flujo alrededor de la pila y de la interacción entre el flujo y el sedimento. Por lo tanto, para entender el mecanismo de erosión local es necesario entender la estructura del flujo alrededor del obstáculo y el propio proceso erosivo. A continuación se resumen las principales características de la estructura del flujo y del proceso erosivo alrededor de una pila cilíndrica.

Estructura del Flujo Alrededor de la Pila

Una obra hidráulica que interrumpe el flujo en un curso de agua, como puede ser la pila de un puente, introduce cambios muy importantes en el patrón del flujo. Este nuevo patrón de flujo alrededor de la pila se vuelve complejo y muy difícil de abordar hidrodinámicamente. Dicha complejidad crece a medida que se desarrolla la fosa de erosión. Una descripción detallada del “nuevo” flujo es esencial para entender y analizar el fenómeno de desarrollo de la erosión local.

Existen varios estudios que tratan la estructura tridimensional del flujo en torno a pilas, en particular en torno a una pila cilíndrica, como lo son: Shen et al (1965, 1966, 1971), Melville (1975), Ettema (1980), Breusers y Raudkivi (1991), Dey et al (1995), Gosselin (1997), Ahamed y Rajartnam (1998), Graf y Istiarto (2001), Muzzammil y Gangadhariah (2002) y Unger y Hager (2005). Estos trabajos han mostrado que las diferentes componentes del patrón de flujo gobiernan la formación y evolución de la fosa de erosión local.

Las principales características del flujo, indicadas esquemáticamente en la Figura 2.1, son el flujo secundario descendente delante de la pila, el vórtice de eje horizontal que aparece en la base de la pila contra el fondo, llamado “vórtice herradura” (horseshoe vortice), el vórtice de superficie de eje horizontal, que se forma delante de la pila y los vórtices de estela de ejes verticales, que se hallan en el tramo aguas abajo de la pila. El detalle de las principales características del patrón de flujo se describe en cualquiera de las referencias mencionadas anteriormente.

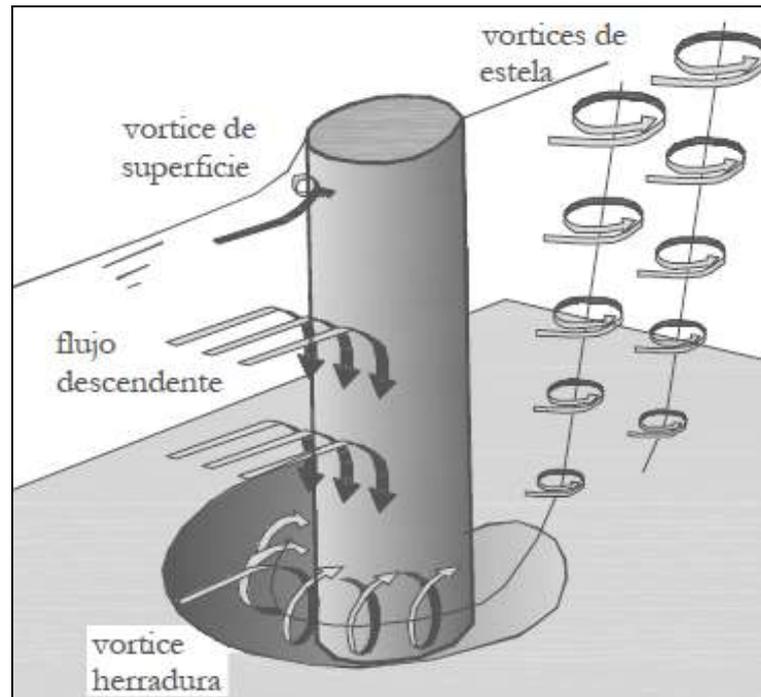


Figura 2.1. Patrón de flujo en torno a una pila cilíndrica erosionada. De Melville y Coleman (2000)

Los investigadores de la erosión en torno a estructuras están básicamente de acuerdo en lo que respecta a la descripción del flujo en torno a la pila. También en que el flujo secundario descendente y el vórtice herradura son los principales motores de la erosión en torno a una pila. Pero en cuanto a las responsabilidades del flujo descendente y del vórtice herradura en el proceso erosivo difieren en algunos aspectos. Mientras hay autores que dicen que el vórtice herradura participa activamente en la erosión del fondo tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo, hay otros que dicen que el vórtice herradura es una consecuencia de la erosión, no la causa de la misma, aunque reconocen que se transforma en efectivo para el transporte de sedimento fuera de la fosa de erosión.

Proceso Erosivo

Existen varios estudios que intentan entender y describir el proceso erosivo, entre los que se destacan: Melville (1975), Nakawa y Suzuki (1975) y Ettema (1980).

Estos autores y muchos otros investigadores están básicamente de acuerdo en lo que respecta al proceso general del desarrollo de la fosa de erosión, mientras difieren en algunos detalles. En resumen, para una pila cilíndrica, hay una etapa inicial durante la cual el sedimento es removido de los lados de la pila donde el flujo ha sido acelerado. El material erosionado es transportado hacia aguas abajo por el flujo. Hasta este punto el proceso local de erosión se asemeja al transporte de sedimento en fondo plano. El desarrollo de la fosa de erosión comienza con la rápida propagación de ambas fosas alrededor del perímetro de la pila hacia aguas arriba hasta encontrarse en la línea central.

Una vez que la fosa es lo suficientemente grande para contener al vórtice herradura, las dimensiones de la fosa aumentan a través del deslizamiento o avalancha del material ubicado en la pendiente. La parte de la fosa de erosión ubicada aguas arriba se desarrolla rápidamente y es de forma troncocónica truncada con una pendiente igual o similar al ángulo de reposo del material del lecho.

Como el material de los taludes de la fosa se desliza o desmorona, es movilizado contra la pila a la zona de arrastre o de erosión. Una vez que las partículas de sedimento son puestas en suspensión, son barridas hacia aguas abajo. Si las partículas son elevadas suficientemente, pueden interactuar con los vórtices de estela, ser elevadas más aun en la columna de agua y ser transportadas y depositadas aguas abajo. De otra manera, la partícula que no es elevada lo suficiente como para interactuar con los vórtices de estela, pueden ser barridas directamente detrás de la pila y se incorporan a la zona de relativa calma existente entre esos vórtices. Aquí las partículas se depositarán y formarán la característica duna que se observa detrás de la estructura.

La fosa continua creciendo hasta que se vuelve lo suficientemente profunda como para que el debilitamiento del vórtice herradura y del flujo descendente, les impida movilizar y remover partículas desde la fosa. En el caso de lecho vivo, la cantidad de sedimento removido es exactamente igual a la cantidad de sedimento depositado en la fosa, suministrado desde aguas arriba. A esta altura, se aproxima al equilibrio y la fosa se acerca a sus máximas dimensiones para las condiciones de flujo dadas.

2.3.- Profundidad de Erosión Local de Equilibrio

Marco de análisis

El abordaje típico de este problema es a partir de un enfoque experimental en base al análisis dimensional del proceso erosivo.

En secciones rectangulares anchas, se considera que la erosión local en una pila, d_s es función del diámetro D de la pila, de las propiedades del fluido (densidad ρ y viscosidad ν del agua), de las propiedades del sedimento (densidad ρ_s , tamaño d_{50} y dispersión granulométrica σ_g), de las condiciones del movimiento aguas arriba (velocidad media u y profundidad de agua h), de la gravedad g y del tiempo t , es decir

$$d_s = f(D, \rho, \nu, \rho_s, d_{50}, \sigma_g, u, h, g, t), \quad \text{Ec. 2.1}$$

de tal manera que, por análisis dimensional

$$\frac{d_s}{D} = f\left(\frac{uD}{\nu}, \frac{\rho_s}{\rho}, \frac{d_{50}}{D}, \sigma_g, H \equiv \frac{h}{D}, F \equiv \frac{u}{\sqrt{gD}}, T \equiv \frac{\sqrt{gt}}{\sqrt{D}}\right), \quad \text{Ec. 2.2}$$

u otras expresiones alternativas equivalentes (Simarro et al, 2007).

El rol de la viscosidad en el proceso erosivo no ha sido completamente entendido, por lo que la hipótesis de despreciar los efectos viscosos es una simplificación que si bien reduce la dificultad del problema no se encuentra rigurosamente justificada. La gran mayoría de las investigaciones (Melville y Coleman, 2000; Breusers y Raudkivi, 1991; Richardson y Davis, 1995) continúan el análisis asumiendo la ausencia de efectos viscosos y densidad de sedimento constante, eliminando ρ , ρ_s y ν . Por lo tanto, el parámetro adimensional $Re_p = uD/\nu$ (número de Reynolds asociado a la pila) puede eliminarse en el análisis dimensional. Sin embargo, existe una fórmula (presentada por Shen et al. en 1969, ver Melville y Coleman, 2000) que responde a la forma $d_s/D = k_1 Re_D^{k_2}$ (donde k_1 y k_2 son constantes), la cual aparece como una de las más precisas (o mejor dicho, menos imprecisas) en el estudio de Johnson (1995). Johnson realizó uno de los escasos análisis de la

bondad de las fórmulas (que se disponían hasta la fecha) como estimadores de la profundidad de erosión local de equilibrio comparándolas con datos de campo.

La simplificación a partir de desprestigiar los efectos viscosos y en general el rol de cada parámetro adimensional en la profundidad de erosión de equilibrio se analiza, a partir de un estricto análisis dimensional, en López (2007), Teixeira et al (2006) y Simarro et al (2007).

A pesar de que existe una considerable cantidad de trabajos en torno a la profundidad de erosión de equilibrio no existe uniformidad entre los distintos autores sobre el peso de los distintos parámetros adimensionales en juego.

El proceso de erosión local es dependiente del tiempo. El equilibrio entre la capacidad erosiva del flujo y la resistencia al movimiento del material del fondo es alcanzado progresivamente. En condiciones de lecho vivo, la profundidad de erosión de equilibrio o final se alcanza rápidamente como se ilustra en la Figura 2.2 y fluctúa debido a los efectos de la migración de las forma de fondo. Mientras que en condiciones de agua clara la profundidad de erosión evoluciona hacia la de equilibrio más lentamente, como muestra la Figura 2.2.

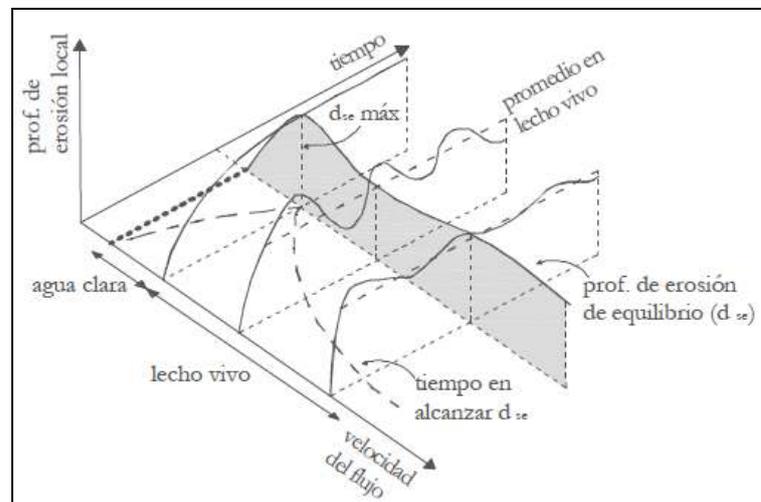


Figura 2.2. Variación de la profundidad de erosión máxima con el tiempo y la intensidad de flujo. De Melville y Coleman (2000)

Ecuaciones de Diseño de Profundidades de Erosión Local de Equilibrio

La estimación de la profundidad de erosión ha atraído considerablemente el interés de investigación, y una numerosa cantidad de métodos de predicción existen en el presente. La predicción de algunos de los más conocidos métodos fueron comparados con una gran cantidad de datos de campo por Johnson (1995). Si bien en ese trabajo se concluye que es necesario continuar esa investigación, se sugiere que existen métodos de predicción de erosión en pilas aceptables para determinados rangos de parámetros de flujo. Un análisis de la bibliografía sobre el tema de socavación local en pilas sugiere la posibilidad de clasificar a las formulaciones existentes en dos grandes grupos: por un lado aquellas que se basan en relaciones puramente empíricas sobre datos observados, y por el otro las que procuran, sobre la base de una relación formal supuesta, analizar la forma de las funciones en base a los mecanismos dominantes ya mencionados y calibrar sus parámetros a partir de datos experimentales. En el primer grupo pueden enmarcarse las ecuaciones CSU o HEC-18 (Richardson y Davis, 1995) y de Su (1995), mientras que en el segundo grupo pueden incluirse algunas formulaciones posteriores como las de Melville y Coleman (2000), Franzetti et al. (1998) y Sheppard (2003).

Las ecuaciones de erosión en pilas comúnmente usadas fueron desarrolladas por Melville y Sutherland (1988), Richardson y Davis (1995), Hancu (1971), y Bresusers et al. (1977) entre otros, como se ha señalado anteriormente. Estas ecuaciones fueron propuestas para estimar solo la profundidad de erosión de equilibrio o máxima. Algunos investigadores, por ej., Bresusers et al. (1977), Melville y Chiew (1999), sugirieron que el tiempo correspondiente a la profundidad de erosión de equilibrio puede llegar a ser ilimitado, en base a que el equilibrio de la profundidad de erosión en condiciones de flujo en agua clara es alcanzado asintóticamente con el tiempo. En base a estudios de escala de tiempo de erosión local, Melville y Chiew (1999) concluyeron que el 50-80% de la asíntota que puede ser la profundidad de erosión de equilibrio se logra luego del 10% del tiempo de equilibrio, dependiendo de la velocidad del flujo de aproximación. Por ejemplo, se puede inducir que si las condiciones de diseño persisten durante un 10% del periodo de tiempo en el que se alcanza la erosión de equilibrio, la profundidad de erosión de diseño es, al menos, del orden de 20-50% menor que la profundidad de equilibrio, dependiendo de las características hidráulicas del flujo predominante. En este contexto, la variación temporal de la profundidad de erosión asume importancia.

Limitaciones de los Métodos de Estimación de Erosión Local.

El ingeniero ha sido forzado a utilizar relaciones experimentales que pueden no ser adecuadas debido a la gran cantidad de variables intervinientes en el fenómeno. Los métodos desarrollados para la estimación de las máximas socavaciones se basan en criterios conservadores, dada la insuficiencia de datos para evaluar algunas de las variables en juego. En resumen, el complejo proceso de socavación que ocurre en las pilas de puentes, así como los factores de escala y condiciones de similitud de los modelos físicos, comprometen la posibilidad de realizar una modelación del fenómeno que sea representativa, y por tanto el desarrollo de una metodología de estimación de la profundidad de erosión local con cierta precisión para un amplio rango de validez.

La gran mayoría de los procedimientos para la estimación de la profundidad de erosión local hasta hoy desarrollada están basados en datos de laboratorios derivados de modelos ideales del cruce de un puente. Las ecuaciones tienen limitaciones debido a este enfoque ideal. Las limitantes de los estudios se basan en el uso de:

- Modelos de fundaciones rígidas e idealizadas
- Canales de laboratorios típicos: rectos y rectangulares
- Flujos uniformes y estacionarios
- Material del lecho de tamaño uniforme, homogéneo y no-cohesivo.

En la realidad, donde se encuentra el cruce de un puente, estas condiciones son sustancialmente diferentes a las representadas en laboratorio, por lo que se debe tener sumo cuidado en la aplicación de las ecuaciones. Sin embargo, en general, las ecuaciones desarrolladas proporcionan resultados de la profundidad de erosión local en todas las situaciones muy conservadores, ofreciendo una excesiva sobreestimación de la profundidad de erosión.

Los escasos análisis de la bondad en base a datos de laboratorio y de campo de los métodos actualmente disponibles para estimar las profundidades de socavación local en pilas de puentes, Farias (2004) y Johnson (1995), concluyen que los métodos presentan importantes limitaciones, ya que la gran mayoría de las formulaciones, como la ecuación CSU o HEC18 (quizás la fórmula más difundida para evaluar la socavación local), están basadas en datos de laboratorio que no han sido tratados debidamente en su análisis inicial. Por lo tanto resulta necesario revisar dichas ecuaciones incorporando nueva información experimental (de laboratorio y de prototipo), y ampliando los rangos de los parámetros fundamentales. A su vez se agrega que las predicciones que se obtienen con las ecuaciones pueden conducir a errores importantes, aunque en la gran mayoría de las fórmulas estos son sobreestimaciones de las socavaciones máximas, resultando en diseños de

las estructuras de cimentación demasiado conservadores. Los autores antes citados reconocen que es necesario compilar más datos de socavación en ríos a fin de profundizar los análisis de las bondades y limitaciones de las formulaciones existentes.

2.4.- Evolución Temporal de la Profundidad de Erosión Local Bajo Condiciones de Flujo Estacionario

La evolución temporal de la profundidad de erosión en condiciones de flujo estacionario ha sido atendida desde hace años por la comunidad científica. Un detalle de los antecedentes bibliográficos se presenta en la Tesis de Maestría (López, 2007). Allí se presenta un resumen de las actividades desarrolladas por Chabert y Engeldinger (1956), Shen et al (1966), Cartens (1966), Dietz (1972), Cunha (1975), Nakagawa and Suzuki (1975), Ettema (1980), Franzetti et al. (1989), Yanamaz y Altibilek (1991), Kothayari et al. (1992), Chiew y Melville (1996), Melville y Chiew (1999), Cardoso y Bettes (1999), Oliveto y Hager (2002), Miller (2003), Mia y Nago (2003).

Un objetivo particular de Tesis de Maestría (López, 2007) fue validar un modelo de evolución temporal de la profundidad de erosión alrededor de una pila cilíndrica cimentada en lecho granular uniforme bajo condiciones de flujo estacionario. Se procuró una mejora de las técnicas de cálculo sugeridas en los manuales de diseño con relación al problema de la socavación, alcanzando un modelo alternativo que tome en consideración la variable tiempo en el cálculo de socavaciones.

En ese trabajo se han presentado los resultados de 29 ensayos experimentales de la evolución temporal de la profundidad de erosión frente a la pila cilíndrica cimentada sobre lecho granular uniforme y bajo la acción de un caudal constante (flujo estacionario).

Entre los resultados más importante se destaca la implementación y evaluación de los modelos propuestos por: Shen et al (1966), Franzetti et al. (1989), Sumer et al (1992), Melville y Chiew (1999), Oliveto y Hager (2002), Mia y Nago (2003), y Chang et al (2004). Estos modelos analizan la dependencia del tiempo en la profundidad de erosión para condiciones de flujo estacionario. El amplio rango de resultados obtenidos en los diferentes modelos que existe entre las predicciones realizadas por los distintos modelos muestra la dificultad que presenta lograr predecir de manera aceptable la evolución temporal de la erosión local. De este análisis se desprende que la ecuación propuesta por Oliveto y Hager (2002) es la que mejor predice la evolución temporal de la profundidad de erosión local alrededor de pilas de puentes bajo condiciones estacionarias

2.5.- Evolución Temporal de la Profundidad de Erosión Local Bajo Condiciones de Flujo No Estacionario.

Si bien la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo condiciones estacionarias es una aproximación a la realidad, este avance no alcanza a representar las condiciones hidráulicas reales. El flujo en un río durante una creciente es no estacionario. En tramos de ríos naturales en el entorno de las condiciones de caudal pico la variación temporal del caudal es pronunciada, y no existe la seguridad de que la evolución de la profundidad de la fosa de erosión bajo estas condiciones reales sea representada por las condiciones de flujo en condiciones estacionarias.

Teniendo en cuenta lo anterior, la practica general de emplear el caudal pico para evaluar la erosión máxima e incluso la evolución temporal de la profundidad de erosión debe ser cuestionada. Utilizar el caudal pico para el diseño puede sobreestimar la profundidad de erosión en comparación con la condiciones reales bajo hidrogramas de crecidas. Por lo tanto, es recomendable tender al diseño con la incorporación de la variación temporal de los parámetros hidráulicos.

A pesar de lo mencionado anteriormente y siendo notorio que las fundaciones de puentes fallan principalmente durante crecientes, se constata que el efecto de los caudales y profundidades de agua no estacionarios sobre pilas y estribos de puentes no ha recibido hasta ahora la suficiente atención. Esto puede ser atribuido a dos razones principales: la dificultad de la experimentación durante una variación relativamente rápida de parámetros como el caudal y el tirante y los propios problemas existentes ya mencionados con las formulaciones que estiman la erosión de equilibrio y la evolución temporal de la erosión en condiciones estacionarias.

Los trabajos más relevantes que analizan la variación temporal de la profundidad de erosión en pilas de puentes bajo condiciones de flujos no estacionarios son: Kothyari et al. (1992), Chang et al. (2004), Oliveto y Hager (2005), López et al. (2006), Hager y Unger (2005) y (2010), Lai et al. (2009), Harris et al. (2010) y Lu et al. (2011).

Kothyari et al. (1992) realizaron experimentos sobre la variación temporal de la erosión alrededor de pilas de puentes cilíndricas ubicadas sobre lechos uniformes, no uniformes y estratificados, bajo condiciones estacionarias y no estacionarias de agua clara. Considerando el vórtice primario en el frente de la pila como primer agente causante de la erosión, desarrollaron un procedimiento de cálculo para la variación temporal de la profundidad de erosión bajo esas condiciones. A su vez, mostraron que la no uniformidad y la estratificación del sedimento poseen un significativo efecto en la profundidad de erosión.

Chang et al. (2004) llevaron a cabo experimentos de erosión en pilas de puentes bajo condiciones estacionarias y no estacionarias de agua clara con sedimento uniforme y no uniforme. Investigaron la variación de tamaño del sedimento del lecho de fondo alrededor de la pila y de la desviación geométrica estándar de la distribución del tamaño de grano. También, en base a datos experimentales, presentan un modelo de simulación de la evolución de la profundidad de erosión bajo condiciones de flujo estacionario en sedimento no uniforme. A su vez, propusieron un esquema de cálculo para la evolución de la profundidad de erosión bajo condiciones de flujo no estacionario, representado a través de hidrogramas escalonados, obteniendo buenos ajustes entre los resultados de cálculo y sus resultados experimentales.

Con un análisis comparativo de los resultados de ensayos estacionarios y no estacionarios con lecho de sedimento uniforme, observaron que se superponen las evoluciones de la erosión bajo condiciones estacionarias y bajo condiciones no estacionarias, considerando el mismo caudal del hidrograma. En base a esta observación, es que proponen y analizan un esquema de cálculo de la evolución de la profundidad de erosión bajo flujo no estacionario.

Como observaciones generales realizadas en los experimento bajo condiciones no estacionarias de Chang et al. (2004) se subraya que (1) la profundidad de erosión crece constantemente durante el pasaje de la rama creciente del hidrograma, y evoluciona solo levemente con el pasaje de la rama descendente del hidrograma; (2) que la influencia del tiempo pico sobre la profundidad de erosión no es de gran importancia, mientras que el valor del caudal pico juega un rol importante sobre el desarrollo de la profundidad de erosión local; (3) que la tasa de erosión crece significativamente con los cambios de caudales hacia valores más altos.

Para entender las principales características de la erosión local producida por los hidrogramas de crecidas, Oliveto y Hager (2005) realizaron algunos ensayos de dos tipos de hidrograma: con un solo pico y con doble pico, donde analizaron el efecto del flujo no estacionario en el desarrollo de la fosa de erosión.

El procedimiento de cálculo propuesto por Oliveto y Hager (2005) para la erosión local en pilas de puentes bajo condiciones de flujo no estacionario se resume de la siguiente manera: (1) determinar la pareja de los parámetros variables (Q y h) mínimos que producen erosión; (2) discretizar la zona del hidrograma "erosionable" que se aconseja hacer en 10 escalones; y (3) superponer la

evolución de la profundidad de erosión para caudal constante, para cada escalón de la discretización mencionada, al igual que han propuesto los anteriores autores.

Las desviaciones que encontraron los propios autores en su metodología se las atribuyeron al efecto del coeficiente de ajuste experimental de la ecuación de evolución de la fosa en condiciones estacionarias, ya que varios de los escalones de los hidrogramas ensayados por los autores están fuera del rango de validez de la ecuación de condiciones estacionarias.

López et al. (2006) en la discusión del artículo de Oliveto y Hager (2005) corrigieron y verificaron la metodología antes descrita para condiciones en flujo no estacionario. López et al (2006) concluyeron que con las correcciones que corresponden, la concordancia entre los datos experimentales y los resultados de cálculos es aceptable. Se reconoce, a su vez, que más experimentos son necesarios para una justificación final del presente modelo para condiciones no estacionarias. De todas maneras el procedimiento es directo y relativamente eficiente, permitiendo una predicción de la profundidad de la erosión bajo condiciones no estacionarias.

Hager y Unger (2005) y (2010) analizan, desde el punto de vista experimental y teórico, el efecto de un hidrograma con un solo pico sobre la erosión local alrededor de una pila cilíndrica en un lecho granular. Estos autores presentan la evolución temporal de la profundidad de erosión y la profundidad de erosión al final del hidrograma relacionados con el número de Froude de sedimento, determinado por las condiciones hidráulicas del pico del hidrograma, el tiempo al pico del hidrograma y por el diámetro medio del sedimento.

Lai et al. (2009) proponen una ecuación para la estimación de la profundidad de erosión al final del hidrograma, a partir del análisis de las características de la evolución de la profundidad de erosión frente a la ocurrencia de diferentes ramas ascendentes de hidrogramas. Esta propuesta tiene en cuenta el efecto dado por las condiciones de flujo no estacionarias a partir de un parámetro de no estacionalidad del flujo, que considera la intensidad de flujo en el pico y el tiempo al pico del hidrograma.

Harris et al. (2010) presentan un modelo de predicción de la evolución temporal de la erosión alrededor de estructuras offshore bajo la acción del flujo producido por la corriente, el oleaje y la combinación de ambas. El modelo ha sido evaluado con datos de campo y ensayos experimentales. Los resultados muestran que la evolución de la erosión local puede ser delineada. En particular, el modelo presenta problemas en la rama ascendente donde la evolución prevista por el modelo es más rápida que la observada en los datos de campo y laboratorio. En este trabajo se llega a algunas conclusiones acerca de los procesos que predominan en el proceso erosivo. Por ejemplo, verificando que en aguas someras la erosión producida por el oleaje es el que tiene mayor importancia mientras que en aguas profundas son las erosiones producidas por las corrientes las que tienen mayor relevancia.

Lu et al. (2011) analizan el caso de una pila compleja no uniforme, en particular una pila con la fundación expuesta. Ellos proponen un modelo semi-empírico para determinar la evolución temporal de la profundidad de erosión local alrededor de una pila con cabezal. Ellos adaptan el modelo propuesta por Mía y Nago (2003) y Raudkivi (1996) para el caso de la pila que analizan. El modelo simula la totalidad del proceso erosivo incluyendo tres zonas. En la zona 1 el proceso erosivo es similar al de una pila cilíndrica uniforme. En la zona 2 la profundidad de erosión se mantiene constante dado por la exposición del tope de la fundación mientras la fosa crece en sus dimensiones en planta. En la zona 3 la geometría de la fundación de la pila es la que influye en el proceso erosivo. El modelo tiene un comportamiento aceptable al compararlo con resultados experimentales desarrollados con ese propósito.

2.6.- Fiabilidad y Enfoque Probabilístico en Erosión Local

La fiabilidad designa la probabilidad de que un sistema cumpla satisfactoriamente con la función para la que fue diseñado, durante determinado período y en condiciones especificadas de operación. Así un evento que interrumpa ese funcionamiento se denomina falla.

El desarrollo de las concepciones y técnicas para el análisis de confiabilidad de sistemas ha estado asociado al desarrollo de tecnologías complejas y de alto riesgo, tales como la aeronáutica, militar y nuclear. Las primeras preocupaciones surgieron en el sector aeronáutico.

El campo de aplicación de la Fiabilidad se amplía constantemente. Todos los sistemas de ingeniería, simples y complejos, pueden beneficiarse de la aplicación integrada de los conceptos de esta teoría en sus fases de planeación, diseño y operación. Un aumento de la fiabilidad conlleva, en general, el aumento a corto plazo de los costos. Pero este aumento de la fiabilidad puede revertirse en ganancia en un plazo mayor, y puede significar, por otra parte, una disminución de riesgos para la salud y la vida de las personas, y para el medio ambiente. Ahora, el aumento de los costos debe compensarse con la disminución del riesgo, es decir, se debe establecer una adecuada relación entre el costo y el beneficio que se obtendrá, con el fin de no exagerar ni escatimar las provisiones de seguridad.

La teoría de la fiabilidad se ocupa principalmente de las fallas de los sistemas. Sin embargo, no indaga tanto en los fenómenos que las causan sino en la frecuencia con que ocurren. Por lo tanto no es una teoría física de las fallas, sino una teoría estadística, una teoría de probabilidades.

En los últimos tiempos se ha hecho imprescindible una aproximación probabilística al diseño de las obras hidráulicas, que permita la evaluación de la probabilidad de fallo de la obra y sus distintos componentes incorporando los métodos actuales de cálculo de la fiabilidad. Convencionalmente, la seguridad de las obras hidráulicas se ha estimado en forma determinística, asociando solamente carácter probabilístico a la elección de un valor característico de la variable medioambiental predominante (usualmente la “ola de diseño”, “caudal de diseño”, etc.) la que es elegida a partir de un cierto período de retorno fijado. Sin embargo en una obra hidráulica la mayor parte de las veces las condicionantes de la seguridad y de la operatividad tienen carácter aleatorio y por lo tanto los niveles de seguridad y operatividad de la obra también lo tendrán.

En general, salvo algunas excepciones, los métodos de predicción de la erosión local se basan sobre un enfoque determinístico y por tanto no tienen en cuenta la cuantificación de incertidumbres y errores. Además, las ecuaciones determinísticas que se originan a partir de evolventes generados con trabajos experimentales no especifican que tan conservadora es la estimación que realizan en comparación con datos registrados.

En función de la complejidad antes mencionada del proceso de erosión local, parece necesario incluir una cuantificación de las incertidumbres asociadas a la estimación de la profundidad de erosión con el fin de proporcionar información para el diseño de las fundaciones de puentes o de medidas de mitigación. De esta manera se incorpora un enfoque probabilístico al diseño y por tanto un análisis de la fiabilidad. En ese sentido, en los últimos años se han realizados estudios que incorporan este enfoque en el análisis de la erosión local (Johnson y Ayyub, 1992; Johnson, 1992; Johnson et al., 1996; Johnson y Dock, 1998; Johnson y Niezgoda, 2004; Brandimarte et al., 2006; Bolduc et al., 2008).

Johnson y Ayyub (1992) desarrollaron un método para la determinación de la probabilidad de falla de una pila por efecto de la erosión, durante toda la vida útil de la obra. El análisis involucra la simulación de la erosión en la pila por un periodo de tiempo y la determinación de la probabilidad que el puente pueda fallar durante ese periodo, a partir de una función de comportamiento lineal, donde se determina la distribución y el coeficiente de variación de cada variable aleatoria a través de la simulación.

Johnson (1992) analiza la relación entre el riesgo de falla y los factores de seguridad al estimar la profundidad de erosión local. Este análisis se realiza a partir del abordaje de diseño probabilístico ampliamente utilizado en otras ramas de la ingeniería, incorporando estimaciones de las incertidumbres asociadas. Por otra parte, se modifica una ecuación de uso común en la determinación de la profundidad de erosión con el propósito de incluir la estimación de la probabilidad de falla.

Johnson et al. (1996) utilizaron un modelo de regresión difusa (fuzzy regression) para analizar las incertidumbres en la predicción de erosión en pilas de puentes. Los factores de desvío difuso describen el apartamiento de las profundidades de erosión calculadas con las observadas en laboratorio y han sido estimadas a partir de entrenar la regresión con los datos disponibles. La regresión difusa es un método de calibración de los coeficientes numéricos difusos a partir de una ecuación lineal. El dato de salida, en este caso la profundidad de erosión, es un número difuso, a partir de que los coeficientes de regresión son parámetros difusos. La determinación del factor de desvío del parámetro difuso es muy útil para interpretar la incertidumbre en la determinación de la profundidad de erosión local y le otorga un enfoque probabilístico al diseño de fundaciones de puentes.

Johnson y Dock (1998) desarrollaron un enfoque probabilístico para la estimación de la erosión utilizando los métodos determinísticos del modelo HEC-18. El análisis incluye las incertidumbres del HEC-18, tanto en la determinación de los parámetros como en la estimación de las variables hidráulicas para eventos de tormenta.

Johnson y Niezgodá (2004) utilizan también un enfoque probabilístico y un análisis de riesgo pero aplicado a medidas de protección frente a la erosión local. Estos autores presentan un método de clasificación, comparación y selección de medidas de control frente a la erosión local en base a un análisis de riesgo. El análisis de riesgo lo realizan utilizando modos de falla y análisis de efectos (FMEA) y número de prioridad de riesgo (RPNs).

Brandimarte et al. (2006) presentan una metodología para el análisis del riesgo de la erosión local en fundaciones de puentes. El estudio acopla la técnica de simulación sintética de series temporales de caudales con un modelo de erosión local para suelos cohesivos y estima la profundidad de erosión al final de la vida útil del puente. Se generan varias repeticiones de series sintéticas de caudales de longitud igual a la vida útil del puente a partir de un modelo estocástico. La generación de las series sintéticas de caudal se realizan mediante un modelo FARIMA (Fractionally differenced Autoregressive Integrated Moving Average). La simulación del modelo de erosión se repite para un número independiente de series sintéticas de caudales para una longitud igual a la vida útil del puente. De esta manera, se obtiene la distribución de probabilidad de la profundidad de erosión al final de su vida útil.

Bolduc et al (2008) analizan dos modelos determinísticos de predicción de profundidad de erosión (HEC-18 arena y HEC-18 arcilla). El análisis de datos experimentales y de campo se realiza con el objetivo de construir modelos probabilísticos usando un enfoque estadístico Bayesiano. El modelo probabilístico cuantifica el desvío de la estimación del modelo determinístico y la incertidumbre del modelo. A partir del modelo probabilístico, se desarrolló un análisis de fiabilidad para estimar la probabilidad de que sea excedida una determinada profundidad de erosión umbral en una pila de puente. Se analizó el efecto de la incertidumbre epistémica en los parámetros del modelo a partir de un análisis de primer orden, donde se han determinado las bandas de confianza de las estimaciones de probabilidad. Esto se demuestra en un ejemplo.

2.7.- Antecedentes a Nivel Nacional

A nivel nacional, se deben destacar en primer lugar los trabajos sobre sedimentación y erosión desarrollados, en la década del 60, en el entonces llamado Departamento de Mecánica de los

Fluidos del Instituto de Máquinas de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura, por el Prof. Ing. Oscar Maggiolo. En particular, resultan de interés el estudio realizado que dio origen a los informes: “Socavación Localizada en las Pilas del Puente Sobre el Brazo de Desagüe de la Laguna Garzón” de diciembre de 1960 y “Local Bed Scour Around Obstacles in Rivers” de septiembre de 1961.

Otro antecedente, es sobre la necesidad de incluir la variable tiempo en el cálculo de la socavación de estribos, a partir del diagnóstico y proyecto de reparación de un puente ferroviario en el departamento de Treinta y Tres, colapsado en octubre del año 2001. En ese caso se desarrolló una investigación en el IMFIA que motivara un artículo presentado en el XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica (IHAR), La Habana, Cuba (Teixeira y López, 2002) y que fuera el punto de partida de la línea de investigación que ha dado origen a esta tesis.

Trabajos del Prof. Ing. O. Maggiolo en la década del 60

Los estudios de la década del 60 fueron desarrollados ante la solicitud de determinar la socavación localizada previsible en las pilas de un puente que se proyectaba construir sobre el desagüe de la Laguna Garzón. Como testimonio de él se encuentra el informe “Socavación Localizada en las Pilas del Puente Sobre el Brazo de Desagüe de la Laguna Garzón” de diciembre de 1960.

Ese trabajo se basa en un análisis experimental de la profundidad máxima de erosión alrededor de pilas cuadradas. Para esto, se realizaron ensayos en un canal especialmente construido de 11.00 m de longitud, 1.50 m de ancho y una altura total de 0.70 m, que se ilustra en la Figura 2.3. Se dispuso en el fondo de este canal una capa de 0.10 m de espesor de sedimento cuyo diámetro medio era de 1.9 mm. La alimentación de agua se realizó desde la planta general de bombeo del laboratorio alcanzando una capacidad máxima de 200 l/s. Se modelaron pilas cuadradas de 1.5, 5, 10, y 26.5 cm de lado. Como parte de los resultados experimentales se presenta, en la Figura 2.4, el relevamiento taquímetro realizado.



Figura 2.3. Instalaciones del ensayo presentadas por Maggiolo.



Figura 2.4. Relevamiento taquimétrico presentado por Maggiolo.

A pesar de los resultados presentados por Maggiolo para la determinación de la profundidad de socavación máxima en torno a la pila cuadrada del prototipo, el autor aconseja tomar un coeficiente de seguridad no menor a 2 sobre esos valores, con motivo de cubrir las diferencias presentes entre el escurrimiento en laboratorio y en la naturaleza.

Este mismo análisis experimental dio lugar a un estudio más generalizado plasmado en el informe “Local Bed Scour Around Obstacles in Rivers” de septiembre de 1961, cuya base son los resultados y observaciones antes mencionadas. Como complemento en este trabajo se presenta la evolución de la profundidad de erosión frente a la pila, presentado en la Figura 2.5, concluyendo que la profundidad de erosión de equilibrio se alcanza con una ecuación exponencial. Al presentar los resultados de profundidad de erosión de equilibrio en función de la profundidad de agua, ambos adimensionados con el ancho de pila, se observó que para profundidades adimensionadas de agua menores a 5 el comportamiento es similar al reproducido por la relación encontrada por Laursen y que la curva presenta un máximo en el entorno de ese valor. A su vez, avanzó en una expresión analítica para la profundidad de erosión de equilibrio y varias simplificaciones. Maggiolo concluyó que como una primera aproximación, la profundidad de erosión local máxima frente a un obstáculo puede ser expresada en función del ancho del mismo y puede ser estimada por la siguiente relación.

$$ds_{\max} = 2.32B \quad \text{Ec. 2.3}$$

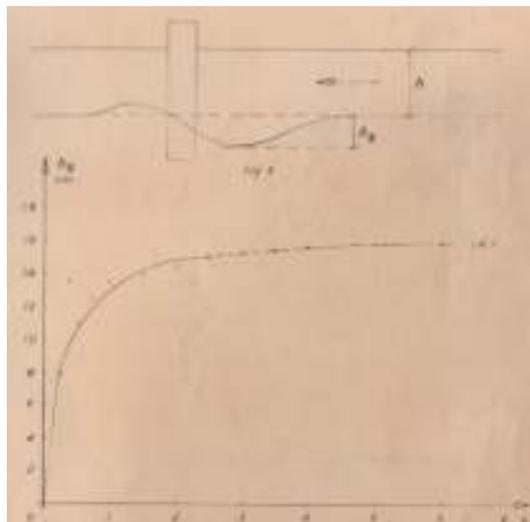


Figura 2.5. Resultados de evolución temporal de la erosión presentados por Maggiolo.

Trabajos en el IMFIA

En los últimos años se han realizados estudios de asesoramiento en el marco de Convenios suscritos por el IMFIA, donde se destacan:

- “Diagnóstico hidráulico de la avería y proyecto de la reconstrucción del puente ferroviario sobre el Arroyo Molles en el Departamento de Treinta y Tres” 2002. IET-IMFIA-AFE.
- “Peritaje sobre la avería del puente sobre el arroyo Guayabos, Ruta 90 Km. 75.300.” 2002. Peritaje para el Poder Judicial.
- “Diagnóstico hidráulico e hidrológico de la falla del terraplén ferroviario ubicado en la ciudad de Paso de los Toros”. 2002 IET-IMFIA-AFE.

El estudio realizado para el puente sobre el arroyo Molles motivó la necesidad de incluir la variable tiempo en el cálculo de la socavación de estribos, dando lugar al artículo (Teixeira y López, 2002) “Influencia del tiempo en la socavación local de estribos de puente” presentado en el XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica (IAHR) en Cuba. Este estudio ha sido el que dejara en evidencia la necesidad de continuar el avance en el estudio de la erosión local y a partir de esto se ha confirmado esta línea de investigación, dando lugar a la publicación de dos tesis de Maestría y de Doctorado.

A su vez, se ha desarrollado la línea de investigación en erosión local en estrecha colaboración y vinculación con el Grupo de Aguas de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de la Universidad de Castilla La Mancha (España) , en el marco de un convenio de colaboración suscrito entre ambas Universidades.

El principal antecedente del presente trabajo es la tesis de Maestría presentada en Marzo de 2007 y cuyo título es “Erosión Local en Pilas de Puentes: Erosión de Equilibrio y Evolución Temporal de la Erosión Local” (López, 2007).

El objetivo general de la tesis de Maestría fue avanzar en el conocimiento del fenómeno de erosión local en torno a pilas cilíndricas y de su evolución temporal, con aplicaciones directas en los cálculos de erosiones para el diseño.

A partir de una fuerte base experimental, se ha estudiado: (1) el análisis dimensional de la profundidad de erosión final y (2) la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo condiciones de flujo estacionario.

A partir de un estricto análisis dimensional y basado en los resultados experimentales, se concluye que para valores del parámetro $D/d_{50} > 100$ prevalece el efecto del número de Froude de pila ($Fr_p = V/(gD)^{0.5}$), mientras que para los casos en que $D/d_{50} < 100$ prevalece el efecto del número de Froude del sedimento ($Fr_s = V/(gd_{50})^{0.5}$). A partir de esto, se propone una formulación aproximadas para el cálculo de la profundidad de socavación de equilibrio. A su vez, se analiza la pertinencia de incluir a la intensidad de flujo como parámetro descriptor de la erosión de equilibrio.

El análisis de los datos experimentales obtenidos de los ensayos realizados bajo condiciones estacionarias ha permitido, además de observaciones generales sobre el proceso erosivo y la forma de la fosa de erosión, seleccionar una metodología para la estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo esas condiciones. Para ello se han implementado y comparado con los resultados experimentales 7 modelos extraídos de la bibliografía.

Se encontró que la ecuación propuesta por Oliveto y Hager (2002) es la que mejor predice la evolución temporal de la profundidad de erosión local alrededor de pilas de puentes bajo condiciones estacionarias. Esta metodología de estimación directa y sencilla está basada en un estricto análisis

dimensional, y los parámetros adimensionales que presentan parecen ser los más adecuados para describir este fenómeno.

Finalmente, en el trabajo de Tesis de Maestría se explicita la necesidad de continuar avanzando en diversos aspectos de la problemática de la erosión local. En particular, en lo que respecta a la evolución temporal de la profundidad de erosión tanto bajo condiciones estacionarias como no estacionarias y la inclusión de un enfoque probabilístico en esta problemática.

Por otra parte, se destacan los trabajos del Dr. Ing. Christian Chreties (IMFIA) que ha realizado sus tesis de Maestría y Doctorado (Chreties, 2008 y 2012) en esta temática.

Chreties (2008) presenta el estudio de la dependencia de la forma de la fosa de erosión respecto a las condiciones de flujo que la generan para el caso de pilas cilíndricas individuales; en base a lo cual se propuso y verificó una nueva metodología para la determinación de la erosión de equilibrio en laboratorio. Esta nueva metodología se apoya en una hipótesis básica que consiste en asumir que la geometría de la fosa de erosión queda definida únicamente por el ángulo de reposo interno del sedimento y la profundidad máxima de erosión frente a la pila. Esto significa que la geometría de la fosa se pueda asumir independiente de las condiciones de flujo que la generaron, lo que se denomina "ausencia de memoria" del fenómeno de la erosión local respecto de las variables hidrodinámicas. Si bien existían indicios de la ausencia de memoria, este elemento no había sido probado directamente. En este trabajo se prueba de manera experimental esta hipótesis.

En la Tesis de Doctorado (Chreties, 2012) se abordó la generalización de la metodología, buscando levantar algunas restricciones y limitaciones del estudio previo. En particular se estudió la generalización a otras geometrías de fundaciones de puentes: pilas rectangulares aisladas, estribos verticales, así como diferentes configuraciones de pilas complejas, especialmente grupos de pilas. Para ello se estudió experimentalmente la validez de la hipótesis de "ausencia de memoria" en cada caso. Los resultados muestran que para pilas aisladas, estribos verticales y grupos de pilas cuya separación entre ejes de pila sea mayor o igual a dos diámetros, la geometría de la fosa es independiente de las condiciones de flujo que la generan. Mientras que para pilas complejas donde además del grupo de pilas al menos el cabezal está expuesto a la erosión, la geometría de la fosa presenta memoria de las condiciones de flujo. En consecuencia, deja de ser aplicable la metodología de estimación de erosiones de equilibrio en laboratorio antes propuesta para este tipo de pilas complejas. Otra aplicación explorada en esta tesis se vincula con la ausencia de memoria del foso de erosión en los ensayos de diseño o verificación de enrocado de protección de pilas y estribos.

2.8.- Resumen y Conclusiones

Este capítulo se orientó a reconocer los trabajos desarrollados en cuanto a la evolución temporal de la erosión local para estado estacionario y no estacionario y los trabajos que abordan con un enfoque probabilístico la problemática de la erosión local. Por tanto no han sido presentados, si bien han sido recopilados y analizados, otros trabajos existentes en la bibliografía en torno a otros aspectos de la erosión local como son: erosión local en estribos de puentes, erosión local sobre lechos de material cohesivo, medidas de protección de las fundaciones de puente frente a la erosión local y la modelación numérica del flujo en torno a la pila.

A nivel nacional, se deben destacar los pioneros trabajos sobre sedimentación y erosión desarrollados, en la década del 60, en el entonces llamado Departamento de Mecánica de los Fluidos del Instituto de Máquinas de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura, por el Prof. Ing. Oscar Maggiolo. Esa línea de investigación se ha retomado en el IMFIA en los últimos años a partir de los trabajos de tesis de Maestría y Doctorado de Christian Chreties y del autor de este trabajo.

En lo que respecta a la descripción del flujo en torno a una pila simple los investigadores están básicamente de acuerdo. También coinciden en que los principales motores de la erosión en torno a una pila son el flujo secundario descendente y el vórtice herradura. Pero en cuanto al peso relativo del flujo descendente y del vórtice herradura en el proceso erosivo difieren en algunos aspectos. Mientras hay autores que dicen que el vórtice herradura participa activamente en la erosión del fondo tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo, hay otros que dicen que el vórtice herradura es una consecuencia de la erosión, no la causa de la misma, aunque reconocen que se transforma en efectivo en el transporte de sedimento fuera de la fosa de erosión. Respecto al proceso general del desarrollo de la fosa de erosión, se ha encontrado un acuerdo generalizado entre los varios autores que han estudiado el tema, con diferencias en detalles, como la posición exacta del comienzo de la fosa.

El fenómeno de erosión local es sumamente complejo, por lo que la inmensa mayoría de las investigaciones son empíricas. El abordaje empírico ha llevado a expresiones para la erosión de equilibrio, como la de Melville y Coleman (2000), Richardson y Davis (1995), entre otros, en la que las fórmulas se descomponen en factores que dependen de distintas variables independientemente y luego multiplican esos efectos. Por otra parte, presentan ciertas limitaciones relacionadas a los problemas de escalado y a la simplificación que se realiza en el laboratorio de la realidad.

Al analizar el efecto del tiempo en la erosión local, hay cierta discrepancia entre los autores acerca de la existencia o no de la erosión de equilibrio. Los autores que consideran que existe erosión de equilibrio analizan el problema estimando por un lado la erosión de equilibrio y por otro limitando ese resultado en función del efecto del tiempo de persistencia de las condiciones hidráulicas en la profundidad de erosión. Los autores que no consideran que haya erosión de equilibrio proponen expresiones de evolución de la profundidad de erosión en función del tiempo. Existen métodos de estimación que van desde la simplicidad que implica calcular aplicando una sola ecuación algebraica, hasta modelos que se resuelven con complejos métodos de cálculo o mediante la resolución de ecuaciones diferenciales. A su vez, las distintas formulaciones existentes que estiman la profundidad de erosión proporcionen un amplio rango de variación de los resultados.

En cuanto a la evolución temporal bajo condiciones de flujo no estacionario, se ha encontrado que es una cuestión que comienza a ser investigada, y sobre la que se encuentran solo algunos trabajos publicados. Generalmente, las metodologías de estimación de la profundidad de erosión local en estas condiciones se basan en el método de “superposición” de los métodos bajo condiciones estacionarias para cada escalón del hidrograma discretizado.

A pesar de las varias investigaciones realizadas y de los avances significativos logrados en las últimas décadas en torno a la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo flujos estacionarios y no estacionarios y siendo notorio que las fundaciones de puentes fallan principalmente durante crecientes, se concluye que este problema no ha recibido hasta ahora la suficiente atención, que los resultados de las investigaciones en la temática son aún limitados y que por tanto es necesario continuar avanzando en el conocimiento de este fenómeno.

En función de la complejidad del proceso de erosión local parece necesario incluir una cuantificación de las incertidumbres asociadas a la estimación de la profundidad de erosión de manera de generar elementos desde el punto de vista del diseño ingenieril. De esta manera se incorpora un enfoque probabilístico al diseño y por tanto un análisis de la fiabilidad. En ese sentido, en los últimos años se ha comenzado con estudios que incorporan este enfoque en el análisis de la erosión local, en particular en la evolución temporal de la profundidad de erosión local.

Capítulo 3

ESTUDIO EXPERIMENTAL

3.1.- Introducción

En este trabajo, a partir de los resultados experimentales, se han estudiado: (1) la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo condiciones de flujo no estacionario y (2) el análisis de fiabilidad y enfoque probabilístico en la estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión.

En este capítulo se presentan las instalaciones experimentales disponibles, las características de los materiales utilizados y el plan de ensayos desarrollado. El apartado 3.2 se dedica a la descripción de las instalaciones e instrumental utilizados. En el apartado 3.3 se presenta y justifica el plan de ensayos llevado a cabo, tanto para los ensayos preliminares como para los ensayos principales. Los resultados de los ensayos principales son la base de este trabajo e incluyen experimentos de la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo flujo estacionario y no estacionario.

3.2.- Descripción de la Instalación Experimental

El estudio experimental fue desarrollado en el Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Castilla-La Mancha (UCLM), España.

Instalaciones UCLM

El laboratorio de Hidráulica de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la UCLM cuenta entre sus instalaciones fijas con un canal de pendiente variable. Es un canal rectangular de 37 m de longitud y 0.75 m de ancho con fondo de acero y paredes de cristal. El canal puede alcanzar una pendiente de hasta el 4%. Posee un sistema de aporte de sedimentos bimodal automatizado. Este canal está proyectado para manejar un caudal de agua de hasta 270 l/s. Está dotado de un carro de posicionamiento automatizado. El agua circula a lo largo de todo el canal, donde se dispone una serie de limnímetros para la toma de datos de profundidades de agua, en particular al inicio, inmediatamente antes de la pila y al final del canal. La zona de trabajo se ubica a 27 m del comienzo del canal y consta de un cuenco de 3 m de longitud y 0.3 m de profundidad. En medio de la zona de medida, para que sea posible alcanzar profundidades de erosión local mayores, se situó la pila cilíndrica de 9 cm de diámetro.

El sedimento fue colocado en la zona de trabajo y a lo largo de todo el canal formando una capa de 7 cm de alto.

El sedimento utilizado ha sido material granular no cohesivo (arena) con las siguientes características:

- Densidad constante, la cual puede ser considerada: $\rho_s \approx 2650 \text{ kg/m}^3$,
- Diámetro medio de grano: $d_{50} = 1.654 \text{ cm}$
- Sedimento uniforme ya que la desviación estándar de la curva granulométrica, σ_g , es 1.3153, por lo tanto menor a 3 (valor teórico considerado límite entre los sedimentos bien y mal distribuidos).
- El diámetro sedimentológico toma el valor de: $d_* = \sqrt[3]{\frac{g \cdot d_{50}^3}{\nu^2}} \cong 41.82$, donde ν es la viscosidad cinemática del fluido.
- A partir del diámetro sedimentológico y teniendo en cuenta el ábaco de Shields se puede obtener ahora la tensión crítica de inicio de movimiento: $\tau_{*c} = \tau_c / ((s-1)\rho g d_{50})$, donde $s = \rho_s / \rho$

es la densidad del sedimento relativa a la del fluido. El resultado es: $\tau_{*c} = 0.03938$ y $\tau_c = 1.053$ Pa.

La cota de la lámina de agua y la cota del fondo ha sido medida con limnómetros de aguja. Los limnómetros de aguja utilizados son de accionamiento y toma de datos manual. Están provistos de nonius y permiten una precisión útil de unos 0.5 mm. Su precisión teórica es ± 0.1 mm, pero dada la fluctuación de la superficie libre en muchos casos de medida hay que considerar que la precisión real es ± 0.5 mm.

Instalaciones IMFIA

Complementariamente, se utilizó la instalación experimental construida en el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República (Uruguay). Este canal se ha construido como parte del desarrollo del Proyecto de Investigación PR_FMV_2009_3093 "Erosión Local Alrededor de Pilas de Puente" financiado por la Agencia Nacional de Innovación e Investigación (ANII).

La infraestructura básica consiste en un canal de sección rectangular, con un ancho de 1.5 metros y una longitud de 18 metros, construido en su totalidad en mampostería.

El canal es alimentado por una bomba desde una cisterna inferior con una capacidad de 200 l/s. La regulación del caudal de ingreso al canal se realiza por válvulas de operación manual a la salida de la bomba y/o al ingreso del canal. La cañería de impulsión es un tubo de PVC de 250 mm de diámetro.

Para la medición de los caudales ensayados en la etapa experimental, se utilizó un caudalímetro de inserción Burkert® modelo 8041.

El ingreso al canal se realiza en la cámara de entrada mediante un codo a 90° de la tubería. Con el objetivo de disminuir los niveles de turbulencia generados en el ingreso y de manera de asegurar un ingreso uniforme y orientado del flujo en el canal, en la cámara de entrada se materializaron una serie de chicanas, orientadores de flujo y filtros.

La zona de trabajo se encuentra en la mitad del canal y es una fosa que abarca el ancho completo del canal, con una longitud $L = 1$ m, y una profundidad $H = 1$ m.

El canal desemboca en una cámara de salida que oficia de trampa de sedimento, de manera de evitar su ingreso a la cisterna inferior. La salida se realiza por una tubería de 500 mm de diámetro y el nivel de agua en el canal se regula con una válvula ubicada en esta tubería de salida.

El fondo del canal (Figura 3.1) está conformado por un lecho de arena uniforme con un diámetro medio de grano $d_{50} = 0.8$ mm.



Figura 3.1.- Colocación de la capa de arena

En la zona de trabajo se ha colocado una pila de 16.5 cm de diámetro como se ilustra en la Figura 3.2.



Figura 3.2.- Vista frontal y en planta de la ubicación del obstáculo (pila)

3.3.- Plan de Ensayos

El plan de ensayos ha sido orientado a estudiar la evolución temporal de la profundidad de erosión local frente a una pila cilíndrica, en condiciones de agua clara bajo flujos estacionarios y no estacionarios. A continuación se presenta el plan de ensayos diseñado y posteriormente desarrollado.

Ensayos preliminares

Los ensayos preliminares son básicamente ensayos de ajuste. Su objetivo es garantizar la validez de los ensayos principales que atienden directamente la evolución temporal de la erosión local y a su vez, asegurar una correcta planificación de esos ensayos.

Se han desarrollado ensayos que permiten conocer la hidráulica de los canales utilizados y por tanto la potencialidad de las instalaciones, así como ensayos de ajuste de la operativa (inicio del ensayo y ajuste de los parámetros hidráulicos caudal y tirante).

En particular este plan de ensayos preliminares se desarrolló en el canal del IMFIA, donde fue necesario construir, poner en funcionamiento y calibrar la totalidad de la instalación.

Ensayos principales

El estudio experimental se centra en la evolución temporal de la profundidad de erosión para flujos de agua clara en condiciones estacionarias y no estacionarias.

Para el análisis en las condiciones estacionarias, se realizaron una serie de ensayos para distintas condiciones hidráulicas (caudales y profundidades de flujo) que se mantienen constantes durante toda la duración del ensayo. Se realizaron 29 ensayos en estas condiciones intentando cubrir la totalidad del rango permitido por las instalaciones. En la Tabla 3-1 se enumeran las características de los experimentos para caudal constante. En la Tabla 3-1, I es la intensidad de flujo definida como $I = u/u_c$ con u velocidad de aproximación y u_c la velocidad crítica de inicio de movimiento. En este caso la expresión que se ha considerado para el cálculo de u_c es la propuesta por Oliveto y Hager (2002).

La duración del ensayo se determinó de tal manera que si bien no se alcance la erosión de equilibrio nos encontramos en profundidades de erosión suficientemente desarrolladas. En particular, dos ensayos se dejaron evolucionar durante varios días hasta alcanzar la condición de erosión de equilibrio dada por Melville et al. (1999) (el incremento entre dos medidas tomadas con 24 horas de diferencia sea menor al 5%).

Tabla 3-1.- Condiciones de ensayos estacionarios: caudal Q , tirante h , duración del ensayo, intensidad de flujo I .

Ensayo	Q(l/s)	h (cm)	Duración del ensayo (hs)	$I = u/u_c$
S01	24.7	11.1	71.5	0.58
S02	25.0	11.7	43.3	0.55
S03	39.0	16.5	145.2	0.59
S04	39.7	18.1	30.0	0.54
S05a	39.8	15.0	21.7	0.67
S05b	40.0	14.9	24.5	0.68
S06a	40.3	18.0	2.0	0.55
S06b	40.6	18.0	21.8	0.56
S07a	47.1	18.7	70.4	0.62
S07b	47.4	18.4	46.0	0.63
S08a	54.5	18.1	47.3	0.74
S08b	55.0	18.3	22.0	0.74
S09a	55.1	19.1	57.0	0.71
S09b	55.3	19.0	17.7	0.71
S10	61.2	19.4	54.0	0.77

S11	63.5	23.8	22.0	0.64
S12	64.5	19.2	33.0	0.82
S13a	64.5	20.5	22.0	0.76
S13b	65.0	20.1	32.0	0.79
S14	67.5	31.2	9.1	0.50
S15	69.5	22.6	47.4	0.74
S16	69.5	24.4	22.5	0.68
S17a	69.6	20.2	21.6	0.84
S17b	70.0	19.9	50.0	0.86
S18	70.0	22.3	32.3	0.76
S19	70.0	24.1	100.2	0.69
S20	78.6	26.2	59.2	0.71
S21	79.5	24.4	20.0	0.78
S22	80.5	25.9	48.0	0.74

Para el análisis de la erosión en condiciones no estacionarias se desarrollaron diez ensayos simulando siete ondas de crecidas a través de hidrogramas escalonados simétricos. Las condiciones de los distintos escalones de los hidrogramas coinciden con las condiciones de los ensayos estacionarios. Los principales características de los ensayos no estacionarios son presentados en la Tabla 3-2, en la Figura 3.3 y en la Figura 3.4.

Tabla 3-2.- Resumen de las condiciones de ensayo para flujos no estacionarios: tiempo al pico del hidrograma t_p , caudal de cada escalón Q_1, Q_2, \dots, Q_p , profundidad de flujo de cada escalón h_1, h_2, \dots, h_p , intensidad de flujo en el pico del hidrograma I_p , numero de escalones n y duración del intervalo o escalón de discretización del hidrograma Δt .

Ensayo	t_p (h)	Q_1, Q_2, \dots, Q_p (l/s)	h_1, h_2, \dots, h_p (cm)	I_p	n	Δt (h)
U1a	4.5	40.6, 55.2, 69.2	18.3, 19.4, 20.4	0.82	5	1.0
U1b	4.25	40.3, 47.1, 55.2, 62.3, 70.1	18.0, 18.5, 19.1, 19.5, 20.1	0.85	9	0.5
U1c	4.125	38.4, 42.3, 45.5, 49.5, 54.1 57.6, 61.0, 64.5, 68.8	17.8, 18.1, 18.4, 18.7, 19.0 19.2, 19.4, 19.7, 20.0	0.84	17	0.25
U2a	2.25	42.6, 55.0, 69.7	17.9, 19.1, 20.0	0.85	5	0.5
U2b	2.125	40.4, 47.0, 55.0, 62.3, 69.8	17.9, 18.4, 19.0, 19.5, 20.1	0.85	9	0.25
U3	8.5	38.8, 46.1, 54.4, 61.1, 69.4	17.7, 18.2, 18.8, 19.3, 19.8	0.85	9	1.0
U4	1.125	39.2, 55.2, 70.2	18.0, 19.0, 20.1	0.85	5	0.25
U5	1.125	24.9, 39.8, 54.3	11.5, 14.7, 18.3	0.73	5	0.25
U6	0.75	24.9, 39.7, 54.0	11.3, 14.8, 18.2	0.73	5	0.17
U7	4.5	25.1, 39.8, 54.6	11.4, 14.7, 18.1	0.74	5	1.0

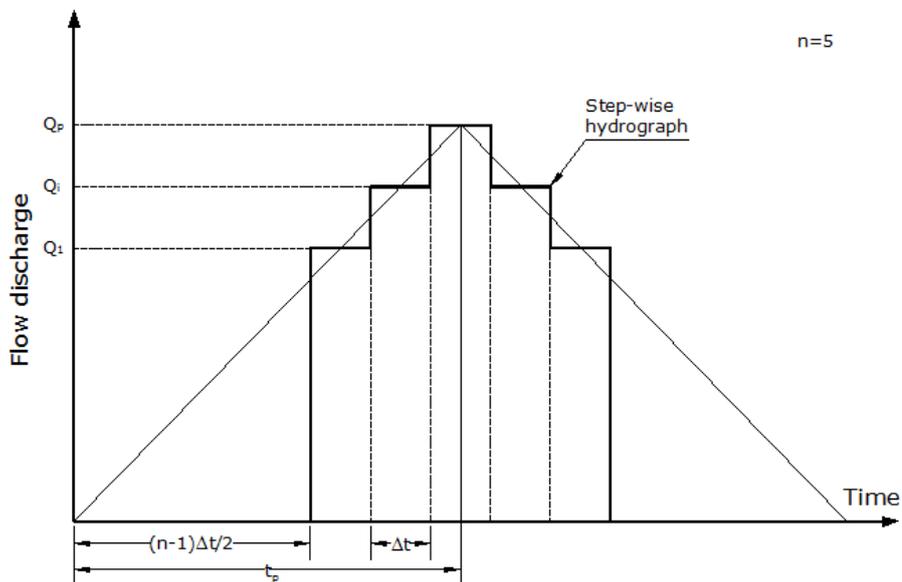


Figura 3.3.- Características del hidrogramas del Ensayo U1 a U7

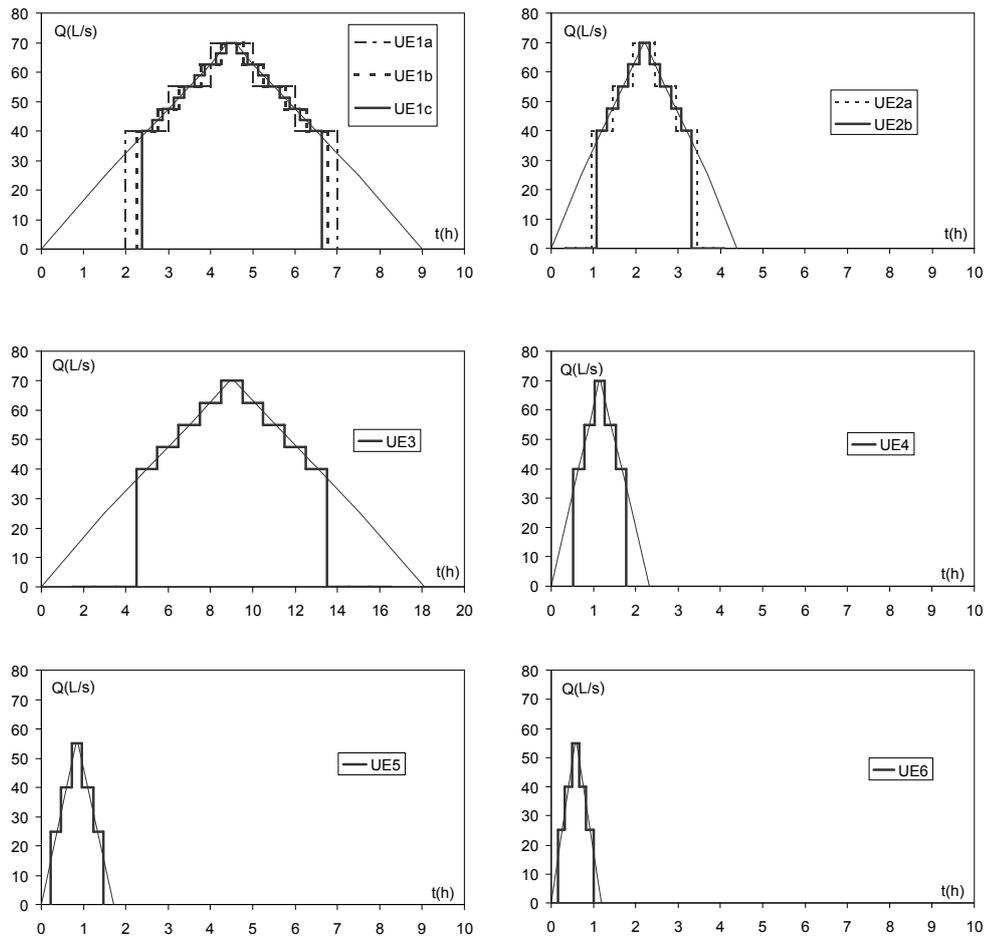


Figura 3.4.- Hidrogramas de crecidas ensayados

El grupo de hidrogramas de crecidas UE1a, UE1b, UE1c, UE2a, UE2b, UE3 y UE4 tienen el mismo caudal y velocidad pico y se ensayaron para analizar el efecto del tiempo base (duración) y del tiempo al pico del hidrograma sobre la evolución temporal de la erosión local. El grupo de hidrogramas UE5, UE6 y UE7 tienen el mismo propósito pero con un caudal pico menor.

Los diferentes ensayos UE1a, UE1b, UE1c, y de igual manera los ensayos UE2a, UE2b, permitieron estudiar el efecto de la duración de cada escalón o la cantidad de pasos o escalones con las que se discretiza el hidrograma.

Los ensayos UE4 y UE5 por un lado y de los ensayos UE1a, UE1b, UE1c con UE7 por otro, brindan elementos para analizar el efecto del caudal pico en la evolución temporal de la erosión local bajo flujo no estacionario, ya que tienen el mismo tiempo base (duración).

Capítulo 4

EVOLUCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE EROSIÓN LOCAL BAJO CONDICIONES NO ESTACIONARIAS

4.1.- Introducción

En este capítulo se considera, a partir del análisis de los resultados experimentales, la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo flujo no estacionario u ondas de crecidas. Se presentan los resultados experimentales de la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo flujo no estacionario y se analiza la influencia del valor del caudal pico y del tiempo característico (tiempo al pico y tiempo base) del hidrograma. A su vez se comparan los resultados de la evolución temporal de la erosión bajo flujo no estacionario con la de flujo estacionario. Se propone y verifica una metodología para estimar la evolución de la profundidad de erosión bajo condiciones de flujo no estacionarios. Luego se analiza y se presenta un método de estimación de la profundidad de erosión al final de la onda de crecida. Para finalizar se presenta un resumen y conclusiones de este capítulo.

4.2.- Planteo General

En secciones rectangulares anchas, se considera que la erosión local en una pila, d_s es función del diámetro d de la pila, de las propiedades del fluido (densidad ρ y viscosidad ν del agua), de las propiedades del sedimento (densidad ρ_s , tamaño d_{50} y dispersión granulométrica σ_g), de las condiciones del movimiento aguas arriba (velocidad media u y tirante h), de la gravedad g y del tiempo t , es decir:

$$d_s = f(d, \rho, \nu, \rho_s, d_{50}, \sigma_g, u, h, g, t), \quad (3)$$

de tal manera que, por análisis dimensional:

$$\frac{d_s}{d} = f\left(\frac{ud}{\nu}, \frac{\rho_s}{\rho}, \frac{d_{50}}{d}, \sigma_g, H \equiv \frac{h}{d}, F \equiv \frac{u}{\sqrt{gd}}, T \equiv \frac{\sqrt{gt}}{\sqrt{d}}\right), \quad (4)$$

u otras expresiones alternativas equivalentes (Simarro et al, 2007). Despreciando, como es habitual, los efectos viscosos en el proceso erosivo, se obtiene:

$$\frac{d_s}{d} = f\left(\frac{\rho_s}{\rho}, \frac{d_{50}}{d}, \sigma_g, H, F, T\right). \quad (5)$$

Cabe notar que uno de los grupos adimensionales será siempre un tiempo adimensional, en este caso:

$$T \equiv t\sqrt{g}/\sqrt{d}.$$

La anterior expresión (5), tal como ha sido deducida, es válida para el caso en el que las condiciones hidrodinámicas aguas arriba de la pila sean estacionarias.

Si, por el contrario, las condiciones hidrodinámicas aguas arriba de la pila (h y u) son variables en el tiempo, entonces el tiempo influirá, directamente o indirectamente, a través de los 3 últimos grupos de (5), puesto que en ese caso

$$\frac{d_s}{d} = f\left(\frac{\rho_s}{\rho}, \frac{d_{50}}{d}, \sigma_g, H(T), F(T), T\right). \quad (6)$$

El objetivo del trabajo presentado en este capítulo es el análisis de la influencia del tiempo. Entre las conclusiones que presenta Chreties et al. (2008) se destaca que la geometría de la fosa se pueda asumir independiente de las condiciones de flujo que la generaron, lo que se denomina “ausencia de memoria” del fenómeno de la erosión local respecto de las variables hidrodinámicas. De esta manera es válida la hipótesis básica que consiste en asumir que la geometría de la fosa de erosión queda definida únicamente por el ángulo de reposo interno del sedimento y la profundidad máxima de erosión frente a la pila. Como consecuencia directa de esta consideración es posible representar la evolución de la profundidad de erosión provocado por una onda de crecida por una superposición de evoluciones temporales de erosión de flujo estacionario. Teniendo en cuenta esto, se puede escribir.

$$\frac{d}{dT} \left(\frac{d_s}{d} \right) = f \left(\frac{d_s}{d}, \frac{\rho_s}{\rho}, \frac{d_{50}}{d}, \sigma_g, H(T), F(T) \right). \quad (7)$$

4.3.- Antecedentes. Evolución Temporal de la Profundidad de Erosión en Flujo Estacionario

López (2007), López et al (2012a,b) presenta el análisis del comportamiento de metodologías de estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión en condiciones de flujo estacionario, a partir de la comparación con datos experimentales obtenidos en el presente trabajo. Las metodologías analizadas fueron las propuestas por: Shen et al. (1966), Franzetti et al. (1989), Summer (1992), Melville y Chiew (1999), Oliveto y Hager (2002), Mia y Nago (2003), and Chang et al. (2004). En la Figura 4.1 se presenta la comparación entre los resultados experimentales ($ds(t)_m$) y los calculados ($ds(t)_c$) con cada una de las siete formulaciones empleadas. La comparación se realiza para cada ensayo y para cada medida de la erosión tomada a lo largo del tiempo en cada uno de ellos.

Se observa que los modelos de Summer et al. (1992) y Melville y Chiew (1999) no predicen los datos experimentales para las condiciones ensayadas de manera aceptable. Las profundidades de erosión calculadas con Summer et al. (1992), y Melville y Chiew (1999) son significativamente más altas que las medidas, incluso por encima del margen de error del 25%. Estos resultados pueden ser explicados debido a que estas formulaciones han sido generadas como envolventes de datos experimentales siempre del lado de la seguridad. Los profundidades de erosión estimadas por Shen et al. (1966) son menores que los resultados experimentales para la totalidad de la duración de los experimentos, incluso por debajo de la banda de 25 % de margen de error. Los resultados calculados con Franzetti et al. (1989), Oliveto y Hager (2002), Mia y Nago (2003) y Chang et al (2004) muestran un buen comportamiento con respecto a los datos experimentales, estando siempre dentro de la banda de 25 % de error. La mejor estimación de la evolución de la profundidad de erosión, para profundidades de erosión mayores a 7 cm, es la presentada por Oliveto y Hager (2002). Sin embargo, para profundidades de erosión menores y por tanto para tiempo de evolución también menores, la ecuación que presenta el mejor comportamiento es la de Franzetti et al. (1989).

La Figura 4.2 presenta un diagrama de cajas de las diferencias entre las profundidades de erosión medidas y calculadas por cada una de las ecuaciones. En cada caja, la marca central es la media, los bordes son los percentiles 25 y 75, los bordes externos son los puntos extremos que no sean considerados outliers y los outliers se presentan individualmente. El espacio entre las diferentes partes del diagrama de caja es una medida del grado de dispersión y desvío de los datos.

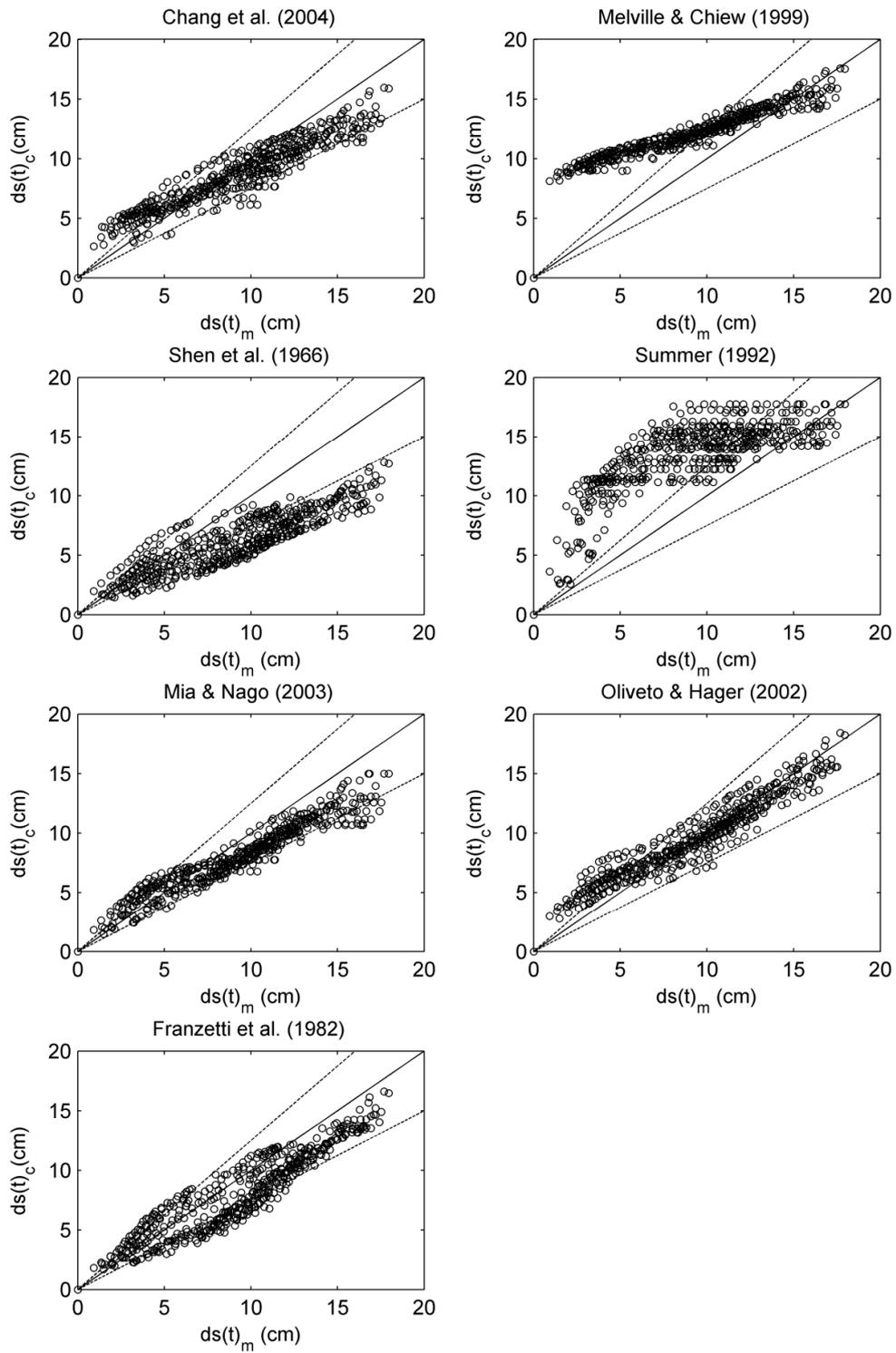


Figura 4.1. Comparación entre las profundidades de erosión medidas ($ds(t)_m$) y las calculadas ($ds(t)_c$) con los siete modelos implementados. La banda determinada por la línea a trazos representa la banda de ajuste con 25% de error.

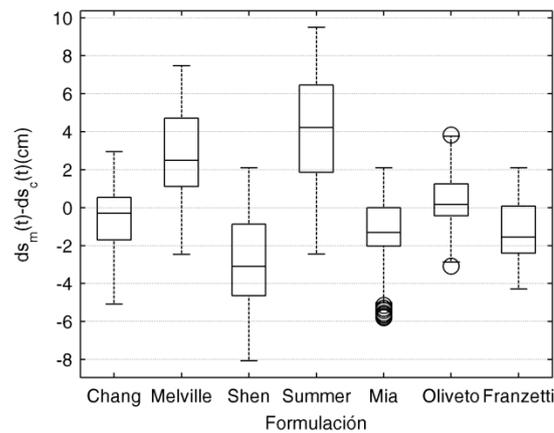


Figura 4.2. Diagrama de cajas de la diferencia entre las profundidades de erosión medidas y calculadas por cada ecuación.

Los valores del error medio cuadrático (RMSE) en centímetros para las siete expresiones: Shen et al. (1966), Franzetti et al. (1989), Summer (1992), Melville y Chiew (1999), Oliveto y Hager (2002), Mia y Nago (2003), and Chang et al. (2004) es respectivamente 3.62, 1.90, 4.91, 3.63, 1.32, 1.91 y 1.76.

Los resultados para la ecuación de Oliveto y Hager (2002) en la etapa inicial del proceso erosivo (profundidades de erosión menor a 5 cm) sobreestima los datos observados. Esto es debido a que la ecuación utilizada en el método estima la máxima profundidad de erosión alrededor de la pila, y los resultados experimentales fueron medidos en el frente de la pila. En las etapas iniciales, las profundidades máximas de erosión no coinciden con las de frente a la pila (medidas) ya que se dan a los lados de la misma.

De acuerdo con Oliveto y Hager (2002) su formulación es válida para el intervalo $0.60 < I < 1.20$. Los ensayos realizados en este trabajo se encuentran en el intervalo $0.50 < I < 0.86$, por lo que en función de la comparación presentada anteriormente el intervalo de validez de la ecuación de Oliveto y Hager (2002) se incrementa a $0.50 < I < 1.20$. En este caso I es la intensidad de flujo definida como la relación (V/V_c) entre la velocidad de flujo (V) y la velocidad de inicio del movimiento del material del lecho aguas arriba de la pila (V_c).

4.4.- Análisis de los Resultados Experimentales

Presentación de los resultados

La evolución temporal de la profundidad de erosión resultante de los distintos ensayos realizados bajo condiciones no estacionarias, junto con las características de los respectivos hidrogramas ensayados, se esquematizan en la Figura 4.3 y en la Figura 4.4. En el Anexo 1, se presentan en detalle la totalidad de los resultados experimentales.

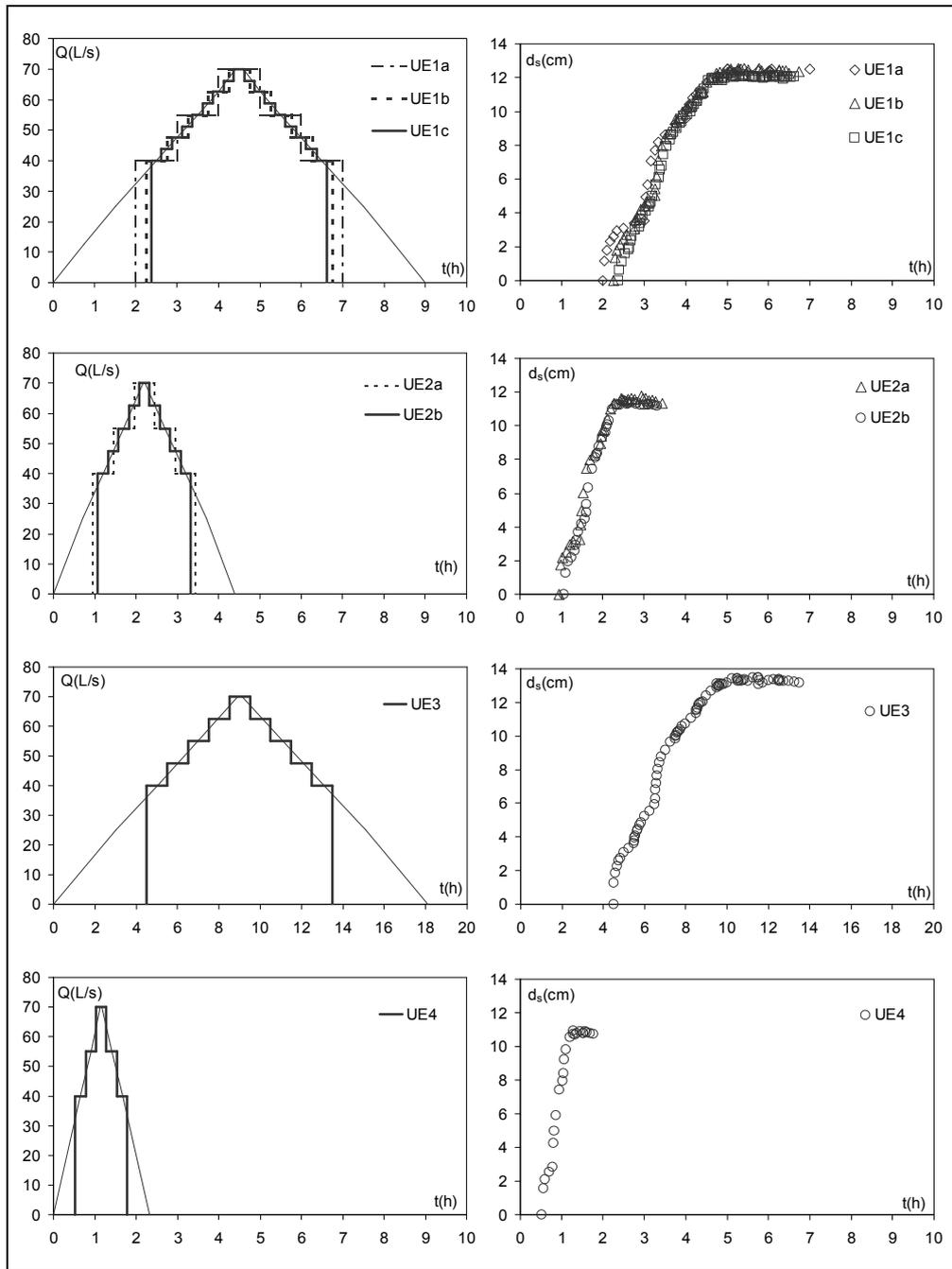


Figura 4.3. Hidrogramas ensayados en los experimentos UE1a, b, c; UE2a, b; UE3 y UE4 (izquierda). Resultados experimentales de los respectivos ensayos (derecha).

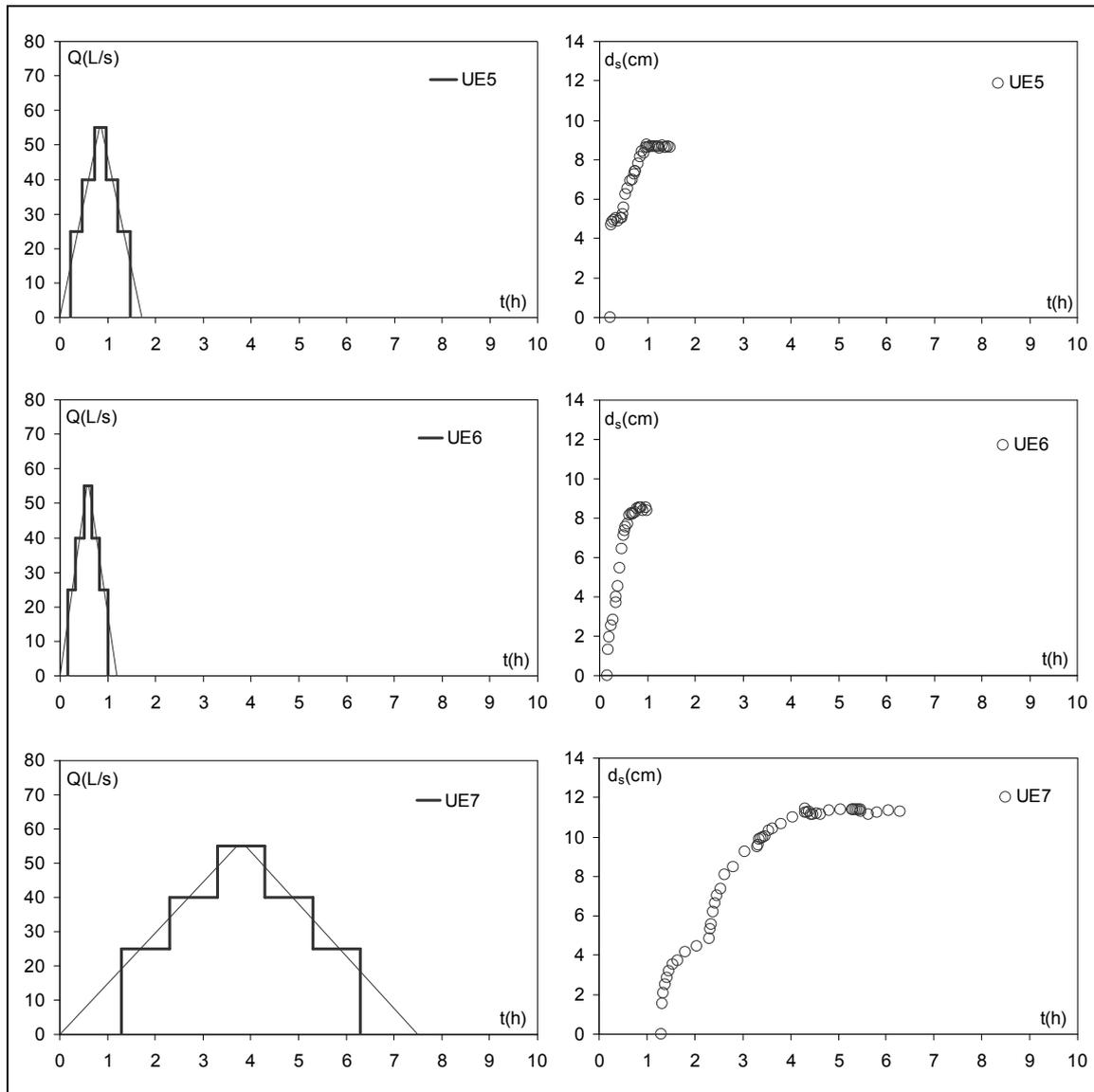


Figura 4.4. Hidrogramas ensayados en los experimentos UE5; UE6 y UE7 (izquierda). Resultados experimentales de los respectivos ensayos (derecha).

Como observación general se destaca que para todos los experimentos no estacionarios, la profundidad de erosión local crece durante la rama ascendente del hidrograma, mientras que en la rama descendente apenas se observan cambios en la profundidad de erosión local. Esta observación verifica la afirmación realizada por estudios previos (Chang et al. 2004; Oliveto y Hager 2005, López et al., 2006).

Influencia del tiempo característico y del caudal pico del hidrograma

La Figura 4.5 presenta la evolución temporal de la profundidad de erosión para los hidrograma con el mismo caudal pico $Q_p = 70$ l/s pero con diferente tiempo al pico ($t_p = 2.2$ h, 4.5 h, 9 h y 18 h, para los ensayos UE4, UE2, UE1 y UE3 respectivamente)

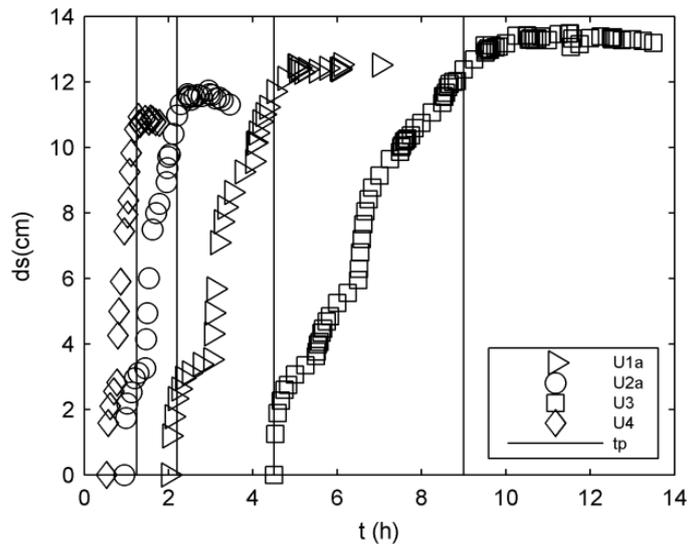


Figura 4.5. Evolución temporal de la profundidad de erosión para los hidrogramas ensayados cuyo caudal pico es 70 l/s (UE1a, UE2a, UE3 y UE4). Las líneas verticales representan el tiempo al pico de cada hidrograma.

En particular observando los resultados de los ensayos UE1a, UE2a, UE3 y UE4 ($Q_p = 70$ l/s y $t_p = 4.5$ h, 2.2 h, 9 h y 1.25 h respectivamente), se aprecia que la máxima diferencia entre las profundidades de erosión al final del hidrograma es menor a 19 % (Figura 4.5). Un comportamiento similar se observó en los ensayos con $Q_p = 55$ l/s y diferente tiempo al pico (ensayos UE6 y UE7, $t_p = 0.5$ h y 3 h respectivamente) donde la mayor diferencia observada en la profundidad de erosión al final del hidrograma es menor al 25 %.

La Figura 4.6 muestra la evolución temporal de la profundidad de erosión para los experimentos con el mismo tiempo al pico ($t_p = 4.5$ h) pero distinto caudal pico.

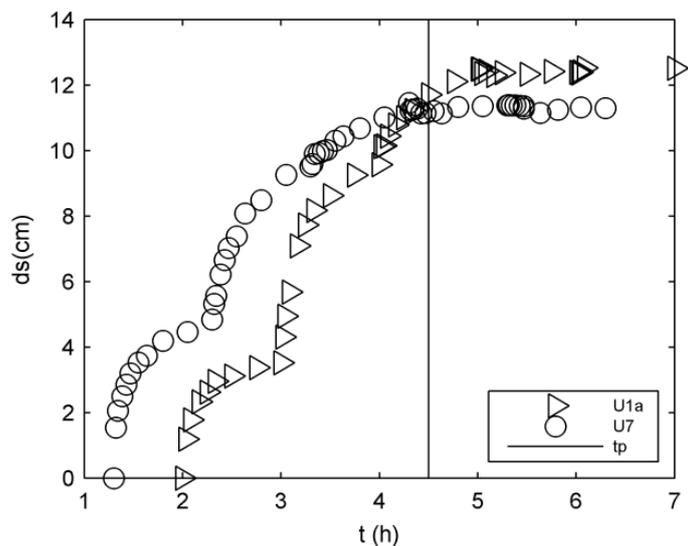


Figura 4.6. Evolución temporal de la profundidad de erosión para los hidrogramas ensayados cuyo tiempo al pico es 4.5 horas (UE1a y UE7).

Para los experimentos UE7 y UE1a, hidrogramas con el mismo tiempo al pico (4.5 h) pero con diferente caudal pico ($Q_p = 55$ l/s y 70 l/s respectivamente). La diferencia de la profundidad de

erosión al final del hidrograma es del 10%. Para los experimentos U4 y U5 (igual $t_p = 1.25$ h). los resultados muestran que la diferencia es menor al 20%.

Estas observaciones revelan que el caudal pico está jugando un rol más preponderante en la evolución de la profundidad de erosión local en condiciones de flujo no estacionario, que el tiempo al pico del hidrograma o el tiempo base del mismo, ya que pequeñas variaciones relativas en el caudal pico han producido efectos similares al de variaciones relativas de importancia en el tiempo pico y base del hidrograma.

Por lo tanto, parece relevante (y se realiza el análisis más adelante en el presente capítulo) la relación entre el caudal pico del hidrograma y la profundidad de erosión al final de éste.

Superposición de evoluciones temporales de erosión de flujos estacionarios en flujos no estacionarios

La Figura 4.7 muestra los resultados experimentales de la evolución de la erosión local ocasionada por hidrogramas escalonados, superpuestos con la evolución temporal de la erosión local bajo condiciones estacionarias para los caudales correspondientes a cada escalón del hidrograma.

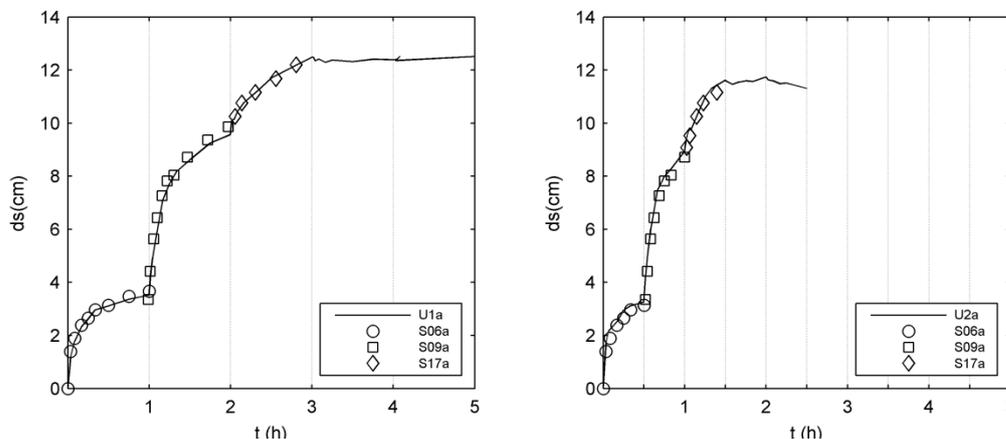


Figura 4.7. Superposición entre los resultados experimentales de UE1a, UE2a, UE3 y UE7 y de los ensayos bajo condiciones estacionarias coincidentes con cada escalón del hidrograma.

Los resultados muestran que la evolución de la profundidad de la erosión bajo un caudal dado por cada escalón del hidrograma es muy similar a la evolución observada en los ensayos estacionarios bajo los mismos caudales. El mismo comportamiento se ha observado en el resto de los experimentos.

Por lo tanto, el comportamiento de la evolución temporal de la erosión local bajo condiciones de flujo no estacionarios se puede representar por una sucesión de evoluciones de profundidades de erosión bajo condiciones estacionarias. Esto verifica el concepto de superposición presentado por Kothyari et al. (1992) y Chang et al. (2004) y la hipótesis de "ausencia de memoria" del proceso erosivo analizada por Chreties et al. (2008), ya explicado en la página 52.

4.5.- Metodología para Estimar la Profundidad de la Erosión Bajo Ondas de Crecida

Propuesta de la Metodología

Sobre la base a las observaciones realizadas en el punto anterior, de los antecedentes bibliográficos y particularmente sobre la metodología propuesta por Oliveto y Hager (2002) que predice la

evolución temporal de la profundidad de erosión bajo condiciones de flujo estacionarias, se aplica un esquema de cálculo de la evolución temporal de la profundidad de erosión local en torno a una pila cilíndrica bajo condiciones de flujo no estacionario (ondas de crecidas).

El esquema de cálculo para estimar la evolución de la profundidad de erosión local durante ondas de crecidas se resume de la siguiente manera:

1. Se discretiza el hidrograma en diferentes pasos o escalones donde se asumirá que el flujo es estacionario. El numero de pasos a considerar en primer instancia para representar el hidrograma sera de $n = 50$. En este capítulo, más adelante, se presenta una discusión más detallada sobre esta sugerencia (Figura 4.8a).
2. Con la ecuación de Oliveto y Hager (2002), para evolución de la erosión en condiciones de caudal estacionario, se predice la evolución temporal de la erosión local para las condiciones de cada paso o escalón del hidrograma, (Figura 4.8b).

$$\frac{d_s}{(h_o D)^{1/3}} = 0.068 \cdot N \cdot \sigma^{-1/2} \cdot F_d^{1.5} \cdot \log T \quad (8)$$

3. Se desplaza cada evolución obtenida de tal modo que la profundidad de erosión del final de un paso o escalón del hidrograma coincida con la profundidad de erosión en el inicio del paso o escalón siguiente (Figura 4.8c). De este modo la evolución temporal de la profundidad de erosión ocasionada por el pasaje de una onda de crecida es generada por el esquema de superposición.

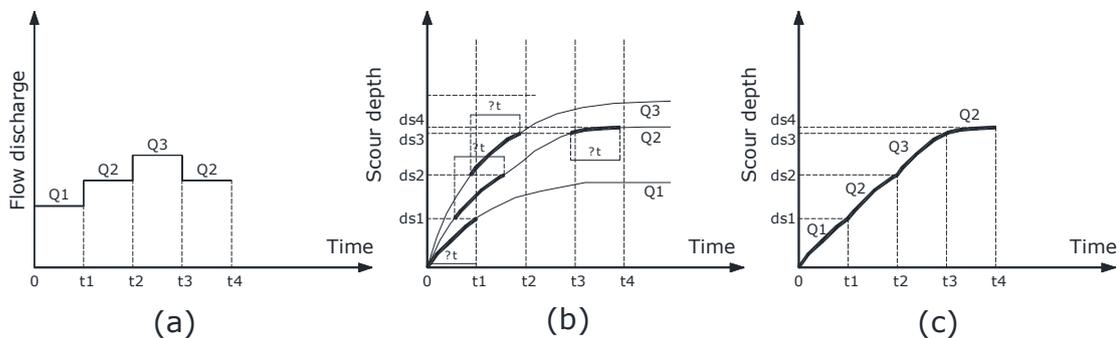


Figura 4.8. Esquema de cálculo para la evolución de la profundidad de erosión bajo ondas de crecida. (a) El hidrograma se representa por un hidrograma escalonado. (b) Se predice la evolución de la erosión bajo flujo estacionario para cada escalón del hidrograma. (c) Se genera la evolución de la erosión para ondas de crecida con el esquema de superposición, desplazando en el tiempo cada evolución estimada en (b) de manera que cada erosión al final de un escalón coincida con la erosión al inicio del siguiente escalón.

Verificación de la Metodología

Se ha verificado el comportamiento de la metodología propuesta comparando las estimaciones de esta metodología y de la metodología presentada por Hager y Unger (2010) con los resultados experimentales de este estudio.

En la Figura 4.9 se presenta la comparación de las evoluciones temporales de erosión local bajo ondas de crecida entre los datos experimentales y los calculados con la metodología de Hager y Unger (2010) y la metodología propuesta.

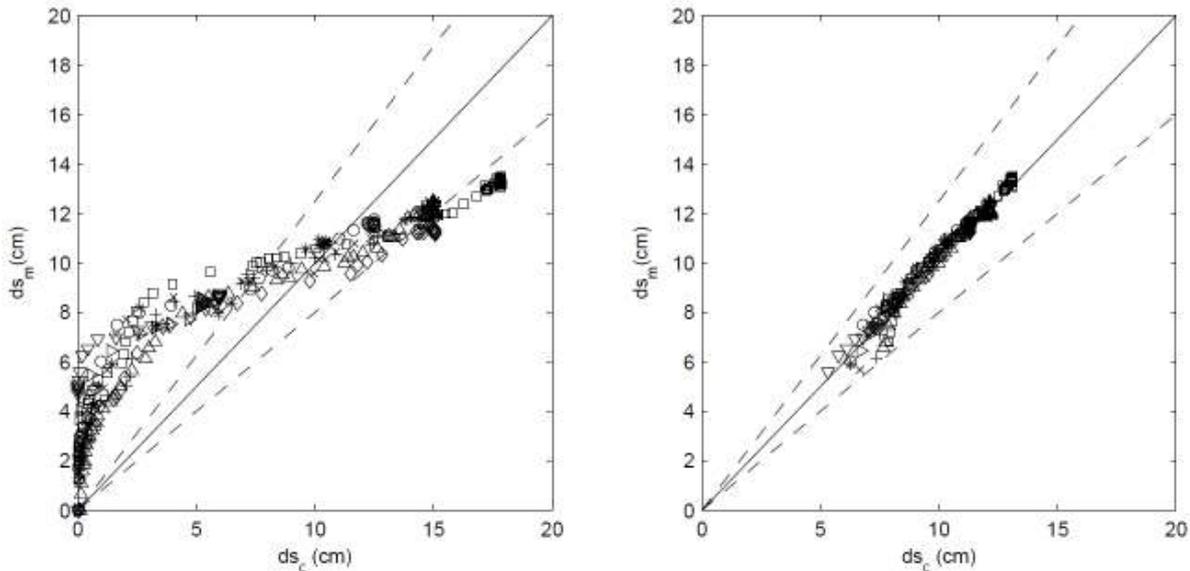


Figura 4.9. Comparación entre los datos de evoluciones de erosión local ocasionada por ondas de crecidas estimados y medidos en laboratorio. Metodología de Hager y Unger (2010) (izquierda) y presente metodología (derecha).

Los resultados muestran que las erosiones estimadas con la presente metodología se ajustan aceptablemente a los datos medidos y de mejor manera que la metodología de Hager y Unger (2010), en particular en la fase final del hidrograma. Los errores medios cuadráticos ($RMSE$) entre los datos calculados y experimentales para Hager y Unger (2010) y para la presente metodología son $RMSE = 3.11$ cm y 0.35 cm respectivamente.

Los resultados de la presente metodología en la etapa inicial del proceso erosivo (profundidades de erosión menor a 5 cm) sobreestima los datos observados. Esto es debido a que la ecuación utilizada en el método estima la máxima profundidad de erosión alrededor de la pila, y los resultados experimentales fueron medidos en el frente de la pila. En las etapas iniciales, la profundidades máximas de erosión no coinciden con las de frente a la pila (medidas) ya que se dan a los lados de la misma.

Por otra parte, la metodología propuesta se evaluó a partir de la comparación con resultados de experimentos desarrollados por otros autores (Chang et al., 2004 y Kothyari, 1989). En la Figura 4.10 se presenta la comparación entre resultados de evoluciones de erosión calculadas y medidas. Los ensayos utilizados para la comparación fueron el U3 de Chang et al (2004) y 20 experimentos (Run 1 a Run 20) de Kothyari (1989).

Los resultados muestran una buena coincidencia entre los datos de erosión local calculados y medidos, permaneciendo dentro de la banda de error del 25%. El error medio cuadrático ($RMSE$) entre datos calculados y medidos es 1.37 cm.

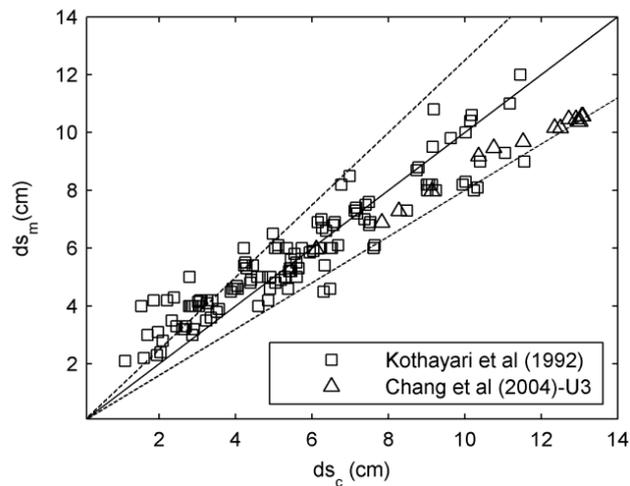


Figura 4.10. Comparación entre los datos de evoluciones de erosión local ocasionada por ondas de crecidas estimados y medidos en laboratorio. Ensayos de Kothayari (1989) (cuadrados) y Chang et al (2004) (triángulos).

4.6.- Erosión al Final del Hidrograma

Introducción

En este punto se presentan los resultados del análisis de la profundidad de erosión al final del hidrograma en función de la profundidad de erosión bajo condiciones estacionarias dadas por el pico del hidrograma.

La Figura 4.11 muestra la comparación entre la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo condiciones estacionarias (ensayo E78, $Q = 70$ l/s) y la evolución de la erosión para todos los hidrogramas con el mismo caudal pico ensayo ($Q = 70$ l/s).

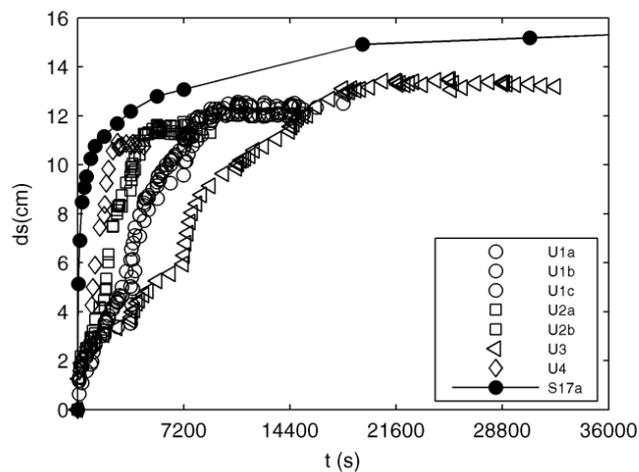


Figura 4.11. Evolución de la profundidad de erosión para los hidrogramas con $Q_p = 70$ l/s y para el ensayo E78 (condiciones estacionarias con $Q = 70$ l/s).

Es notorio y esperable que la profundidad de erosión bajo condiciones estacionarias es en todo instante mayor a la resultante bajo condiciones no estacionarias. El mismo comportamiento se observa en el resto de experimentos.

Entonces, utilizar para el diseño la evolución temporal de la erosión local bajo condiciones estacionarias dadas por el caudal pico del hidrograma puede llevar a sobreestimaciones en comparación con condiciones más parecidas a la realidad (flujo no estacionario). Esto indica cuán importante es desarrollar una metodología de estimación de la evolución de la erosión local bajo condiciones no estacionarias o de la erosión al final de la onda de crecida, a la hora de obtener un diseño seguro y económico de las fundaciones del puente.

Método de estimación de la profundidad al final del hidrograma

La metodología presentada en el punto anterior (a la que denominamos metodología "completa") puede ser aplicada a cualquier hidrograma con el objetivo de obtener la evolución temporal de la erosión y la erosión final al final del hidrograma. Sin embargo, desde un punto de vista ingenieril parece ser interesante obtener una expresión más simple para la estimación de la erosión final. Se hace notar que Hager y Uner (2010) y Lai et al. (2009) han presentado expresiones con este propósito, pero el enfoque considerado en este trabajo es diferente.

Aquí, se reduce el problema a analizar la relación:

$$\phi = \frac{d_{sf}}{d_{sr}}, \quad (10)$$

donde:

d_{sf} : profundidad de erosión al final del hidrograma,

d_{sr} : profundidad de erosión de referencia, definida como la erosión obtenida bajo condiciones de flujo estacionario iguales a las del pico del hidrograma y actuando durante un tiempo erosivo característico del hidrograma, t_s definido por Oliveto y Hager (2005).

t_s : tiempo erosivo. Es el tiempo total durante el cual las condiciones de flujo del hidrograma son mayores a las que producen inicio de erosión local de un lecho no erosionado, incluyendo la rama ascendente y descendente del hidrograma (es decir, cuando el rango de caudales es mayor que el caudal de inicio de movimiento de erosión local Q_c). Oliveto y Hager (2005) establecieron un criterio simple para determinar el inicio de transporte de sedimento en lecho plano con la presencia de un obstáculo (particularmente una pila cilíndrica).

Los 10 ensayos experimentales desarrollados no permiten generalizar el comportamiento de Φ en relación a las características del hidrograma. En base a los buenos resultados obtenidos con el método "completo" presentado en el apartado anterior, se considera la simulación numérica como alternativa para analizar el comportamiento del factor Φ . La relación Φ ha sido calculada a partir de 5000 simulaciones numéricas de evoluciones temporales de erosión local bajo hidrogramas triangulares, variando las condiciones del caudal pico y del tiempo erosivo. El rango de variación de los parámetros adimensionales representativos del ancho de pila, de la intensidad del flujo y de la duración de la crecida son:

- $0.19 < h_p/D < 2.55$
- $0.60 < I_p < 1.20$
- $2.10^2 < t_s/t_r < 6.10^6$, con t_r el tiempo representativo definido por Oliveto y Hager (2002).

El subíndice "p" refiere a las condiciones del pico del hidrograma. El rango de variación de los distintos parámetros fue determinado teniendo en cuenta las limitaciones de la ecuación de Oliveto y Hager (2002). A su vez, el rango de t_s/t_r se corresponde con tiempos típicos de hidrogramas reales, en el orden de una semana para hidrogramas reales de ríos de llanura.

En la Figura 4.12 se presenta la relación entre el coeficiente Φ y el parámetro t_s/t_r que resulta de la simulación numérica y de los ensayos experimentales. La dispersión en los resultados se debe a la influencia de los parámetros h_p/D e I_p y también de la manera de discretizar el hidrograma. Sin embargo, los resultados presentan un agrupamiento significativo y la envolvente puede ser definida de manera clara.

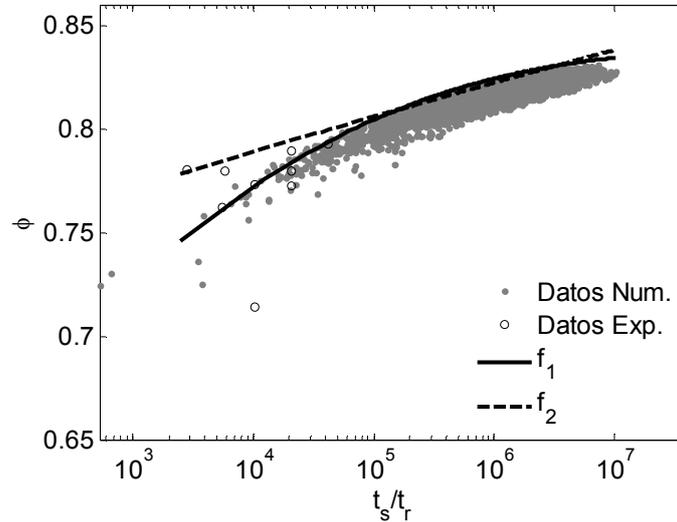


Figura 4.12. Relación entre el cociente Φ y t_p/t_r obtenido de las simulaciones numéricas (puntos), de datos experimentales (círculos) y la expresión f_1 (línea negra) y f_2 (línea a trazos) para la envolvente.

Con el propósito de diseño ingenieril se pueden utilizar las siguientes funciones envolventes:

$$f_1 = 0.84 \left(1 - \exp \left(-1.007 \left(\frac{t_s}{t_r} \right)^{0.1000} \right) \right). \quad (11)$$

Para $t_s \rightarrow \infty$ se puede esperar que $\Phi = 1$ y, entonces, una expresión alternativa puede ser propuesta como:

$$f_2 = 1 - \exp \left(-1.262 \left(\frac{t_s}{t_r} \right)^{0.0227} \right), \quad (12)$$

que automáticamente tiende a la unidad cuando $t_s \rightarrow \infty$.

En la Figura 4.12 se presenta el comportamiento de las relaciones f_1 y f_2 , donde se puede observar que se pueden combinar para formar una sola relación, donde f_1 es representativo para $t_s/t_r < 4.10^6$ y f_2 es representativo para $t_s/t_r > 4.10^6$.

A partir de este análisis se puede generar un nuevo enfoque o esquema de predicción de la profundidad de erosión al final del hidrograma. Este esquema se basa en la ecuación de cálculo de la erosión local bajo condiciones estacionarias dadas por el pico del hidrograma (Q_p y h_p) para el tiempo erosivo del hidrograma (t_e). A esta profundidad de erosión la denominamos "erosión local estacionaria". La erosión al final del hidrograma puede ser calculada a partir de la función f_1 o f_2 , y la "erosión estacionaria".

Verificación del comportamiento del método de estimación

La evaluación de la precisión del "método Φ " se realiza a partir de la comparación de cinco metodologías con 53 experimentos de laboratorio. Las metodologías consideradas han sido el

"método Φ " utilizando las funciones f_1 y f_2 (para $t_s/t_r < 4.10^6$ para $t_s/t_r > 4.10^6$ respectivamente), la metodología "completa" presentada en el punto anterior y dos metodologías existentes en la bibliografía (propuestas por Hager y Unger, 2010 y Lai et al., 2009). Los 53 datos experimentales son 24 ensayos presentados por Kothyari (1989), el experimento U3 de Chang et al. (2004), 18 resultados de los experimentos presentados por Hager y Unger (2010) y los 10 ensayos desarrollados en este trabajo. Los 53 experimentos consideran hidrogramas escalonados.

Hager y Unger (2010) proponen la siguiente ecuación para la estimación de la erosión al final del hidrograma.

$$ds_e = \left(0.068N\sigma^{-4/9}n^{-1/6}\right) \cdot \left[v_p^{3/2}t_p^{1/6}(\Delta g d_{50})^{-2/3}\right] \cdot (h_p D^2)^{5/18}, \quad (12)$$

donde,

ds_e : profundidad de erosión al final del hidrograma

N : parámetro de forma del elemento ($N=1$ para pilas circulares)

σ : desviación de la granulometría del sedimento

n = parámetro de forma del hidrograma

v_p : velocidad pico aguas arriba de la pila

t_p : tiempo pico del hidrograma

$$\Delta = (\rho_s - \rho) / \rho$$

g : aceleración gravitacional

d_{50} : tamaño medio de grano del sedimento

h_p : profundidad pico del flujo

D : diámetro de la pila

Lai et al (2009) proponen la siguiente ecuación para la determinación de la profundidad de erosión al final del hidrograma:

$$\frac{ds_e}{D} = 3.9 \cdot K_d \cdot K_h \cdot \left(\frac{v_p}{v_c} - 0.3\right) \cdot \frac{t_p'}{t_{eo}} \quad (13)$$

donde:

ds_e : profundidad de erosión al final del hidrograma

K_d y K_h : factores de ajuste del tamaño de grano y de la profundidad del flujo dada por el pico del hidrograma (Melville & Chiew, 1999)

v_p/v_c : parámetro intensidad de flujo pico

t_p'/t_{eo} = factor del tiempo al pico

t_{eo} : tiempo a la erosión de equilibrio (Melville & Chiew, 1999)

En la Figura 4.13 se presenta la comparación entre resultados experimentales y estimaciones de la profundidad de erosión al final del hidrograma realizadas con las diferentes metodologías mencionadas.

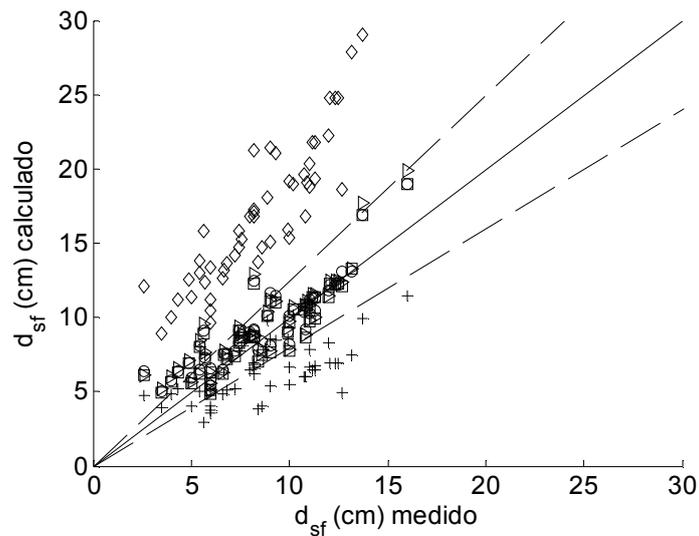


Figura 4.13. Profundidades de erosión al final del hidrograma medidas y calculadas aplicando la metodología "completa" (círculos), el "método Φ " (cuadrados), Hager y Unger (2010) (diamantes) y Lai et al. (2009) (cruces).

El error medio cuadrático (*RMSE*) entre los datos experimentales y calculados para los distintos métodos analizados son los siguientes:

- Método Φ : *RMSE* = 2.28 cm
- Método completo (evolución temporal): *RMSE* = 2.17 cm
- Hager y Unger (2010): *RMSE* = 9.79 cm
- Lai et al. (2009): *RMSE* = 3.60 cm

Como se esperaba el método que mejor predice la profundidad de erosión al final del hidrograma es el "método completo". El "método Φ " tiene un error *RMSE* apenas menor que el "método completo", siendo más simple de implementar. Por lo tanto, se recomienda utilizar el "método Φ ".

A continuación se explicitan algunas consideraciones interesantes realizadas por Hager y Unger (2010) sobre los experimentos de Kothyari (1989) y Chang et al. (2004). Chang et al. (2004) inician el hidrograma ensayado por encima de las condiciones de inicio de movimiento alrededor de la pila, resultando en un rápido incremento de la profundidad de erosión en cuanto comienza la erosión.

Se esperaría que el método "completo" se comporte bastante mejor para los hidrogramas de Chang et al. (2004), debido a que éstos son diferentes a los que se consideran al construir el "método Φ " (donde los pasos de los hidrogramas son igual a: $Q_p/(2n+1)$). A pesar de que el comportamiento del método "completo" funciona mejor que el "método Φ ", las diferencias son pequeñas. Esto puede ser explicado por el hecho de que el caudal pico del hidrograma, que es representado adecuadamente en todos los métodos, gobierna la erosión final. Para los experimentos de Kothyari (1989) valen los mismos argumentos.

Las formulaciones de Hager y Unger (2010) y Lai et al. (2009) parecen no reproducir del todo bien las profundidades de erosión final medidas. Se debe notar que Hager y Unger (2010) consideran una ecuación continua para representar el hidrograma de crecida simple como parte de su metodología, mientras que en los experimentos se utiliza una aproximación de hidrograma escalonado a pasos. Por otro lado, Lai et al. (2009) consideran en su estudio un hidrograma con una rama ascendente lineal exclusivamente. No considerar la rama descendente del hidrograma puede

contribuir a la subestimación de la erosión final observada en el método de Lai et al. (2009), aunque el efecto de la rama descendente no sea muy importante en la evolución de la erosión.

Por último, la estimación de la erosión al final del hidrograma obtenida por el "método Φ " fue comparada con datos medidos en campo (casos de estudio A2 y A5) proporcionados por Melville y Coleman (2000). Para estas estimaciones cuando un parámetro no era informado explícitamente, el valor se estimaba con la información del caso de estudio respectivo. Los hidrogramas de crecida registrados e informados fueron representados como hidrogramas triangulares. Los parámetros utilizados en el "método Φ " son los siguientes:

- Caso de estudio A2: Caudal pico $Q_p = 600 \text{ m}^3/\text{s}$, profundidad de agua en el pico $h_p = 2.0 \text{ m}$, tiempo base del hidrograma $t_b = 50 \text{ h}$, ancho del río $b = 200 \text{ m}$, diámetro de pila $D = 0.6 \text{ m}$, diámetro medio de grano $d_{50} = 5 \text{ mm}$.
- Caso de estudio A5: Caudal pico $Q_p = 3,750 \text{ m}^3/\text{s}$, profundidad de agua en el pico $h_p = 2.2 \text{ m}$, tiempo base del hidrograma $t_b = 36 \text{ h}$, ancho del río $b = 455 \text{ m}$, diámetro de pila $D = 1.22 \text{ m}$, diámetro medio de grano $d_{50} = 11 \text{ mm}$.

Los resultados de las estimaciones con el "método Φ " son 2.0 m y 7.0 m para los casos de estudio A2 y A5 respectivamente, mientras que las profundidades de erosión inferidas de lo informado en Melville y Coleman (2000) son 2.5 m y 6.0 – 12.2 m, respectivamente. Por lo tanto, los resultados muestran que el "método Φ " reproduce bastante bien la profundidad de erosión observada en campo. Las diferencias se pueden asociar a las incertidumbres en los parámetros de ingreso y a la simplificación que introduce la representación triangular del hidrograma.

4.7.- Resumen y conclusiones

Los trabajos encontrados en la literatura muestran que diseñar con la profundidad de erosión máxima de equilibrio conduce a diseños conservadores y antieconómicos. En este capítulo se muestra que, incluso, diseñar en base a la evolución en el tiempo de la profundidad de erosión en condiciones estacionarias dadas por el caudal pico del hidrograma proporciona sobreestimaciones de las profundidades de erosión dadas por ondas de crecidas. Esto se debe a que es notorio que la profundidad de erosión bajo condiciones estacionarias es en todo instante mayor a la resultante bajo condiciones no estacionarias.

Los ensayos no estacionarios muestran que el pico del hidrograma parece jugar un rol mucho más importante, comparado con el tiempo al pico del hidrograma, en la evolución de la erosión local alrededor de pilas cilíndricas bajo condiciones no estacionarias.

En este capítulo se verifica que el comportamiento de la evolución temporal de la erosión local bajo condiciones de flujo no estacionarios se puede representar por una sucesión de evoluciones de profundidades de erosión bajo condiciones estacionarias (la metodología de superposición es válida) y que de esta manera es posible estimar con suficiente precisión la evolución de la erosión local para hidrogramas escalonados.

Se verifica el método de estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo condiciones no estacionarias propuesto por Oliveto y Hager (2002). De acuerdo con Oliveto y Hager (2002) su formulación es válida para el intervalo $0.60 < I < 1.20$. Los ensayos realizados en este trabajo se encuentran en el intervalo $0.50 < I < 0.86$, por lo que en función de la comparación presentada el intervalo de validez de la ecuación de Oliveto y Hager (2002) se incrementa a $0.50 < I < 1.20$.

A su vez, sobre la base de la observación de los datos experimentales se propone un método simple y directo de estimación de la profundidad de erosión al final de un hidrograma de un solo pico. Este esquema se basa en la ecuación de cálculo de la erosión local bajo condiciones estacionarias dadas por el pico del hidrograma. La expresión ha sido obtenida utilizando simulación numérica y ha sido verificada con datos experimentales. Son necesarios mayores estudios para entender el comportamiento de esta metodología bajo condiciones de lecho vivo.

Los análisis y resultados presentados en este Capítulo se han publicados en López et al. (2013).

Capítulo 5

ENFOQUE PROBABILÍSTICO DE LA ESTIMACIÓN DE LA EVOLUCIÓN DE LA EROSIÓN LOCAL BAJO FLUJO NO ESTACIONARIO

5.1.- Introducción

Una obra civil se proyecta para que a lo largo de su vida sea segura, es decir que no pierda sus características resistivas. En una obra civil, en este caso en la fundación de un puente, las condicionantes de la seguridad tienen carácter aleatorio, por lo tanto los niveles de seguridad de la obra también lo tendrán. Una medida de la seguridad es la probabilidad de no fallo o fiabilidad de la obra.

Los métodos tradicionales de estimaciones de profundidades de erosión local alrededor de pilas de puentes son determinísticos, sin embargo debido a que las variables que afectan la erosión local son aleatorias, la profundidad de erosión local debe también tener un comportamiento aleatorio, y entonces un enfoque probabilístico en la estimación de erosión local en pilas de puente es conveniente.

En este capítulo se avanza en un enfoque probabilístico de la estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo flujo no estacionario, con el propósito de generar herramientas de diseño. Las estimaciones probabilísticas de la evolución de la erosión local se basan en la metodología propuesta en el Capítulo 4, incorporando el análisis de las incertidumbres de los parámetros del modelo y de las variables hidrológicas- hidráulicas.

El análisis de la incertidumbre de las variables hidrológicas-hidráulicas y la estimación probabilística de la evolución temporal de la erosión local se aplica a modo de ejemplo al puente de Paso Pache, que se ubica en la Ruta Nacional N° 5 sobre el río Santa Lucía, límite departamental entre Canelones y Florida.

El capítulo se estructura de la siguiente manera. En el punto 5.2 se presentan los tipos de incertidumbres asociadas en la estimación de la erosión local. En el punto 5.3 se analiza la incertidumbre del parámetro del modelo de predicción de evolución temporal de la erosión local. En el punto 5.4 se detallan las principales características del caso de estudio base de los análisis de incertidumbres y estimaciones con enfoque probabilístico: Puente de Ruta Nacional N° 5 en Paso Pache. En el punto 5.5 y 5.6 se presenta el análisis de la incertidumbre y la estimación probabilística de la erosión local asociado a un hidrograma de diseño. En el punto 5.6 se realiza la estimación probabilística de la erosión local asociada a la serie temporal de caudales durante el periodo de la vida útil del puente. Para finalizar, en el punto 5.8, se presenta un resumen y conclusiones del capítulo.

5.2.- Incertidumbres en la Estimación de la Erosión Local

En las ecuaciones que estiman la erosión local pueden señalarse tres tipos de incertidumbre: la "incertidumbre del modelo", la "incertidumbre hidrológica-hidráulica" y la "incertidumbre de los parámetros" (Johnson y Dock, 1998).

La "incertidumbre del modelo" surge de utilizar una forma de modelo, metodología o ecuación que puede no ser del todo representativa del proceso físico. El más claro ejemplo para el caso de la erosión local es la incertidumbre que surge de los problemas de escala entre laboratorio y prototipo. En general, los modelos o ecuaciones se desarrollan a partir de ensayos experimentales en laboratorio y desde ahí se extrapolan a prototipo, lo que induce incertidumbres asociadas a esa extrapolación.

La "incertidumbre hidrológica-hidráulica" es el resultado de la estimación de las variables hidráulicas (por ejemplo, profundidad y velocidad de flujo) en un emplazamiento determinado, la que se incrementa cuando la información disponible es limitada. A su vez, la erosión es a menudo evaluada para eventos hidrológicos extremos. Por ejemplo los manuales recomiendan estimar la erosión para eventos asociados a 100 años de recurrencia (Richardson y Davis, 1995). Teniendo en

cuenta que las series históricas de registros hidrométricos más completas no son generalmente mayores a 50 o 60 años, las estimaciones de caudales de diseño se realizan a partir de extrapolaciones significativas, llegándose a valores que incluso no se encuentran dentro de la serie registrada. El resultado es el incremento en la incertidumbre de la determinación de las variables hidráulicas de los modelos de estimación de la erosión local.

La "incertidumbre de los parámetros" o "incertidumbre de los parámetros del modelo" surge de las limitaciones que presentan los parámetros o coeficientes del modelo para predecir de manera precisa los datos observados. En general, los parámetros del modelo surgen de ajustes y aproximaciones experimentales que tienen implícitos de alguna manera una dispersión y por tanto una incertidumbre. Por otra parte, la sugerencia para la determinación de parámetros es poco precisa y el ingeniero termina determinando el coeficiente en base a su juicio y experiencia.

Las incertidumbres pueden ser cuantificadas a partir de funciones de probabilidad. En este Capítulo se presenta el análisis de la "incertidumbre hidrológica-hidráulica" y de la "incertidumbre del parámetro" a partir de la representación de las variables hidrológicas-hidráulicas y del parámetro del modelo como funciones de probabilidad. La "incertidumbre del parámetro" es también denominada "incertidumbre del parámetro del modelo". Podrían analizarse otras fuentes de incertidumbre como los parámetros del sedimento, entre otros. En este caso se analizan las variables explicitadas.

5.3.- Análisis de la incertidumbre del parámetro del modelo de predicción de la evolución temporal de la erosión local

Introducción

Como se ha mencionado, este análisis incorpora un enfoque probabilístico a la estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo flujo no estacionario, a partir de la metodología propuesta en el Capítulo 4 y del análisis de las incertidumbres de los parámetros del modelo y de las variables hidrológicas- hidráulicas.

La metodología propuesta en el Capítulo 4 es un esquema de cálculo de la evolución temporal de la profundidad de erosión local en torno a una pila cilíndrica bajo condiciones de flujo no estacionario (ondas de crecidas) y se basa en el concepto de superposición y en la metodología propuesta por Oliveto y Hager (2002) que predice la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo condiciones de flujo estacionarias.

La ecuación propuesta por Oliveto y Hager (2002) para la evolución de la profundidad de erosión bajo flujo estacionario es la siguiente:

$$\frac{d_s}{(h_o D)^{1/3}} = A \cdot N \cdot \sigma^{-1/2} \cdot F_d^{1.5} \cdot \log T . \quad (5.1)$$

con,

$$\sigma = \left(\frac{d_{84}}{d_{16}} \right)^{1/2} \quad (5.2)$$

$$F_d = \frac{V}{\sqrt{g(s-1)d_{50}}} \quad (5.3)$$

$$T = \frac{t \cdot \sigma^{1/3} \cdot (g(s-1)d_{50})^{1/2}}{(h_o D^2)^{1/3}} \quad (5.4)$$

donde,

\mathcal{A} : parámetro de ajuste del modelo (toma el valor de $\mathcal{A} = 0.068$)

d_i : profundidad de erosión,

h_o : profundidad del flujo en las cercanías,

D : diámetro de pila,

N : factor de forma de la pila (igual a 1 para pilas cilíndricas),

σ : desviación estándar del sedimento

d_{84} : diámetro de grano de percentil 84,

d_{16} : diámetro de grano de percentil 16,

F_d : numero de Froude de partícula,

V : velocidad aguas arriba de la pila,

s : peso específico del sedimento,

d_{50} : tamaño medio de grano,

T : tiempo adimensional,

t : tiempo.

Ajuste estadístico del parámetro de modelo

El análisis de la incertidumbre del parámetro del modelo (\mathcal{A}) se basa en tratar a este parámetro como una función de probabilidad y no como un valor determinístico. Para ello se utilizaron los 46 ensayos experimentales en estado estacionarios presentados por López (2007), determinando los parámetros del modelo de mejor ajuste a cada ensayo. De esta manera se obtuvieron 46 valores del parámetro del modelo (\mathcal{A}) a los cuales se les realiza el ajuste de distribuciones de probabilidad paramétricas. Las funciones de probabilidad utilizadas para el ajuste han sido: Normal, Log-Normal, General Extreme Value y Gamma, debido a que la visualización gráfica indica que estas funciones pueden ser aprobadas por los test de bondad de ajuste. El ajuste de distribuciones paramétricas se realiza por el método de máxima verosimilitud. Una vez ajustadas las funciones se realizan los test de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov y Chi cuadrado, a partir de lo cual se selecciona la función de mejor ajuste. Los resultados de los p-valores para ambos test de bondad de ajuste se presentan en la Tabla 5-1.

Tabla 5-1.- Bondad de ajuste de las distribuciones de probabilidad para el parámetro de modelo A por los métodos de Chi² y Kolmogorov-Smirnov.

Función	p-valor Chi ²	p-valor Kolmogorov-Smirnov
Normal	0.3461	0.6709
Log-Normal	0.2859	0.5412
General Extreme Value	0.1961	0.5762
Gamma	0.3427	0.6174

Los resultados muestran que el mejor ajuste es el de la función Normal y que para ambos test no se rechaza la hipótesis de ajuste con una significancia estadística del 5%. Los parámetros de la función normal de mejor ajuste son:

- Media $\mu = 0.0685$
- Desviación estándar $\sigma = 0.0058$

Como primera observación se debe señalar que el valor medio que resulta del ajuste de la función normal es prácticamente igual al valor del parámetro del modelo determinístico que es $\mathcal{A} = 0.068$ (Oliveto y Hager, 2002).

La función de distribución acumulada empírica y teórica (modelada con la función normal) se presenta en la Figura 5-1.

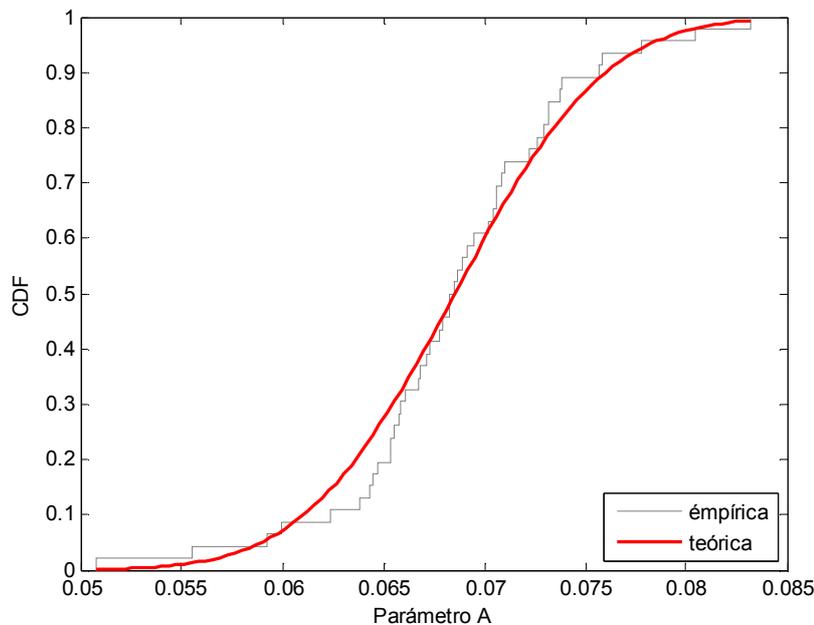


Figura 5-1.- Función de probabilidad acumulada empírica y teórica (resultante del ajuste) de la función normal para el parámetro de modelo A.

A partir del análisis de la incertidumbre del parámetro del modelo (\mathcal{A}) y de un modelo determinístico de estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión en condiciones de

flujo estacionarias se obtiene un modelo probabilístico de estimación de la erosión local bajo flujo estacionario. Ese modelo se puede presentar a partir de la ecuación (5.1) de la siguiente manera:

$$\frac{d_s}{(h_o D)^{1/3}} = A(\mu_A, \sigma_A) \cdot N \cdot \sigma^{-1/2} \cdot F_d^{1.5} \cdot \log T. \quad (5.5)$$

Donde ahora el parámetro del modelo (A) dejó de ser un valor determinístico y pasó a ser una función de distribución de probabilidad normal con media igual a 0.0685 y desviación estándar igual a 0.0058 - $A = N(0.0685, 0.0058)$.

Estimación probabilística de la evolución de la erosión local bajo flujo estacionario

Las incertidumbres en las estimaciones de erosión local pueden ser cuantificadas de diversas maneras. En particular, a partir de la ecuación (5.5), la variable aleatoria profundidad de erosión adimensional se puede presentar como el producto de una variable aleatoria (A) y una constante ($\log T$). Entonces,

$$\Phi_Z = \frac{d_s}{(h_o D)^{1/3} \cdot N \cdot \sigma^{-1/2} \cdot F_d^{1.5}} = A(\mu_A, \sigma_A) \cdot \log T. \quad (5.6)$$

Donde Φ_Z es una variable aleatoria con una distribución de probabilidad normal N ,

$$\varphi_Z = N(\mu_{\varphi_Z}, \sigma_{\varphi_Z}), \quad (5.7)$$

donde,

$$\mu_{\varphi_Z} = \mu_A \cdot \log T, \quad (5.8)$$

y

$$\sigma_{\varphi_Z}^2 = \sigma_A^2 \cdot (\log T)^2, \quad (5.9)$$

Por lo tanto, para un determinado tiempo se puede tener la función probabilidad de la profundidad de erosión esperada. En la Tabla 5-2 se presentan, a modo de ejemplo, los resultados de la erosión para tres tiempos distintos.

Tabla 5-2.- Resultados de los parámetros estadísticos de la profundidad de erosión para distintos tiempos adimensionales para la evolución temporal de la erosión en condiciones estacionarias.

Tiempo adimensional (T)	721	8401	84961	850561
μ	0.196	0.269	0.338	0.406
σ	0.017	0.023	0.029	0.034

Otra de las posibilidades, para la cuantificación de las incertidumbres en la erosión local, es la utilización de técnicas de simulación como la técnica de simulación de Monte Carlo.

Para este caso, esa utilidad pierde relevancia ya que es una única variable aleatoria (constante del modelo \mathcal{A}) la que está condicionando la probabilidad de la erosión local. La técnica de Monte Carlo será utilizada en análisis de mayor complejidad, donde intervienen varias variables aleatorias.

Con este enfoque probabilístico ahora es posible cuantificar la seguridad de la fundación de un puente frente a la acción erosiva del flujo asumiendo que es válida la evolución temporal bajo condiciones estacionarias. De esta manera, se define como fiabilidad la probabilidad de que, para un tiempo dado, la fundación cumpla con los requisitos de resistencia para los que fue concebida. Esta definición presupone que las variables involucradas tienen carácter aleatorio y la fiabilidad es entonces la probabilidad complementaria a la probabilidad de fallo de los requisitos de seguridad.

Resumiendo, mediante una ecuación de verificación se establece si para determinados valores de los parámetros involucrados, la obra cumple o no con los requisitos de seguridad. Por su parte la fiabilidad determina la probabilidad de que, en cualquier tiempo considerado, la ecuación de verificación alcance el valor establecido.

La ecuación de verificación puede establecerse de dos maneras fundamentales, como coeficiente de seguridad, en la que se define el coeficiente de seguridad como el cociente entre los factores favorables (X) y desfavorables (Y) a la seguridad, o como margen de seguridad, en el cual se considera la diferencia entre los factores favorables y desfavorables.

En el caso de fallo por erosión local, el factor favorable es la profundidad de fundación y el factor desfavorable es la profundidad de erosión local. Entonces la **probabilidad de fallo** (p_f) para el margen de seguridad, asumiendo a modo de ejemplo que el colapso se da cuando el valor de la profundidad de fundación Φ_z supera 0.37 para el $T = 84961$ ($p_f = P(\phi_z \leq 0.37)$ para $T = 84961$), adopta el valor **0.874**.

Estimación probabilística de la evolución de la erosión local frente al pasaje de una onda de crecida para los ensayos experimentales

Al igual que para la evolución temporal de la erosión local bajo flujo estacionario, es posible estimar las incertidumbres asociadas a la evolución temporal de la erosión local frente al pasaje de una onda de crecida.

En este apartado, aplicando la técnica de simulación de Monte Carlo y en base a la metodología propuesta en el Capítulo 4, se estima la incertidumbre de la evolución temporal de la erosión local frente al pasaje de una onda de crecida (hidrograma), para las condiciones hidráulicas de los ensayos experimentales desarrollados. La incertidumbre en la erosión local se asocia solamente a la incertidumbre del parámetro del modelo \mathcal{A} . De esta manera, a partir de generar una muestra aleatoria de parámetros de modelos, se calculan las evoluciones temporales de la erosión frente a

crecidas, obteniendo para cada instante de tiempo, una muestra de profundidades de erosión local. Incluso, para un instante de tiempo dado, se puede ajustar una distribución de probabilidad de la erosión local, en particular al final del pasaje de la crecida.

A modo de ejemplo, se han realizado 1000 simulaciones variando el parámetro $\mathcal{A} = N(0.0685, 0.0058)$, para cada uno de los ensayos experimentales. A continuación se presenta el resultado de la simulación de Monte Carlo de la evolución temporal de la erosión local y los resultados de los ensayos experimentales presentados en el Capítulo 4. En la Figura 5-2 se presentan los resultados de los hidrogramas ensayados cuyo caudal pico es $Q_p = 70$ l/s, mientras que en la Figura 5-3 se presentan los resultados de los hidrogramas experimentales cuyo caudal pico es $Q_p = 55$ l/s.

Los resultados de estimación probabilística de la evolución temporal frente a los hidrogramas experimentales muestran que los datos de laboratorio se encuentran siempre dentro de la banda de evoluciones pronosticada. Por otra parte, se muestra que es posible obtener la distribución de probabilidad de la profundidad de erosión, en cualquier instante del tiempo de pasaje del hidrograma y en particular al final del mismo.

Con esta metodología es posible analizar la probabilidad de fallo o fiabilidad de la profundidad de fundación de un puente frente a la erosión local. A su vez es importante analizar la incertidumbre de la profundidad de erosión al final del hidrograma de diseño, no solo en función de las incertidumbres del parámetro del modelo sino también de las variables aleatorias hidrológicas-hidráulicas del evento de diseño.

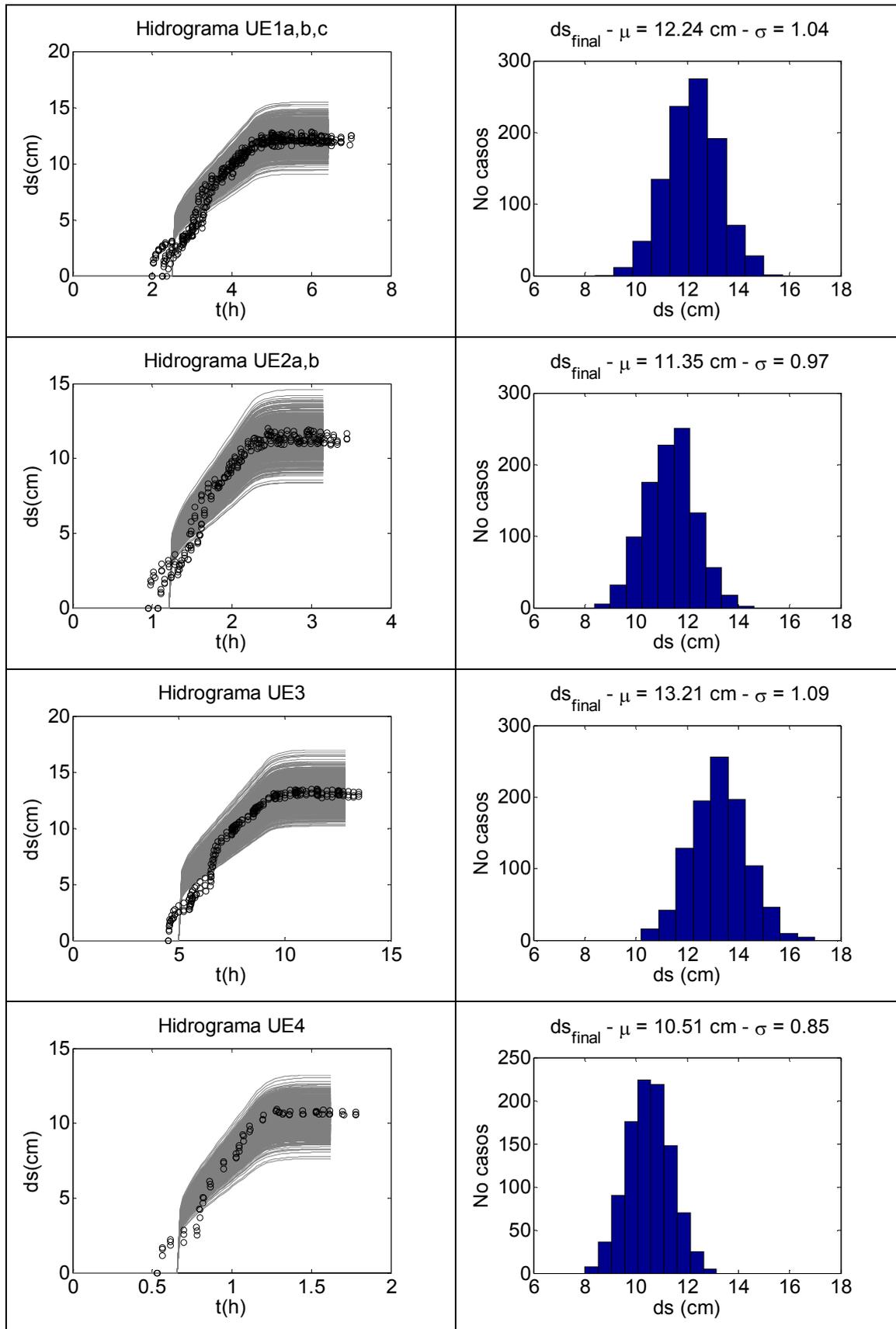


Figura 5-2.- Simulación de la evolución temporal de erosión local por el método de Monte Carlo (1000 repeticiones) variando el parámetro del modelo (líneas grises) y los resultados experimentales (puntos) de los hidrogramas cuyo caudal pico es 70 l/s (izquierda). Histograma de la profundidad de erosión local al final del hidrograma (derecha).

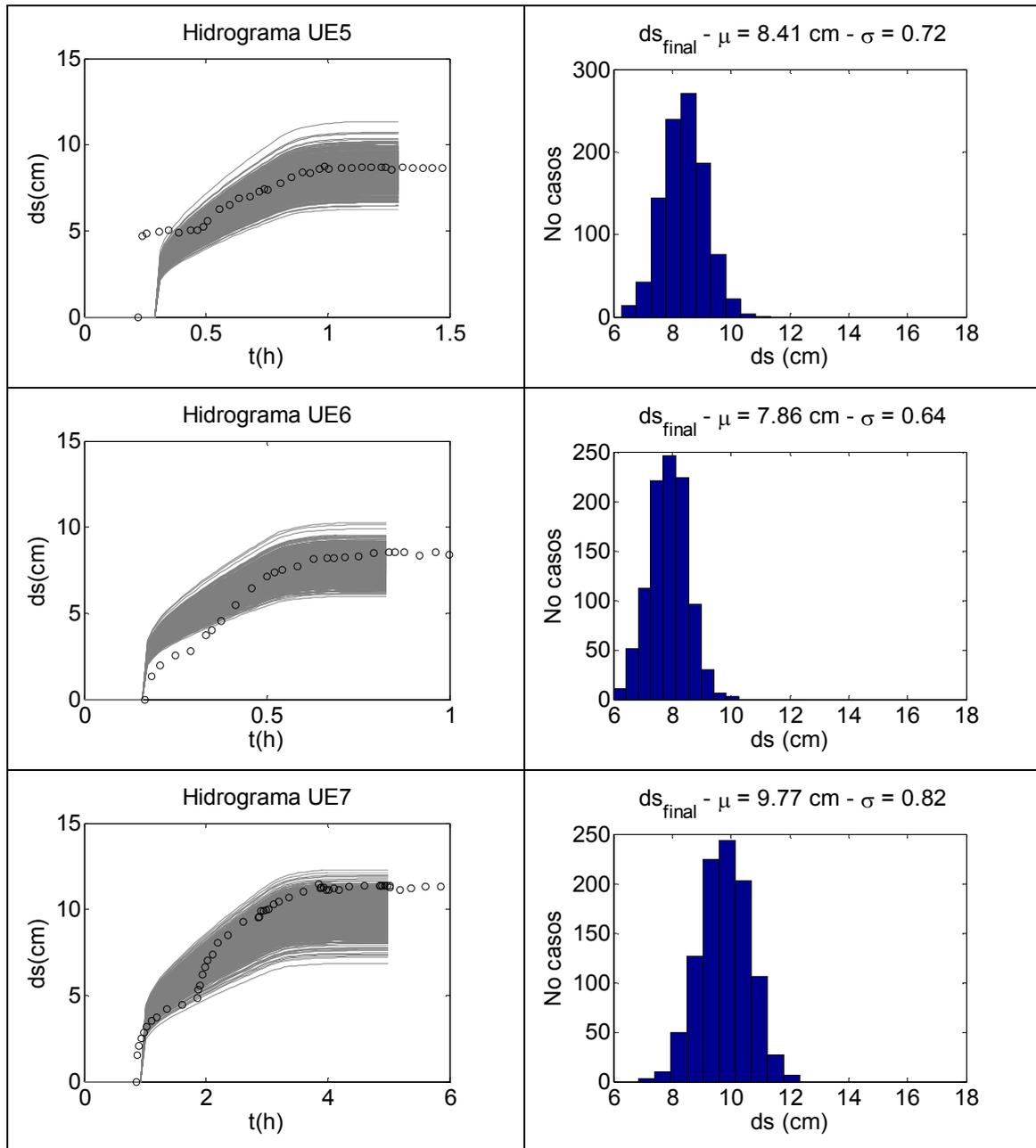


Figura 5-3.- Simulación de la evolución temporal de erosión local por el método de Monte Carlo (1000 repeticiones) variando el parámetro del modelo (líneas grises) y los resultados experimentales (puntos) de los hidrogramas cuyo caudal pico es 55 l/s (izquierda). Histograma de frecuencia de la erosión local al final del hidrograma (derecha).

5.4.- Presentación del caso de estudio – Puente Paso Pache

El análisis de la incertidumbre de las variables hidrológicas-hidráulicas y la estimación probabilística de la evolución temporal de la erosión local se aplica a modo de ejemplo al puente de Paso Pache.

Ubicación del puente: El puente de Paso Pache se ubica en la Ruta Nacional N° 5 (km 65) sobre el río Santa Lucía, límite departamental entre Canelones y Florida.

Descripción del puente: El puente tiene una longitud de 805 metros. Tiene un ancho de calzada de 8 metros para dos carriles. Este puente fue habilitado en 1968, cuando se construyó la nueva traza de la Ruta Nacional N° 5 reemplazando al histórico puente de Paso Pache de inicios de siglo XX.

Geometría del puente: El puente está fundado en un estribo en cada extremo y en pilas cilíndricas de hormigón armado de 1 metro de diámetro.

Geometría del canal: El cauce principal del río Santa Lucía en este tramo tiene un ancho medio que se puede estimar en 200 metros.

Material de lecho: El sedimento del lecho es básicamente una arena uniforme. La caracterización del sedimento se determinó a partir de ensayos granulométricos de muestras extraídas en la zona de estudio. El resultado de diámetro medio de grano es $d_{50} = 1$ mm y el sedimento es uniforme.

Caudales y niveles: La información hidrométrica para el análisis de las incertidumbres se obtienen del puente sobre el Río Santa Lucía sobre la Ruta Nacional N° 5, en el denominado Paso Pache. En este emplazamiento se encuentra una estación hidrométrica de la Dirección Nacional de Aguas (DINAGUA) del Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente (MVOTMA). Las características principales de la estación hidrométrica se presentan en la Tabla 5-3.

Tabla 5-3.- Características de la Estación Hidrométrica de Paso Pache (Ruta Nacional N° 5 en Río Santa Lucía).

Código	Nombre	Curso de agua	Cuenca (km ²)	Lat. Sur	Long. Oeste	Inicio Reg.	Fin Reg.
E59.1	Po Pache	Río Santa Lucía	4916	34°22'	56°15'	01/01/1979	31/12/2008

En la Figura 5-4 se presenta la serie continua de registros de caudal de la estación hidrométrica E59.1.

La estación tiene registros diarios y horarios (dependiendo del periodo de registros) de nivel y una curva de aforo (H-Q) que surge de las medidas realizadas en diversas campañas.

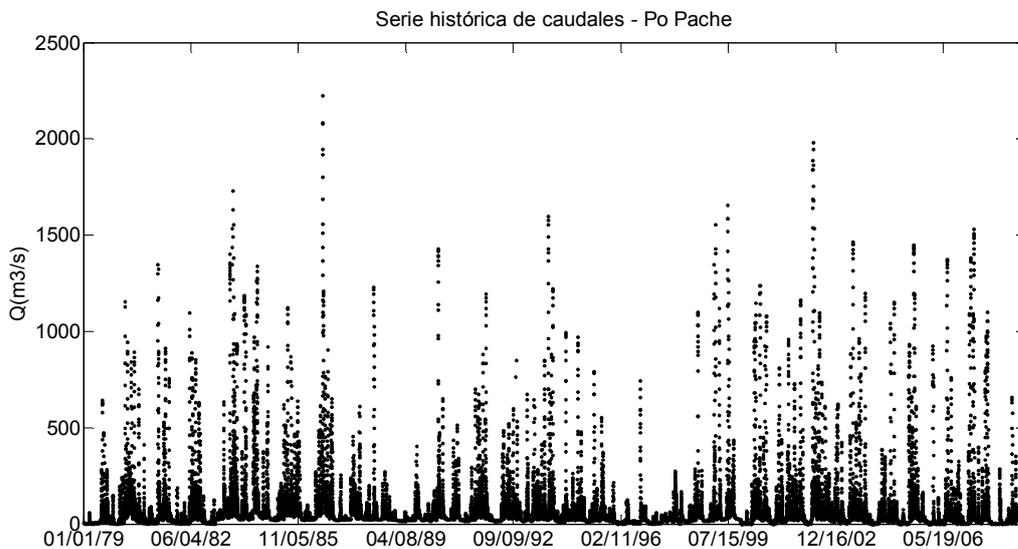


Figura 5-4.- Serie histórica de caudales en la Estación Hidrométrica E59.1-Paso Pache.

5.5.- Análisis de la incertidumbre de las variables hidrológicas-hidráulicas del hidrograma involucradas en la predicción de la evolución temporal de la erosión local para el puente de Paso Pache

Introducción

En esta apartado, se analiza la incertidumbre de las variables hidrológicas- hidráulicas de manera de incorporar esa incertidumbre a un enfoque probabilístico de la metodología de estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo flujo no estacionario ante el paso de una onda de crecida, propuesta en el Capítulo 4.

Las variables hidrológicas-hidráulicas analizadas en este estudio son las que definen un evento hidrológico extremo de diseño (hidrograma). En particular, la recomendación del Manual HEC18 (Richardson y Davis, 1995) para el diseño, es utilizar el hidrograma asociado a un periodo de retorno de 100 años.

El análisis de la incertidumbre consiste en determinar las variables características representativas del hidrograma de diseño: caudal pico (Q_p) y tiempo base (t_b), en particular sus funciones de distribuciones de probabilidad y analizar su efecto en la estimación probabilística de la profundidad de erosión. Esto se hace a partir de simulaciones con la técnica de Monte Carlo.

Complementariamente se incorpora la incertidumbre del modelo de evolución de la erosión a partir del análisis comparativo al considerar el coeficiente A como un valor determinístico ($A = 0.068$) o como una función de distribución que surge de los ajustes presentados anteriormente.

El resultado del análisis es una muestra de evoluciones temporales de erosión local frente al pasaje del hidrograma que surge de la serie de simulaciones del caudal pico (Q_p), el tiempo base del hidrograma (t_b) y el parámetro del modelo A . En particular, se obtiene una muestra de la profundidad erosión local al final del hidrograma.

El análisis de la incertidumbre de las variables hidrológicas-hidráulicas se aplica al puente de Paso Pache, que se ubica en la Ruta Nacional N° 5 sobre el río Santa Lucía, límite departamental entre Canelones y Florida.

Distribución de probabilidad del caudal pico

La determinación del caudal pico del hidrograma y su función densidad de probabilidad se realizó a partir del análisis de frecuencias de los datos máximos anuales de caudales de la estación Paso Pache del río Santa Lucía. Los datos incluidos en el análisis de frecuencias de caudales máximos anuales se presentan en la Tabla 5-4.

Tabla 5-4.- Serie de caudales diarios máximos anuales de la Estación Hidrométrica de Paso Pache (Ruta Nacional N° 5 en Río Santa Lucia).

Año	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988
Caudal (m³/s)	642	1156	1348	1099	1733	1340	1125	2224	613	1231
Año	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998
Caudal (m³/s)	404	1429	1194	850	1599	997	792	744	277	1101
Año	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008
Caudal (m³/s)	1658	1239	1164	1983	1467	1151	1450	1377	1530	660

Se realiza un ajuste de función de distribución de probabilidad por el método de máxima verosimilitud. La función de mejor ajuste es la función de Gumbel que es un caso particular de la función GEV. Para esta función ambos test no rechazan la hipótesis de ajuste con una significancia estadística del 5%. Los parámetros de la función Gumbel de mejor ajuste son:

- Parámetro de localización $\mu = 1405.2 \text{ m}^3/\text{s}$
- Parámetro de escala $\sigma = 439.5 \text{ m}^3/\text{s}$

Se han analizado también otros conjuntos de datos, para ver la posibilidad de mejorar el ajuste de extremos. Por ejemplo, se seleccionaron los 30 caudales pico máximos de la serie (caudales mayores a $1150 \text{ m}^3/\text{s}$). Los resultados de los ajustes no mejoraron significativamente los logrados con los caudales máximos anuales.

El resultado de la función de distribución acumulada empírica y teórica (modelada con la función de Gumbel) se presenta en la Figura 5-5, incluido la banda de confianza del 95%. La probabilidad acumulada se presenta en términos de periodo de retorno (T).

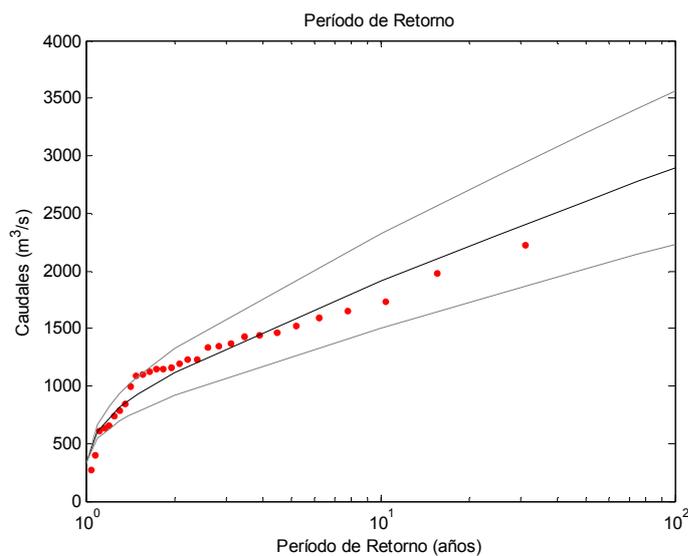


Figura 5-5.- Caudal pico asociado al periodo de retorno en función de la función de probabilidad ajustada

El intervalo de confianza de 95% se ha determinado por la función de verosimilitud a partir de la aproximación del estimador de máxima verosimilitud a una función normal (denominado método

delta) y de la inferencia utilizando el perfil de la función verosimilitud (denominado test de la relación verosimilitud) (Coles, 2001).

La estimación de los intervalos de confianza por el método delta permite la aproximación a una función normal del estimador utilizado para obtener los intervalos de confianza y puede ser considerada una aproximación en relación al método del perfil de la función verosimilitud que permite una estimación más precisa del intervalo de confianza.

Las estimaciones realizadas de los límites del intervalo de confianza del 95% por la aproximación normal (método delta) ha sido verificada por el perfil de la función verosimilitud. Por lo tanto, se puede asumir que dado un periodo de retorno el caudal pico presentará una función de distribución de probabilidad normal con el valor medio dado por el ajuste de la función Gumbel y con los intervalos de confianza estimados con el método delta.

En la Tabla 5-5 se presentan los parámetros de ajuste de la función de distribución de probabilidad normal para los caudales picos asociados a los periodos de retorno de 50, 75 y 100 años.

Tabla 5-5.- Parámetros de la función normal para los caudales picos asociados a los periodo de retorno de 50, 75 y 100 años.

Periodo de retorno	Media (m ³ /s)	Desviación estándar (m ³ /s)
50 años	2604	358
75 años	2776	385
100 años	2897	405

Distribución de probabilidad del tiempo base

La determinación del tiempo base del hidrograma y su función densidad de probabilidad se determinó a partir del análisis de frecuencias de la serie de datos de tiempo base de la estación Paso Pache del río Santa Lucía. Se determinó el conjunto de hidrogramas dado por los caudales máximos anuales de la serie histórica. El tiempo base de esta serie de hidrogramas se seleccionó a partir de un caudal mínimo dado. En este caso se tomó como caudal base 500 m³/s, que es un caudal apenas menor al que inicia la erosión local alrededor de la pila.

Se realizó el ajuste de la función densidad de probabilidad a la serie de tiempos base.

Los resultados muestran que la función de mejor ajuste es el de la función Normal. Los parámetros de la función Normal de mejor ajuste son:

- Media $\mu = 287200$ segundos
- Desviación estándar $\sigma = 97304$

Al igual que con la serie de datos de caudales se realizó un análisis de extremos para las variables caudal pico (Q_p) y tiempo base (t_b) con el método POT. Los resultados son similares que los obtenidos en el análisis de la serie de máximos anuales, para el rango de periodo de retorno analizado.

El método POT (Peak Over Threshold) se basa en suponer que los máximos que superan un cierto umbral y que están separados por un cierto intervalo de tiempo son independientes entre sí. Esto implica que si en un año ha habido temporales muy importantes no es a causa de que los sucesos extremos tiendan a concentrarse en ciertos años, sino que esta concentración ha sido por azar. Si los temporales son independientes, el hecho de que en un año haya habido un gran temporal no significa que la probabilidad de que ese mismo año existieran otros temporales importantes sea mayor (o menor). Aceptada la hipótesis, la muestra a analizar estará constituida, pues, por los máximos locales o bien por los picos de temporales que superen un determinado umbral de caudal. En cualquier caso, los máximos seleccionados deben cumplir la condición de independencia.

5.6.- Estimación probabilística de la evolución de la erosión local ocasionado por el hidrograma de diseño para el puente de Paso Pache

Introducción

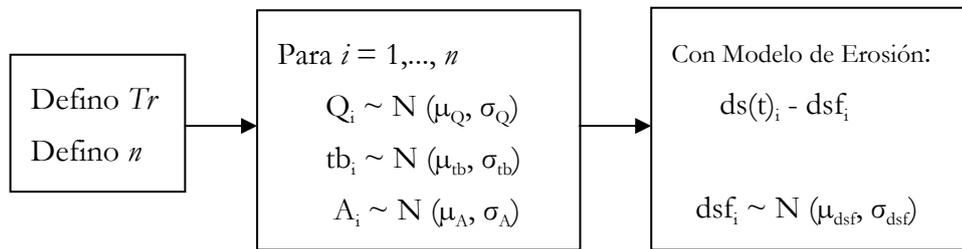
En este apartado, aplicando la técnica de simulación de Monte Carlo y en base a la metodología propuesta en el Capítulo 4, se estima la incertidumbre de la evolución temporal de la erosión local frente al pasaje de una onda de crecida (hidrograma), para las condiciones hidráulicas de un caso de estudio en particular, con el objetivo de mostrar el abordaje metodológico probabilístico.

Lo que se desarrolla en este punto, estrictamente no cuantifica la probabilidad de fallo, la fiabilidad o el riesgo asociado a determinado valor de profundidad de erosión (que si se presenta en el punto 5.7) ya que, en primer lugar, se asume un periodo de retorno. De todos modos, el análisis que se presenta proporciona información en cuanto a la dispersión y variabilidad en la estimación de la profundidad de erosión (incluso de la evolución temporal de la profundidad de erosión). Con estos resultados que surgen del enfoque semi-probabilístico el ingeniero proyectista puede interpretar los resultados y generar escenarios que le brinden elementos en cuanto a la confianza de las estimaciones.

Incorporando como variables aleatorias el parámetro del modelo y las variables hidrológicas-hidráulicas, el resultado que se puede obtener es la estimación probabilística de la erosión local, por ejemplo, la función de distribución de probabilidad de la erosión local y sus parámetros característicos, dado un periodo de retorno. Las etapas en la estimación probabilística de la erosión local son las siguientes:

- Selección del periodo de retorno asociado al caudal pico del hidrograma ($T_r = 50, 75$ y 100 años).
- Generación aleatoria del parámetro del modelo y de las variables hidráulicas (caudal pico y tiempo base del hidrograma) en función de cada una de sus funciones de distribución de probabilidad, para cada una de las n repetición en la simulación de Monte Carlo a desarrollar.
- Estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión frente al pasaje de una onda de crecida siguiendo la metodología propuesta en el Capítulo 4, en base a las variables aleatorias generadas en el paso anterior.
- Repetición del paso anterior para cada una de las n veces.
- Presentación de la evolución temporal de la profundidad de erosión y en particular de la erosión al final del hidrograma.

- Ajuste de una función distribución de probabilidad para los n resultados de erosión local al final del hidrograma.



De esta manera se caracteriza el comportamiento probabilístico de la erosión local al final del hidrograma, obteniendo en particular para una profundidad de erosión su probabilidad de ocurrencia (o incertidumbre asociada).

El número apropiado de repeticiones n , se determina analizando el coeficiente de variación ($CV=\sigma/\mu$) en el valor medio de la erosión local. El CV es una medida de la dispersión que se define como el coeficiente entre la desviación estándar (σ) y el valor medio (μ). Este coeficiente es útil para comparar diferentes poblaciones o sus distribuciones. A medida que el número de repeticiones de la simulación aumenta el coeficiente de variación disminuye (Johnson, 1992). Por lo tanto se han realizado varias simulaciones variando el número de repeticiones y se ha concluido que con $n = 1000$ se asegura una estabilización del coeficiente de variación (incluso con $n = 500$ sería suficiente).

Se debe subrayar que este método estrictamente no cuantifica la probabilidad de fallo, la fiabilidad o el riesgo asociado a determinado valor de profundidad de erosión. Este método si proporciona información en cuanto a la dispersión y variabilidad en la estimación de la profundidad de erosión (incluso de la evolución temporal de la profundidad de erosión) a partir de un evento hidrológico elegido (se deja fijo el periodo de retorno que define al evento hidrológico en el paso 1). Con estos resultados que surgen del enfoque semi-probabilístico el ingeniero proyectista puede interpretar los resultados y generar escenarios que le brinden elementos en cuanto a la confianza de las estimaciones.

Resultados

Por un lado, se ha analizado exclusivamente el efecto en la estimación probabilística de la erosión local de la incertidumbre del parámetro del modelo y por otro el efecto de la incertidumbre de las variables hidráulicas. También se ha analizado el efecto en la estimación probabilística de la erosión local de las incertidumbres del parámetro del modelo y de las variables hidráulicas en simultáneo.

Para el análisis de la influencia de la incertidumbre del parámetro del modelo en la erosión local, se ha calculado la evolución de la profundidad de erosión considerando las variables hidráulicas como determinísticas y la variable del parámetro del modelo como variable aleatoria con su distribución de probabilidad asociada.

Para el análisis de la influencia de la incertidumbre hidráulica en la erosión local, se ha calculado la evolución de la profundidad de erosión considerando las variables hidráulicas como probabilísticas (variables aleatorias con su distribución de probabilidad) y la variable del modelo como determinística. A su vez se ha analizado el efecto exclusivamente del caudal pico por entenderse que es la variable aleatoria hidráulica de mayor significancia.

La presentación de estos resultados se realiza considerando distintas combinaciones de variable aleatoria. A continuación se presenta, para cada denominación utilizada como título de las figuras, qué variables han sido consideradas como variables aleatorias y cuáles como valores determinísticos:

- Incertidumbre de Modelo e Hidráulicas: variables aleatorias: A (parámetro del modelo), Q_p (caudal pico) y t_b (tiempo base).
- Incertidumbre Hidráulica: variables aleatorias: Q_p (caudal pico) y t_b (tiempo base).
- Incertidumbre de Modelo: variables aleatorias: A (parámetro del modelo).
- Incertidumbre de Hidráulicas (Q_p): variables aleatorias: Q_p (caudal pico).

El resultado de la evolución temporal frente al pasaje de un hidrograma de 50, 75 y 100 años de recurrencia se presentan en la Figura 5-6, y en la Figura 5-10 respectivamente.

En la Figura 5-6 y en la Figura 5-7 se presenta el resultado de la evolución temporal frente al pasaje de un hidrograma de 50 años de recurrencia y el respectivo histograma de frecuencia de la profundidad de erosión al final del hidrograma. En la Figura 5-8 y en la Figura 5-9 se presentan los mismos resultados para el hidrograma de 75 años. Mientras que en la en la Figura 5-10 y en la Figura 5-11 se presentan para el hidrograma de 100 años de periodo de retorno.

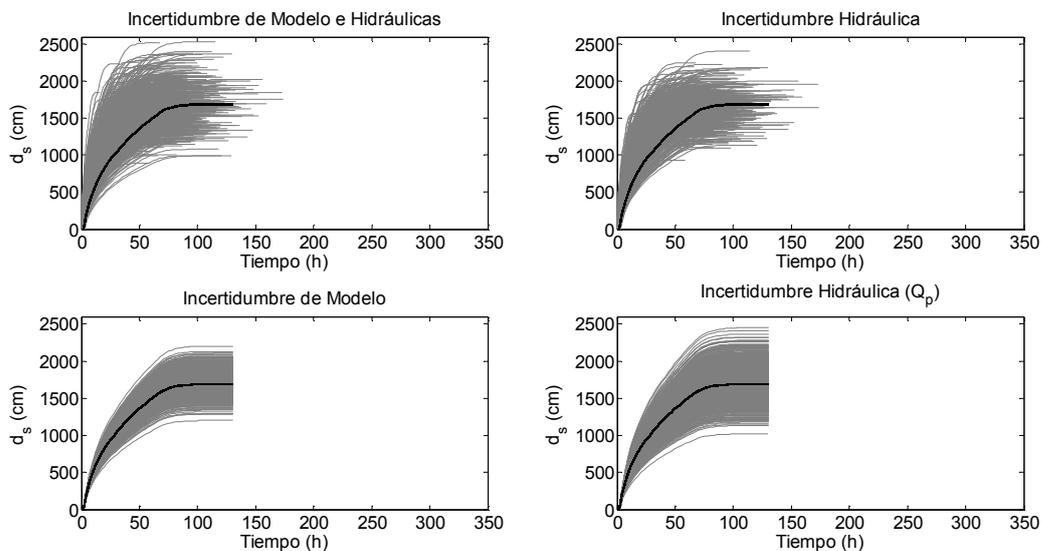


Figura 5-6.- Resultados de las 1000 simulaciones de Monte Carlo para la evolución temporal de la profundidad de erosión frente al pasaje de un hidrograma de 50 años de periodo de retorno. En negro se presenta la evolución temporal considerando todas las variables como determinísticas.

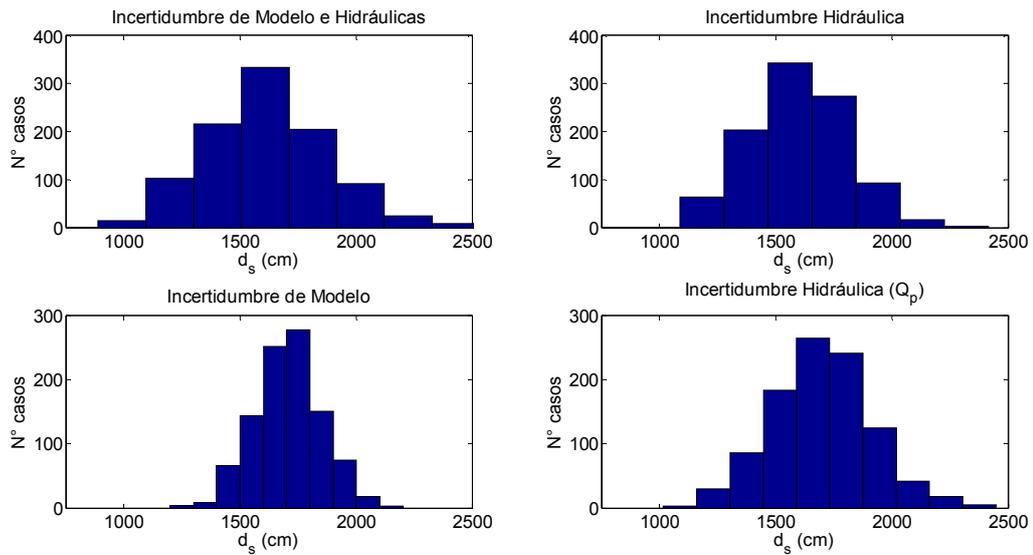


Figura 5-7.- Histograma de frecuencia de las 1000 simulaciones de Monte Carlo para la erosión al final del hidrograma de 50 años de periodo de retorno.

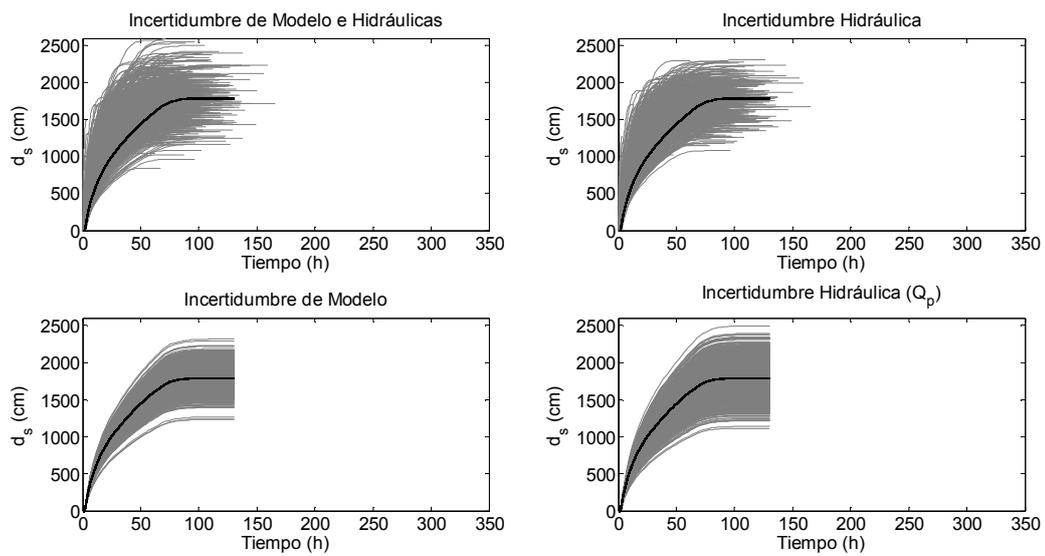


Figura 5-8.- Resultados de las 1000 simulaciones de Monte Carlo para la evolución temporal de la profundidad de erosión frente al pasaje de un hidrograma de 75 años de periodo de retorno. En negro se presenta la evolución temporal considerando todas las variables como determinísticas.

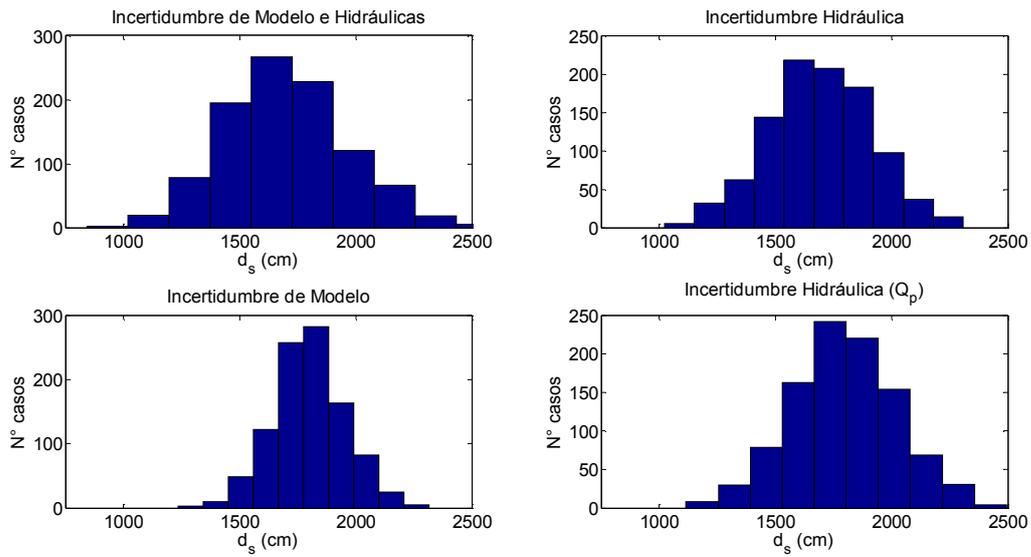


Figura 5-9.- Histograma de frecuencia de las 1000 simulaciones de Monte Carlo para la erosión al final del hidrograma de 75 años de periodo de retorno.

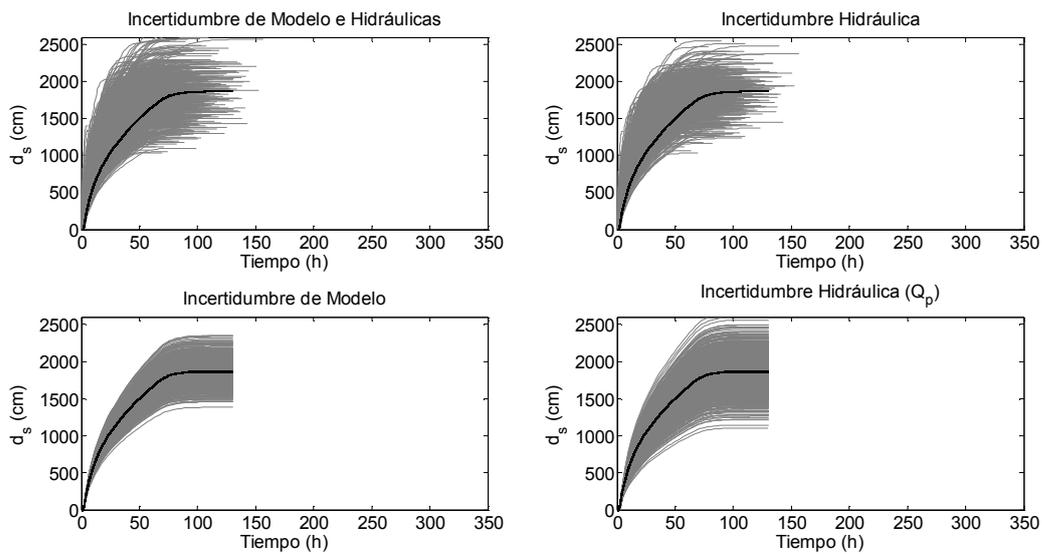


Figura 5-10.- Resultados de las 1000 simulaciones de Monte Carlo para la evolución temporal de la profundidad de erosión frente al pasaje de un hidrograma de 100 años de periodo de retorno. En negro se presenta la evolución temporal considerando todas las variables como determinísticas.

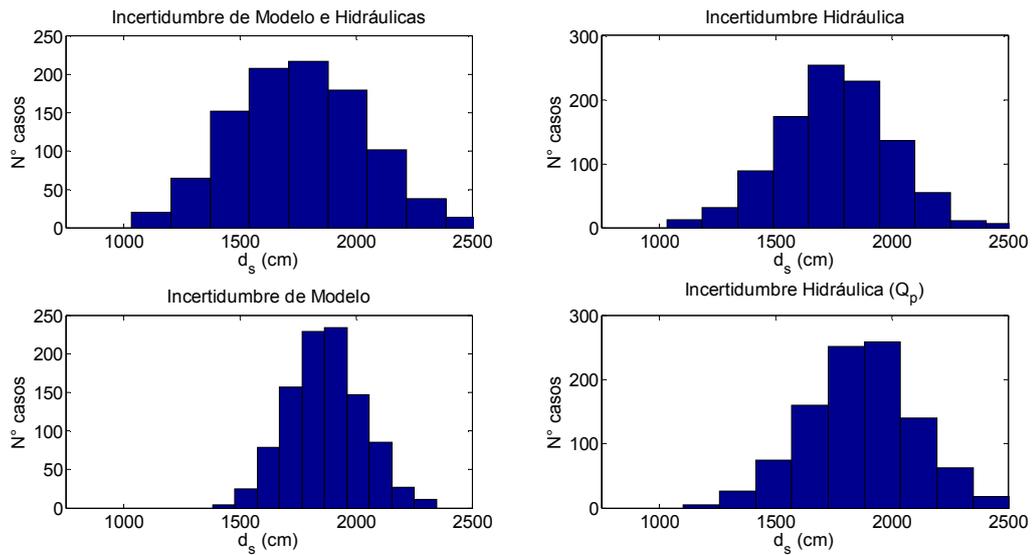


Figura 5-11.- Histograma de frecuencia de las 1000 simulaciones de Monte Carlo para la erosión al final del hidrograma de 100 años de periodo de retorno.

Es notoria la variabilidad de las evoluciones de la erosión local en general y en particular de la erosión al finalizar el hidrograma.

En la Tabla 5-6 se presentan los valores medios, desviación estándar, máximo y mínimo de las erosiones al final del hidrograma de diseño.

Tabla 5-6.- Parámetros característicos de los resultados de las 1000 simulaciones de Monte Carlo de la erosión al final del hidrograma de 50, 75 y 100 años de periodo de retorno, para las distintas combinaciones de variables aleatorias consideradas.

Evento	Incertidumbre	Media	Desv Estándar	Mínimo	Máximo
Tr = 50 años	INCERT. MODELO E HIDRAULICAS	1613	263	479	2534
	INCERT. HIDRAULICAS	1595	214	518	2415
	INCERT. MODELO	1709	145	1200	2203
	INCERT. HIDRAULICAS (Q_p)	1698	215	1017	2449
Tr = 75 años	INCERT. MODELO E HIDRAULICAS	1699	267	844	2610
	INCERT. HIDRAULICAS	1694	223	1023	2310
	INCERT. MODELO	1799	155	1235	2316
	INCERT. HIDRAULICAS (Q_p)	1799	225	1116	2495
Tr = 100 años	INCERT. MODELO E HIDRAULICAS	1761	290	1035	2723
	INCERT. HIDRAULICAS	1757	240	1031	2559
	INCERT. MODELO	1869	159	1382	2348
	INCERT. HIDRAULICAS (Q_p)	1867	238	1102	2662

Al analizar los resultados en cuanto a la variación de los distintos eventos hidrológicos considerando las mismas variables como aleatorias se observa que al aumentar el periodo de retorno del evento de diseño aumentan los estadísticos media y desviación estándar. Es decir, que aumenta el resultado de erosión local y su dispersión (ancho de la banda de resultados).

Ahora, al analizar los resultados variando las distintas combinaciones de variables aleatorias consideradas para un evento hidrológico dado, se puede decir que:

- La configuración con todas las variables (modelo e hidráulica) consideradas como aleatorias es la que introduce mayor dispersión en los resultados. Esto es coherente, ya que esta configuración es la que tiene en cuenta la mayor cantidad de variables aleatorias.
- Al comparar la configuración que considera las variables hidráulicas exclusivamente como aleatorias con la que considera como variable aleatoria el parámetro del modelo se observa que la incertidumbre hidráulica incorpora mayor dispersión en los resultados de erosión local. Esto se confirma al observar los resultados de la configuración con todas las variables (modelo e hidráulica) consideradas como aleatorias con la configuración que considera solo a la variable del modelo como aleatoria, donde los resultados presentan mayor desviación estándar. Es decir que la incertidumbre hidráulica es la que explica la mayor parte de la varianza en los resultados de erosión local.
- Al analizar la configuración donde se tiene en cuenta como variable aleatoria solo al causal pico se observa que los valores de desviación estándar son similares a los de la configuración con todas las variables aleatorias, incluyendo el tiempo base también. De aquí se

desprende que la incertidumbre del caudal pico explica prácticamente la totalidad de la varianza de la erosión local dada por las variables hidráulicas. La variable aleatoria hidráulica que gobierna la dispersión en el modelo de erosión local es el caudal pico.

- Al analizar los valores esperados (media) de la erosión al final del hidrograma se puede observar que hay dos grupos de configuraciones donde se obtienen resultados similares entre si y diferentes ente ellos: uno es la configuración de incertidumbre de modelo e hidráulicas con la configuración de incertidumbre hidráulicas, otro es la configuración de incertidumbre de modelo con la configuración de incertidumbre del caudal pico. En el primer tipo se obtienen valores esperados de profundidades de erosión menores que con el segundo tipo. La diferencia entre ambos tipos es la consideración del tiempo base del hidrograma t_b como variable aleatoria. Por lo tanto, considerar la variable tiempo base del hidrograma como aleatoria es relevante en el valor esperado de la profundidad de erosión al final del hidrograma.

Se realizó el ajuste de la función densidad de probabilidad a cada conjunto de resultados de erosión local. Las funciones de probabilidad utilizadas para el ajuste han sido: Normal, Log-Normal, General Extreme Value, Gumbel y Gamma. El ajuste de distribuciones paramétricas se realiza por el método de máxima verosimilitud. Una vez ajustadas las funciones se realizan los test de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov y Chi cuadrado, a partir de lo cual se selecciona la función de mejor ajuste.

Los resultados de la función de mejor ajuste y sus parámetros para cada una de las configuraciones de variables aleatorias y eventos hidrológicos de diseño analizados se presentan en la Tabla 5-7. La representación gráfica de la función de densidad acumulada de mejor ajuste en comparación con la empírica, para cada una de las configuraciones de variables aleatorias analizada, se presenta en la Figura 5-12. Se observa que el ajuste de la función distribución de probabilidad es muy bueno respecto a los datos experimentales para cada una de las configuraciones y eventos hidrológicos.

Tabla 5-7.- Función de distribución de mejor ajuste y sus parámetros de la erosión al final del hidrograma de 50, 75 y 100 años de periodo de retorno

Incertidumbre	Tr = 50 años	Tr = 75 años	Tr = 100 años
INCERT. MODELO E HIDRAULICAS	Normal (1601, 254)	Normal (1700, 255)	Gamma (36.7, 48.0)
INCERT. HIDRAULICAS	Normal (1588, 212)	Normal (1692, 220)	Normal (1757, 240)
INCERT. MODELO	Gamma (133.3, 12.8)	Gamma(145.2, 12.4)	Gamma (137.7,13.6)
INCERT. HIDRAULICAS (Q_p)	Normal (1689, 208)	Normal (1796, 219)	Normal (1867,238)

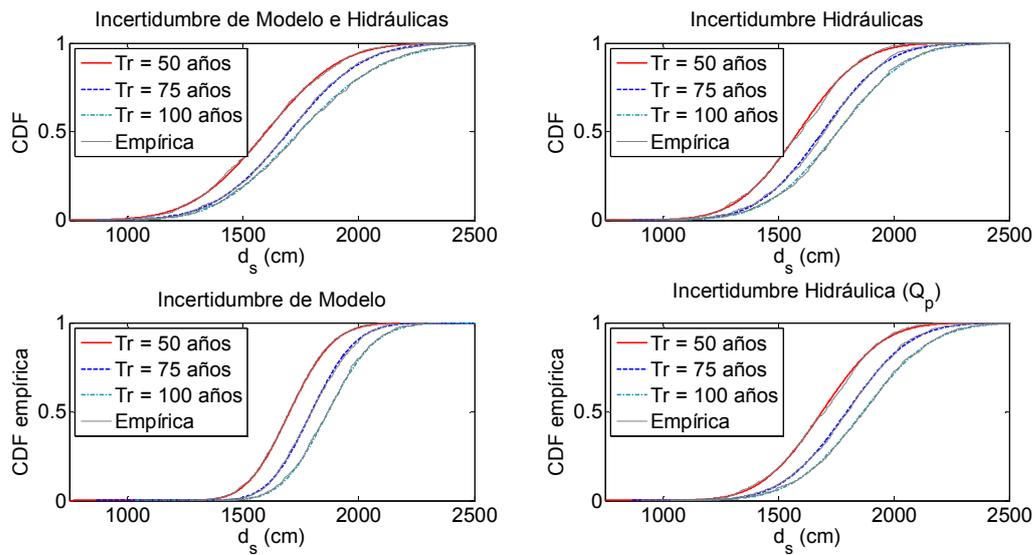


Figura 5-12.- Funciones de distribución acumulada empírica y la resultante del mejor ajuste para cada configuración de variables aleatorias y cada evento hidrológico analizado.

Como complemento de la presentación de resultados realizadas anteriormente se muestra en la Figura 5-13 las funciones de densidad de probabilidad presentadas para los tres periodos de retorno y para cada configuración de variables aleatorias. En la Figura 5-14 se muestra las mismas funciones de densidad de probabilidad para las cuatro configuraciones de variables aleatorias presentadas para cada periodo de retorno. Los resultados verifican las observaciones realizadas anteriormente.

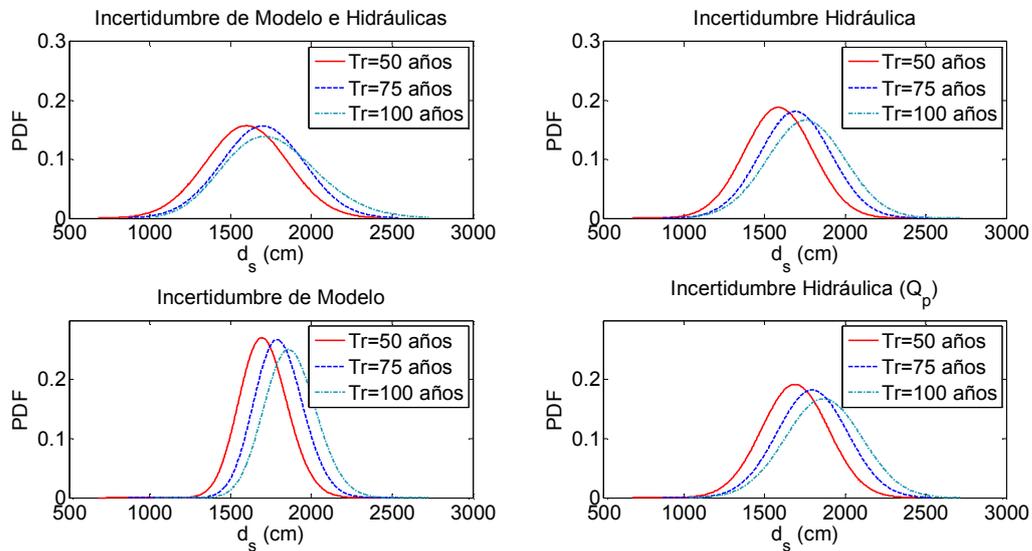


Figura 5-13.- Funciones de densidad de probabilidad de mejor ajuste para las erosiones locales de cada configuración de variables aleatorias y cada evento hidrológico analizado.

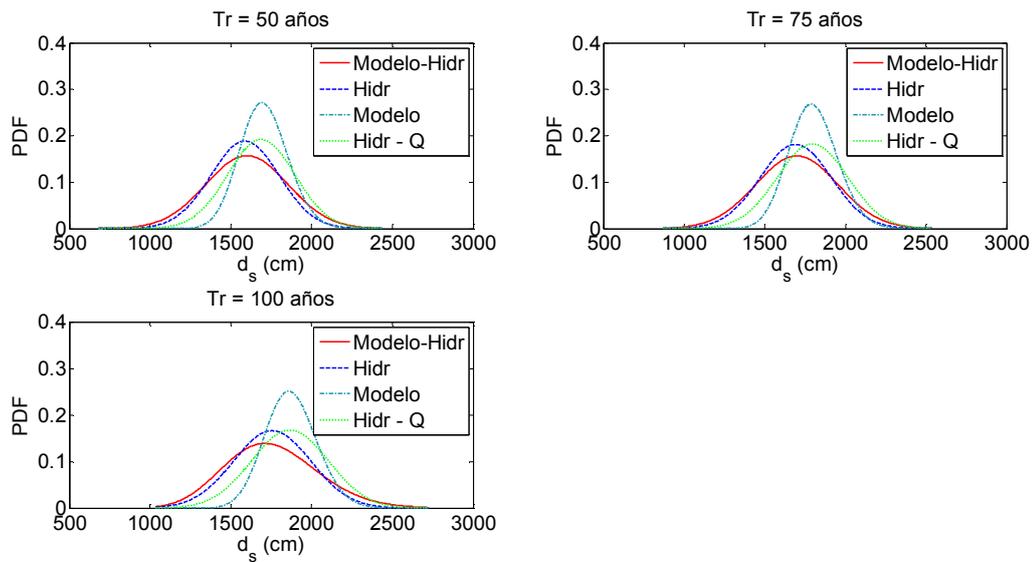


Figura 5-14.- Funciones de densidad de probabilidad de mejor ajuste para las erosiones locales de cada configuración de variables aleatorias y cada evento hidrológico analizado.

Para finalizar, a modo ilustrativo, se analiza la probabilidad de ocurrencia de tres profundidades de erosión que pueden ser asociadas con la profundidad de fundación de las pilas de puente del río Santa Lucia Chico en la Ruta Nacional N° 5 (Paso Pache). En la Tabla 5-8 se presenta la probabilidad de superación de las tres profundidades de erosión determinadas (14, 15 y 16 metros) para cada evento hidrológico analizado y para cada configuración de variables aleatorias.

Tabla 5-8.- Probabilidad de ocurrencia de la profundidad de erosión de 14, 15 y 16 metros para los distintos eventos hidrológicos analizados y para las distintas configuraciones de variables aleatorias

Profundidad (m)	Incertidumbre	Tr = 50 años	Tr = 75 años	Tr = 100 años
14	INCERT. MODELO E HIDRAULICAS	78.6 %	88.0 %	90.1 %
	INCERT. HIDRAULICAS	81.2 %	85.1 %	93.2 %
	INCERT. MODELO	98.5 %	99.8 %	99.9 %
	INCERT. HIDRAULICAS (Q_p)	91.8 %	93.71 %	96.5 %
15	INCERT. MODELO E HIDRAULICAS	65.5 %	78.4 %	81.4 %
	INCERT. HIDRAULICAS	66.1 %	72.1 %	85.8 %
	INCERT. MODELO	92.3 %	98.2 %	99.4 %
	INCERT. HIDRAULICAS (Q_p)	81.8 %	86.02 %	91.2 %
16	INCERT. MODELO E HIDRAULICAS	50.2 %	65.3 %	69.8 %
	INCERT. HIDRAULICAS	47.7 %	55.2 %	74.4 %
	INCERT. MODELO	76.0 %	91.4 %	96.2 %
	INCERT. HIDRAULICAS (Q_p)	66.6 %	73.63 %	81.5 %

Este ejemplo muestra claramente que, a partir del enfoque probabilístico aquí presentado, es posible estimar la profundidad de erosión local al final del hidrograma y la probabilidad de ocurrencia de ese valor.

Con estos resultados que surgen del enfoque semi-probabilístico el ingeniero proyectista puede interpretar los resultados y generar escenarios que le brinden elementos en cuanto a la confianza de las estimaciones.

En los resultados se verifica el comportamiento presentado en la discusión de los resultados de la Tabla 5.8. En particular, el sesgo hacia la baja que se produce al incluir en el análisis la incertidumbre del tiempo base del hidrograma t_b .

5.7.- Estimación probabilística de la erosión local ocasionada por la serie de caudales durante la vida útil del puente

En este Capítulo se ha incorporado el enfoque probabilístico en la determinación de la evolución temporal de la profundidad de erosión alrededor de pilas de puentes. Este enfoque intenta cuantificar las incertidumbres relacionadas con la complejidad del fenómeno y la presencia de variables aleatorias. En particular, se ha presentado el análisis de las incertidumbres de los "parámetros del modelo" de evolución temporal de la profundidad de erosión y de las "variables hidrológicas-hidráulicas" del hidrograma de diseño. En función de que la máxima profundidad de erosión no es necesariamente alcanzada frente al pasaje de una onda de crecida es necesario evaluar el comportamiento de la profundidad de erosión para una sucesión de eventos hidrológicos extremos asociados a la vida útil de la obra. En este punto se avanza en el análisis de la incertidumbre de la evolución temporal de la profundidad de erosión durante la vida útil de la obra. La evolución temporal de la erosión local para un periodo que simula la vida útil se analiza a partir de un caso

de estudio donde se cuenta con una serie histórica registrada de variables hidrológicas - hidráulicas.

Por lo tanto, en este punto se avanza respecto al 5.6 de un enfoque semi-probabilístico que proporciona información en cuanto a la dispersión y variabilidad en la estimación de la profundidad de erosión a una cuantificación estricta de la probabilidad de fallo, la fiabilidad o el riesgo asociado a determinado valor de profundidad de erosión.

El análisis se realiza a partir de la serie registrada de niveles y caudales en la estación hidrométrica de Paso Pache (río Santa Lucía, Ruta Nacional N° 5). Aplicando la técnica de simulación de Monte Carlo y en base a la metodología propuesta en el Capítulo 4, se estima la incertidumbre de la evolución temporal de la erosión local durante la vida útil del puente. Para esto, en primer lugar se ha definido que la vida útil del caso de estudio sea 30 años.

Las etapas en la estimación probabilística de este apartado son las siguientes:

- Generación aleatoria de series sintéticas de caudales y niveles en la estación hidrométrica con una duración igual a la vida útil de la obra (30 años), a partir de la serie original registrada. La cantidad de series aleatorias a generar es el número de repeticiones n a desarrollar con la técnica de Monte Carlo.
- Generación aleatoria del parámetro del modelo en función de su función de distribución de probabilidad (antes presentada), para cada una de las n repeticiones en la simulación de Monte Carlo.
- Estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión durante toda la serie histórica de caudales y niveles siguiendo la metodología propuesta en el Capítulo 4, en base a las series sintéticas generadas.
- Presentación de una muestra de la evolución temporal de la profundidad de erosión y en particular de la erosión al final de la vida útil.
- Ajuste de una función distribución de probabilidad para los n resultados de erosión local al final de la vida útil de la obra.

Generación de series sintéticas de caudales

La generación de varias repeticiones de series temporales sintéticas de caudales del río de duración igual a la vida útil esperada del puente se realiza a partir de un modelo estocástico.

El método de bootstrap, introducido por Efron (1979), es un procedimiento de cálculo utilizado comúnmente para estimar la distribución de probabilidad de los parámetros estadísticos de una señal. El método bootstrap supera la mayor parte de las deficiencias de las técnicas estándar, ya que no requiere de cálculos teóricos y está disponible sin importar cuán complicado sea el parámetro (Efron y Tibshirani 1993). La aplicación del método bootstrap consiste en determinar aleatoriamente un número B de series sintéticas independientes de los datos originales con N valores de datos cada una.

Para cada serie sintética se puede calcular un valor de cada parámetro de interés. Entonces, esta información se utiliza para deducir la distribución de probabilidad del parámetro de interés sin ninguna suposición inicial sobre la distribución de probabilidad del parámetro. Al igual que cualquier método estadístico, los resultados del método bootstrap son variables aleatorias con un error inherente asociado.

El método bootstrap es limitado para datos no correlacionados. Sin embargo, la técnica de **Moving Block Bootstrap** (MBB), propuesto por Kunsch (1989), es una opción utilizada para el re-muestreo sin destruir la correlación real en la señal que se está caracterizando (García et al, 2005).

Para una señal con N muestras, la técnica de MBB consiste en elegir un bloque de una longitud definida b y considerar todos los bloques definidos posibles. Se generan entonces aleatoriamente muestras de bloques y se reúnen para formar la serie sintética de bootstrap. Se muestrean suficientes bloques de manera de obtener series de aproximadamente la misma longitud que la serie original. Este procedimiento se repite B veces con el objetivo de obtener las B señales sintéticas. Para cada señal sintética se calcula la distribución de probabilidad de un parámetro de interés. Efron y Tibshirani (1993) señalaron que muy pocas veces son necesarias más de $B = 200$ repeticiones, sin embargo se implementan valores más altos de B (alrededor de 1000) para obtener resultados confiables.

Un parámetro clave en la técnica MBB es la longitud óptima del bloque. Existen varias propuestas para la determinación de la longitud del bloque óptimo. En este caso, se ha determinado el bloque a partir del cruce de la serie de caudales original con el menor caudal que produce erosión local en el caso de estudio. Por lo tanto se forman dos tipos de bloques: bloques "erosivos" y bloques de "flujo base", que se intercalan de manera aleatoria por el método bootstrap de manera de generar la serie sintética de 30 años de longitud.

El primer paso del análisis consiste en la aplicación de la técnica de MBB a la serie histórica de caudales registrados en Paso Pache, de manera que repitiendo este paso se obtengan las series sintéticas de caudales necesarias.

Resultados

Como fue mencionado, se generaron 1000 repeticiones de series sintéticas por el método de MBB. A modo ilustrativo, en la Figura 5-15 se presenta una de las series generadas y la serie original de caudales registrados en Paso Pache, donde se observa la misma estructura entre ambas series de caudales a diferencia del reordenamiento aleatorio de los caudales picos y flujo base.

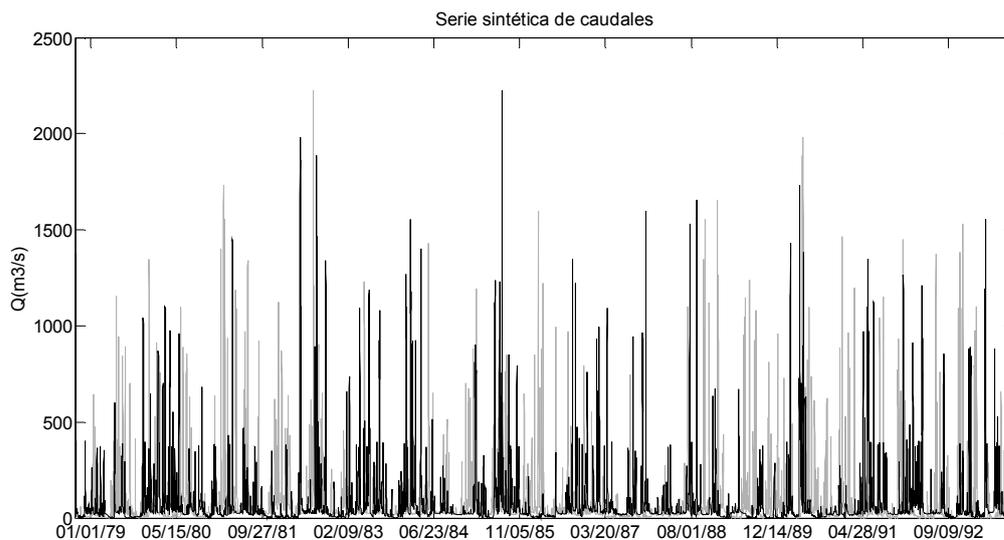


Figura 5-15.- Serie original de caudales registrada en Paso Pache (gris) y una de las series sintéticas de caudales generadas por el método de MBB (negro).

A partir de las 1000 repeticiones de series sintéticas de caudal y de la generación de 1000 parámetros del modelo de evolución temporal de la erosión local, se determinan las 1000 evoluciones temporales de la erosión local a lo largo de los 30 años con la metodología propuesta en el Capítulo 4. Los resultados se presentan en la Figura 5-16. Los resultados muestran el conjunto de evoluciones temporales y en particular la erosión al final de los 30 años de registros. La dispersión de los resultados se observa alrededor de la estimación realizada para la serie de caudales registrados y considerando el parámetro del modelo como un valor determinístico ($A = 0.068$).

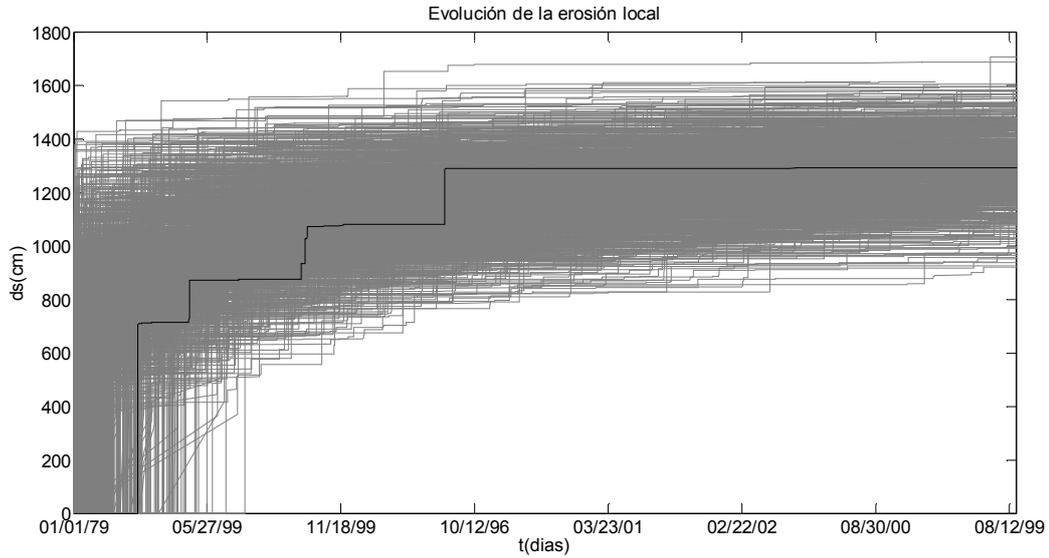


Figura 5-16.- Evolución temporal de las 1000 repeticiones del método de Monte Carlo para la series sintéticas de 20 años de caudales. En negro se presenta la evolución de la erosión local en la serie original de caudales y tomando el valor determinístico del parámetro del modelo.

Si consideramos al periodo de 30 años como la vida útil de la obra es interesante analizar los resultados finales de erosión local. En la Figura 5-17 se muestra un histograma de frecuencia de la erosión local esperada al final de la vida útil de la obra (30 años). En estos resultados se observa que el comportamiento se asemeja a una función de distribución de probabilidad normal alrededor de la profundidad de erosión de la serie original registrada con el parámetro $A = 0.068$ es 1351 cm.

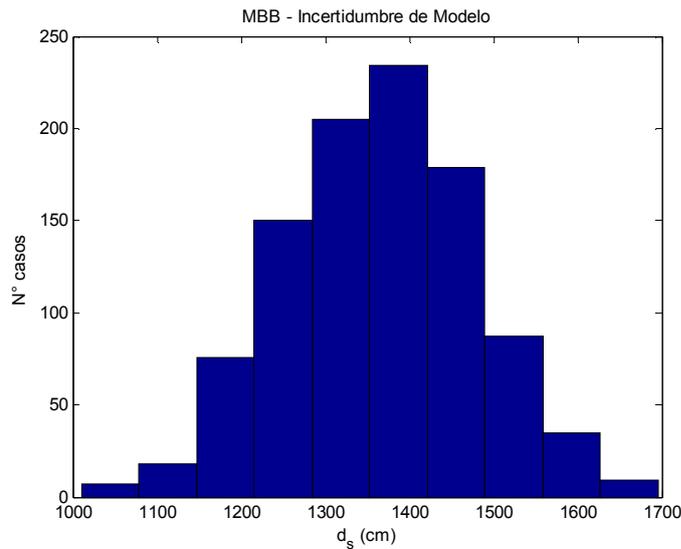


Figura 5-17.- Histograma de frecuencia de la erosión local al final de la serie histórica de caudales que resulta de la simulación de Monte Carlo.

La función de mejor ajuste por los test de Kolmogorov-Smirnov y Chi cuadrado es una función de distribución normal cuyos parámetros son: media = 1362.5 cm y desviación estándar = 113.2 cm. El valor medio se encuentra muy próximo al valor determinado con la serie original de caudales registrados y el valor del parámetro del modelo determinístico (1351 cm).

La representación gráfica de la función de densidad acumulada de mejor ajuste en comparación con la empírica se presenta en la Figura 5-18. Se observa que el ajuste de la función distribución de probabilidad es muy bueno respecto a los datos experimentales. De manera complementaria, se presenta en la Figura 5-19 la función de densidad de probabilidad normal que mejor ajusta a la erosión al final de la vida útil de la obra.

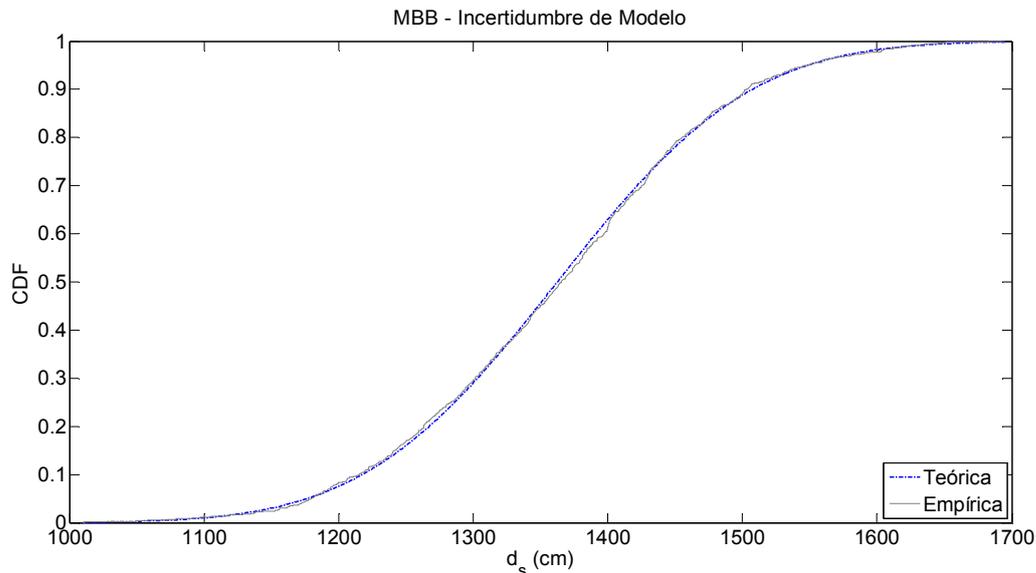


Figura 5-18.- Funciones de distribución acumulada empírica y la resultante del mejor ajuste para las erosiones al final de la vida útil del puente.

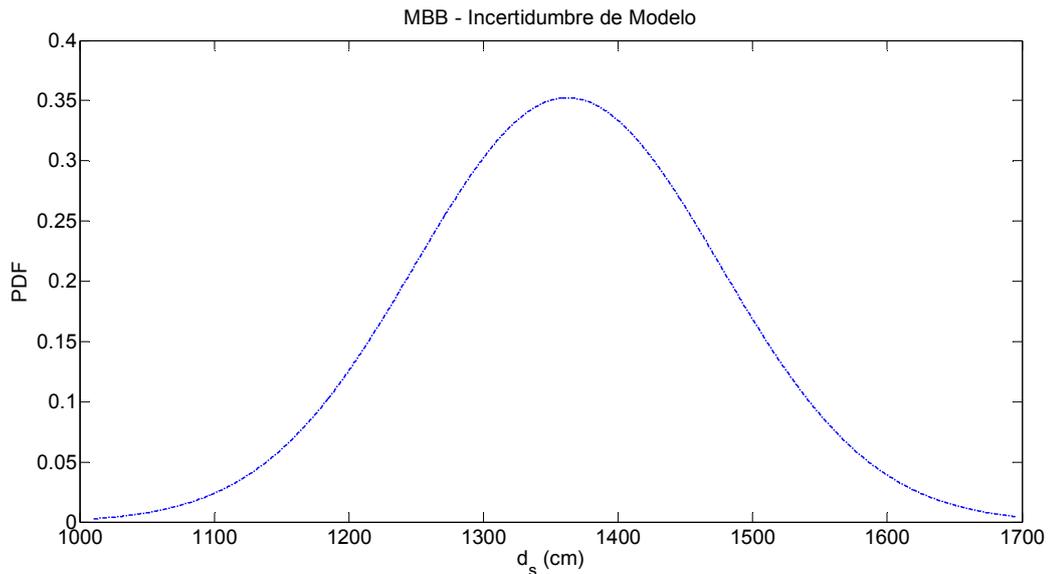


Figura 5-19.- Funciones de densidad de probabilidad de mejor ajuste para las erosiones al final de la vida útil del puente: Normal (1362.5, 113.2).

Cabe remarcar que el método MBB seguido para la determinación probabilística de la profundidad de erosión al final de la vida útil del puente utiliza datos registrados. Esto tiene como implicancia directa una limitación del método utilizado. La limitación viene dada por el ajuste de las funciones de probabilidad en las "colas" de la distribución, zona de especial interés en esta evaluación. Esta limitación puede ser evaluada y eventualmente superada al utilizar modelos de generación de series sintéticas. Este punto puede ser considerado como una futura línea de trabajo a seguir en coordinación con otras aplicaciones ya observadas en otros grupos de trabajo.

Evaluación de la probabilidad de fallo y fiabilidad

En los apartados anteriores se analizó, para el caso particular del puente en Paso Pache, el efecto de la incertidumbre del modelo y de las variables hidráulicas que definen la distribución de probabilidad de la erosión local ante el pasaje de un evento hidrológico de diseño o para la vida útil de un puente.

En este apartado se presenta la cuantificación de la seguridad para tres valores de profundidad de la fundación de una pila del puente de Paso Pache. El nivel de seguridad viene dado por la definición de fiabilidad que es la probabilidad de que, en el intervalo de tiempo de interés, la obra cumpla con los requisitos de resistencia por la que fue proyectada. Esta definición presupone que existen variables aleatorias involucradas y por tanto la fiabilidad es entonces la probabilidad complementaria a la probabilidad de fallo.

En la Tabla 5-9 se presenta la probabilidad de falla y la fiabilidad estimada a partir de la evolución temporal de la profundidad de erosión a lo largo de toda la serie de caudales de 30 años de duración para las profundidades de fundación de 14, 15 y 16 metros.

Tabla 5-9.- Riesgo o probabilidad de fallo para las profundidades de fundación de 14, 15 y 16 metros estimado por el análisis de frecuencia de las crecidas y por la evolución de erosión local para toda la vida útil de la obra.

Profundidad (m)	14 m	15 m	16 m
Probabilidad de fallo	37.0 %	11.2 %	1.8 %
Fiabilidad	63.0 %	88.8 %	98.2 %

De esta manera es posible determinar el valor de la profundidad de erosión al final de la vida útil (30 años) del puente y su probabilidad de ocurrencia. Consecuentemente, a partir de una profundidad de fundación de diseño se puede evaluar el riesgo de falla y la fiabilidad de la obra.

En este caso, la probabilidad de que la profundidad de erosión sea menor a 14, 15 y 16 metros en un periodo de 30 años es 63.0, 88.8 y 98.2 % respectivamente. Por lo tanto, la probabilidad de que la profundidad de erosión sea mayor a 14, 15 y 16 metros en un periodo de 30 años es 37.0, 11.2 y 1.8 % respectivamente.

5.8.- Resumen y Conclusiones

En este capítulo se avanza en un enfoque probabilístico de la estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo flujo no estacionario, con el propósito de generar herramientas de diseño. Las estimaciones probabilísticas de la evolución de la erosión local se basan en la metodología propuesta en el Capítulo 4, incorporando el análisis de las incertidumbres de los parámetros del modelo y de las variables hidrológicas- hidráulicas.

En las ecuaciones que estiman la erosión local hay tres tipos de incertidumbre: la "incertidumbre del modelo", la "incertidumbre hidrológica-hidráulica" y la "incertidumbre de los parámetros". En este capítulo se presentan los resultados del análisis de la incertidumbre a partir de la representación del parámetro del modelo y de las variables hidrológicas-hidráulicas como funciones de probabilidad.

A partir del análisis de la incertidumbre del parámetro del modelo (\mathcal{A}) y de un modelo determinístico de estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión en condiciones de flujo estacionarias se obtiene un modelo probabilístico de estimación de la erosión local. Ese modelo se puede presentar de la siguiente manera:

$$\frac{d_s}{(h_o D)^{1/3}} = A(\mu_A, \sigma_A) \cdot N \cdot \sigma^{-1/2} \cdot F_d^{1.5} \cdot \log T. \quad (5.12)$$

Donde ahora el parámetro del modelo (\mathcal{A}) dejó de ser un valor determinístico y pasa a ser una función de distribución de probabilidad normal con media igual a 0.0685 y desviación estándar igual a 0.0058 - $\mathcal{A} = N(0.0685, 0.0058)$.

También, en este capítulo se analiza la incertidumbre de las variables hidrológicas- hidráulicas de manera de incorporar esa incertidumbre a un enfoque probabilístico de la estimación de la erosión local, a partir de los datos de un caso de estudio. Este análisis se ha hecho a partir de dos enfoques: (1) análisis de la incertidumbre de los parámetros característicos de un hidrograma de diseño y (2) generación de series sintéticas del caudal registrado durante la vida útil de la obra.

El primer enfoque consiste en determinar las variables características representativas del hidrograma de diseño: caudal pico (Q_p) y tiempo base (t_b), en particular sus funciones de distribuciones de probabilidad. Complementariamente se analiza la "incertidumbre del modelo" a partir del aná-

lisis comparativo al considerar el coeficiente A como un valor determinístico ($A = 0.068$) o como una función distribución que surge de los ajustes realizados y los resultados presentados anteriormente. En particular, se obtiene la serie de erosiones locales al final del hidrograma, su valor y su probabilidad de ocurrencia. Las simulaciones se realizan aplicando la técnica de Monte Carlo.

Al analizar los resultados en cuanto a la variación de los distintos eventos hidrológicos ($T_r = 50, 75$ y 100 años) para las distintas combinaciones de variables aleatorias se observa que al aumentar el periodo de retorno del evento de diseño aumentan los estadísticos del conjunto de erosiones finales (media, desviación estándar, máximo y eventualmente mínimo). Es decir, que aumenta el resultado de erosión local y su dispersión (ancho de la banda de resultados).

El análisis de los resultados variando las distintas combinaciones de variables aleatorias para un evento hidrológico dado, indican que la incertidumbre hidráulica es la que explica la mayor parte de la varianza en los resultados de erosión local y en particular la incertidumbre del caudal pico. Incluir en el análisis de incertidumbres a la variable tiempo base del hidrograma t_b introduce valores esperados de profundidades de erosión menores que análisis donde no se incluye esta variable como aleatoria.

En función de que la máxima profundidad de erosión no es necesariamente alcanzada frente al pasaje de una onda de crecida es necesario evaluar el comportamiento de la profundidad de erosión para una sucesión de eventos hidrológicos extremos asociados a la vida útil de la obra. El segundo enfoque de análisis de la incertidumbre de las variables hidrológicas- hidráulicas es en base a la simulación de la evolución temporal de la profundidad de erosión para un periodo igual a la vida útil de la obra, a partir de la serie registrada de niveles y caudales en la estación hidrométrica de Paso Pache (río Santa Lucía, Ruta Nacional N° 5).

El paso fundamental de este enfoque es la generación aleatoria de series sintéticas de caudales, a partir de la serie original registrada, que se ha generado a en base a la técnica del Moving Block Bootstrap (MBB).

Cabe remarcar que el método MBB seguido para la determinación probabilística de la profundidad de erosión al final de la vida útil del puente utiliza datos registrados. Esto tiene como implicancia directa una limitación del método utilizado. La limitación viene dada por el ajuste de las funciones de probabilidad en las "colas". Esta limitación puede ser evaluada y eventualmente superada al utilizar modelos de generación de series sintéticas. Este punto puede ser considerado como una futura línea de investigación a seguir.

A partir de las series sintéticas de caudales y de la estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión es posible obtener un conjunto de valores de profundidad de erosión para un periodo similar a la vida útil de la obra. En base a ese conjunto de datos de erosión se ajusta una función de probabilidad y por tanto se puede analizar el riesgo de fallo asociado con diferentes valores de diseño de profundidad de la fundación para la vida útil de la obra. De esta manera se determina una estimación de la fiabilidad de la obra frente al modo de fallo erosión local de las pilas.

Por tanto, en este Capítulo se ha presentado un método de determinación de la profundidad de erosión al final de un periodo, que puede ser considerado como la vida útil del puente, y su probabilidad de ocurrencia o fiabilidad frente al modo de fallo erosión local.

Capítulo 6

CONCLUSIONES Y LINEAS FUTURAS

6.1.- Conclusiones

En el **Capítulo 1** se definió como objetivo general de este trabajo *avanzar en el conocimiento del fenómeno de erosión local alrededor de pilas cilíndricas con aplicaciones directas en el desarrollo de metodologías para el diseño*. Los avances se realizan en la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo hidrogramas de crecida y en la generación de herramientas que permitan la estimación de la fiabilidad de la profundidad de la fundación del puente frente a la erosión local.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- 1.- Proponer una metodología de estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo flujos no estacionarios alrededor de una pila cilíndrica.
- 2.- Generar un esquema de cálculo para profundidades de erosión al final del pasaje de una onda de crecida alrededor de una pila cilíndrica.
- 3.- Incorporar la aplicación de métodos probabilísticos modernos para el cálculo de la fiabilidad de la profundidad de fundación de puentes con el propósito de generar herramientas de diseño.

La metodología desarrollada y los resultados alcanzados con relación a los dos primeros objetivos particulares se presentan en el Capítulo 4, mientras que en el Capítulo 5 se presenta el análisis referido al objetivo particular 3.

En el **Capítulo 2** se ha presentado el estado del conocimiento de los aspectos más relevantes de las erosiones en pilas. El primer punto recopilado de la bibliografía refiere a las características del flujo y del proceso erosivo alrededor de una pila cilíndrica. El segundo aspecto detallado es el marco de análisis comúnmente desarrollado, por los trabajos publicados, en torno al concepto de profundidad de erosión local máxima o de equilibrio. También se resumen las particularidades de los estudios desarrollados sobre la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo condiciones estacionarias y no estacionarias. Luego se presentan los antecedentes recopilados en cuanto a los análisis de fiabilidad y enfoque probabilístico en la estimación de la profundidad de erosión local. Finalmente, se muestran las características más importantes de los antecedentes existentes en la temática a nivel nacional.

En cuanto a la evolución temporal bajo condiciones de flujo no estacionario, se ha encontrado que es una cuestión que comienza a ser investigada, y sobre la que se encuentran solo algunos trabajos publicados. Generalmente, las metodologías de estimación de la profundidad de erosión local en estas condiciones se basan en el método de “superposición” de los métodos bajo condiciones estacionarias. A pesar de las varias investigaciones realizadas y de los avances significativos logrados en las últimas décadas en torno a la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo flujos estacionarios y no estacionarios y siendo notorio que las fundaciones de puentes fallan principalmente durante crecientes, se concluye que este problema no ha recibido hasta ahora la suficiente atención, que los resultados de las investigaciones en la temática son aún limitados y por tanto es necesario continuar avanzando en el conocimiento de este fenómeno.

A nivel nacional, se deben destacar los pioneros trabajos sobre sedimentación y erosión desarrollados, en la década del 60, en el entonces llamado Departamento de Mecánica de los Fluidos del Instituto de Máquinas de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura, por el Prof. Ing. Oscar Maggiolo. A su vez, la línea de investigación se ha retomado en el IMFIA en los últimos años a partir de los trabajos de tesis de Maestría y Doctorado de Christian Chreties y del autor de este trabajo.

En función de la complejidad, antes mencionada, del proceso de erosión local, parece necesario incluir una cuantificación de las incertidumbres asociadas a la estimación de la profundidad de erosión de manera de generar elementos desde el punto de vista del diseño ingenieril. De esta manera es posible incorporar un enfoque probabilístico al diseño y por tanto un análisis de la

fiabilidad. En ese sentido, en los últimos años se ha comenzado con estudios que tienen en cuenta este enfoque en el análisis de la erosión local.

El **Capítulo 3** se dedica a la metodología experimental. Allí se presentan las herramientas experimentales disponibles, las características de los materiales utilizados y el plan de ensayos desarrollado. Los ensayos principales, base de este trabajo, incluyen experimentos de la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo flujo estacionario y no estacionario. La mayor parte del estudio experimental fue desarrollado en el Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Castilla-La Mancha (UCLM), España. Complementariamente, se utilizó la instalación experimental construida en el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República (Uruguay). Este canal se ha construido como parte del desarrollo del Proyecto de Investigación PR_FMV_2009_3093 "Erosión Local Alrededor de Pilas de Puente" financiado por la Agencia Nacional de Innovación e Investigación (ANII).

Los resultados de los ensayos bajo condiciones no estacionarias se analizan en el **Capítulo 4**. Allí, a partir de los resultados experimentales, se desarrolla y verifica una nueva metodología para estimar la evolución de la erosión local bajo condiciones de flujo no estacionarias. En ese Capítulo se muestra que, incluso, diseñar en base a la evolución en el tiempo de la profundidad de erosión en condiciones estacionarias dadas por el caudal pico del hidrograma, proporciona sobreestimaciones de las profundidades de erosión dadas por ondas de crecidas.

Se verifica el método de estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo condiciones no estacionarias propuesto por Oliveto y Hager (2002). De acuerdo con Oliveto y Hager (2002) su formulación es válida para el intervalo $0.60 < I < 1.20$. Los ensayos realizados en este trabajo se encuentran en el intervalo $0.50 < I < 0.86$, por lo que en función de la comparación presentada el intervalo de validez de la ecuación de Oliveto y Hager (2002) se incrementa a $0.50 < I < 1.20$. En este caso I es la intensidad de flujo definida como la relación (V/V_c) entre la velocidad de flujo (V) y la velocidad de inicio del movimiento del material del lecho aguas arriba de la pila (V_c).

Se concluye que el comportamiento de la evolución temporal de la erosión local bajo condiciones de flujo no estacionarios se puede representar por una sucesión de evoluciones de profundidades de erosión bajo condiciones estacionarias (la metodología de superposición es válida) y que es posible estimar con suficiente precisión la evolución de la erosión local para hidrogramas escalonados.

Se verifica un esquema de cálculo, cuyo comportamiento se verifica con los resultados de los 10 ensayos no estacionarios desarrollados y con 20 ensayos de otros autores (Chang et al., 2004 y Kothyari, 1989). Los datos calculados con el esquema propuesto ajustan muy bien con los resultados experimentales.

También se ha comparado el comportamiento de la metodología propuesta con la metodología presentada por Hager y Unger (2010). Los resultados muestran que las erosiones estimadas con la presente metodología se ajustan aceptablemente a los datos medidos y presentan un mejor comportamiento que la metodología de Hager y Unger (2010), en particular en la fase final del hidrograma.

En el **Capítulo 5** se avanza en un enfoque probabilístico de la estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo flujo no estacionario, con el propósito de generar herramientas de diseño. En primera instancia, se presenta un enfoque **semi-probabilístico** que proporciona información en cuanto a la dispersión y variabilidad en la estimación de la profundidad de erosión. En una segunda instancia, se realiza la cuantificación estricta de la probabilidad de

fallo, la **fiabilidad** de la obra o el riesgo asociado al modo de fallo de la erosión local de las pilas del puente.

Las estimaciones probabilísticas de la evolución de la erosión local se basan en la metodología propuesta en el Capítulo 4, incorporando el análisis de las incertidumbres de los parámetros del modelo y de las variables hidrológicas- hidráulicas.

En el primer enfoque de este capítulo se presentan los resultados del análisis de la incertidumbre a partir de la representación del parámetro del modelo y de las variables hidrológicas-hidráulicas como funciones de probabilidad.

A partir del análisis de la incertidumbre del parámetro del modelo de la ecuación 5.12 (\mathcal{A}) y de un modelo determinístico de estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión en condiciones de flujo estacionarias se obtiene un modelo probabilístico de estimación de la erosión local; donde ahora el parámetro del modelo (\mathcal{A}) dejó de ser un valor determinístico y pasa a ser una función de distribución de probabilidad normal con media igual a 0.0685 y desviación estándar igual a 0.0058 - $\mathcal{A} = N(0.0685, 0.0058)$.

También, en este capítulo se analiza la incertidumbre de las variables hidrológicas- hidráulicas de manera de incorporar esa incertidumbre a un enfoque probabilístico de la estimación de la erosión local, a partir de los datos de un caso de estudio.

El **enfoque semi-probabilístico** consiste en determinar las variables características representativas del hidrograma de diseño: caudal pico (Q_p) y tiempo base (t_b), en particular sus funciones de distribuciones de probabilidad. Complementariamente se analiza la "incertidumbre del modelo" a partir del análisis comparativo al considerar el coeficiente A como un valor determinístico ($\mathcal{A} = 0.068$) o como una función distribución que surge de los ajustes realizados y los resultados presentados anteriormente. En particular, se obtiene la serie de erosiones locales al final del hidrograma, su valor y su probabilidad de ocurrencia. Las simulaciones se realizan aplicando la técnica de Monte Carlo.

Al analizar los resultados en cuanto a la variación de los distintos eventos hidrológicos ($Tr = 50, 75$ y 100 años) para las distintas combinaciones de variables aleatorias se observa que al aumentar el periodo de retorno del evento de diseño aumentan los estadísticos del conjunto de erosiones finales (media, desviación estándar, máximo y eventualmente mínimo). Es decir, que aumenta el resultado de erosión local y su dispersión (ancho de la banda de resultados).

El análisis de los resultados variando las distintas combinaciones de variables aleatorias para un evento hidrológico dado, indican que la incertidumbre hidráulica es la que explica la mayor parte de la varianza en los resultados de erosión local y en particular la incertidumbre del caudal pico. Incluir en el análisis de incertidumbres a la variable tiempo base del hidrograma t_b introduce valores esperados de profundidades de erosión menores que análisis donde no se incluye esta variable como aleatoria.

Si bien este enfoque estrictamente no cuantifica la probabilidad de fallo, la fiabilidad o el riesgo asociado a determinado valor de profundidad de erosión, proporciona información en cuanto a la dispersión y variabilidad en la estimación de la profundidad de erosión para un periodo de retorno dado (incluso de la evolución temporal de la profundidad de erosión). Con estos resultados que surgen del enfoque semi-probabilístico el ingeniero proyectista puede interpretar los resultados y generar escenarios que le brinden elementos en cuanto a la confianza de las estimaciones.

En función de que la máxima profundidad de erosión no es necesariamente alcanzada frente al pasaje de una onda de crecida es necesario evaluar el comportamiento de la profundidad de erosión para una sucesión de eventos hidrológicos extremos asociados a la vida útil de la obra.

Así surge **el enfoque de fiabilidad que** presenta un método de determinación de la profundidad de erosión al final de un periodo, que puede ser considerado como la vida útil del puente, y su probabilidad de ocurrencia o fiabilidad frente al modo de fallo erosión local. Este análisis se realiza a partir de la serie registrada de niveles y caudales en la estación hidrométrica de Paso Pache (río Santa Lucía, Ruta Nacional N° 5).

Por lo tanto, este punto avanza respecto al anterior de un enfoque semi-probabilístico que proporciona información en cuanto a la dispersión y variabilidad en la estimación de la profundidad de erosión a una cuantificación estricta de la probabilidad de fallo, la fiabilidad o el riesgo asociado a determinado valor de profundidad de erosión.

El paso fundamental de este enfoque es la generación aleatoria de series sintéticas de caudales, a partir de la serie original registrada, que se ha generado a en base a la técnica del Moving Block Bootstrap (MBB).

Cabe remarcar que el método MBB seguido para la determinación probabilística de la profundidad de erosión al final de la vida útil del puente utiliza datos registrados. Esto tiene como implicancia directa una limitación del método utilizado. La limitación viene dada por el ajuste de las funciones de probabilidad en las "colas". Esta limitación puede ser evaluada y eventualmente superada al utilizar modelos de generación de series sintéticas. Este punto puede ser considerado como una futura línea de investigación a seguir.

A partir de las series sintéticas de caudales y de la estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión es posible obtener un conjunto de valores de profundidad de erosión para un periodo similar a la vida útil de la obra. En base a ese conjunto de datos de erosión se ajusta una función de probabilidad y por tanto se puede analizar el riesgo de fallo asociado con diferentes valores de diseño de profundidad de la fundación para la vida útil de la obra. De esta manera se determina una estimación de la fiabilidad de la obra frente al modo de fallo erosión local de las pilas.

6.2.- Líneas Futuras de Trabajo

Se presentan a continuación las futuras líneas de trabajo que se han abierto a partir de esta tesis.

En primera instancia este trabajo sugiere la necesidad de continuar el estudio de la evolución temporal de la profundidad de erosión en estado estacionario y no estacionario y el análisis de las erosiones de equilibrio o finales, en particular para condiciones de lecho vivo. Respecto a la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo condiciones estacionarias sería necesario ampliar el rango de validez del modelo adoptado para el cálculo. En cuanto a la evolución de la erosión bajo flujo no estacionario, algunos ensayos adicionales deben ser desarrollados para verificar el comportamiento del esquema de cálculo propuesto, especialmente con hidrogramas de distintas características hidráulicas.

Por otra parte, surge la necesidad de diseñar y operar alguna estación de monitoreo en prototipo con el objetivo de recolectar datos de campo. Estos datos de campo son de utilidad para verificar las ecuaciones, ya sean de erosión de equilibrio, de evolución temporal bajo flujo estacionario o de evolución temporal bajo flujo no estacionario, y analizar el efecto de escala entre el modelo en laboratorio y el prototipo.

En general, se debe avanzar en el enfoque probabilístico del problema de la erosión local. El paso fundamental en la estimación de la fiabilidad de la obra frente al modo de fallo erosión local de las pilas es la generación aleatoria de series sintéticas de caudales, a partir de la serie original registrada. En este estudio se ha generado en base a la técnica del Moving Block Bootstrap (MBB). Es posible utilizar otras técnicas estadísticas para la generación de series sintéticas de caudales, como

por ejemplo entrenar modelos autoregresivos (AR) y modelos autoregresivos de media móvil (ARMA), incluso modelos más sofisticados como modelos autoregresivos de media móvil integrados (ARIMA) y modelos autoregresivos de media móvil integrados fraccionales (FARIMA). Este tipo de simulación de series sintéticas de caudales y su repercusión en la evolución de la erosión local surge claramente como una línea de investigación a desarrollar.

Un tema a impulsar en el futuro próximo es el desarrollo del trabajo experimental, ya que se cuenta con instalaciones para el desarrollo de esta actividad al haberse adecuado las instalaciones del laboratorio del IMFIA, en particular con la construcción de un canal sedimentológico. De manera complementaria, el instrumental adquirido en el último tiempo incrementa el potencial para el trabajo experimental. En esa línea se considera importante avanzar en el estudio y medición del flujo alrededor de la pila tanto con lecho plano fijo como con lecho móvil, de manera que se pueda avanzar en su descripción. En particular, es necesario analizar el peso relativo del flujo descendente y del vórtice herradura en el proceso erosivo y medidas correctivas que mitiguen la erosión atendiendo a cada uno de estos agentes.

Otra línea potencial de trabajo es la modelación numérica del flujo en torno a la pila y del proceso erosivo. En este sentido, es importante avanzar en la modelación del flujo alrededor del obstáculo y su interacción (erosión y transporte) con el sedimento. En ese sentido ya se han realizado experiencias preliminares con el grupo de Mecánica de los Fluidos Computacional del IMFIA generando alguna aplicación práctica relacionada a la erosión local de manera de evaluar con resultados experimentales los resultados de los modelos numéricos desarrollados.

En torno al concepto de erosión de equilibrio y a la influencia de los distintos parámetros adimensionales en la profundidad de erosión local, se debe continuar y profundizar este estudio. Cabe destacar que la comunidad científica no ha considerado lo suficiente la influencia del número de Reynolds y el rol de la viscosidad en el proceso de erosión local, a su vez existe acuerdo entre los investigadores al señalar que la simplificación que se debe asumir en función del conocimiento existente en torno a este tema es significativa. Por lo tanto es prioritario avanzar en este aspecto. A su vez, se ha concluido que resulta clara la necesidad de profundizar el trabajo experimental para dilucidar en forma más firme la importancia de la profundidad relativa en la profundidad de erosión local. En particular, los ensayos físicos en instalaciones de grandes dimensiones y la modelación numérica pueden ser herramientas útiles en el análisis del rol de la viscosidad en el proceso de erosión local.

Finalmente, en función de las particularidades presentes en las obras hidráulicas y en nuestro entorno se presentan problemáticas relacionadas a la erosión local que resultan de interés analizar:

- erosión local de fundaciones de puentes sobre lecho cohesivo y lodos. Las características de nuestros cursos fluviales producen que el lecho en muchas ocasiones se encuentre constituido por material cohesivo e incluso lodo. Esto produce variantes importantes en el fenómeno de erosión local que resulta de particular interés analizar.
- protección frente a la erosión local de las fundaciones de puentes. El objetivo es analizar los distintos tipos de protecciones posibles (enrocados, collares, cambios geométricos de la pila, etc) y alcanzar metodologías de diseño adecuadas. Diseño de protección a partir de enfoque probabilístico y análisis de riesgo de falla.
- la problemática de la erosión local en otras estructuras como son: estribos de puentes, salientes de márgenes de ríos, caños sumergidos y diques.

Referencias Bibliográficas

Ahmed, F. y Rajaratnam, N. (1998). “Flow Around Bridge Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 124, No. 3, 288-300.

Brandimarte, L.; Montanari, A.; Briaud, J.L. y D'Odorico, P. (2006). “Stochastic Flow Analysis for Predicting River Scour of Cohesive Soils”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 132, No. 5, 493-500.

Breusers, H.N.C.; Niccolet, G. y Shen, H.W. (1977). “Local Scour around Bridge Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 15, No. 3, 211-252.

Breusers, H.N.C. y Raudkivi, A.J. (1991). *Scouring*. Hydraulic Design Manual, International Association for Hydraulic Research (IAHR). A. A. Balkema Publishers. Rotterdam, The Netherlands.

Bolduc, L.; Gardoni, P. y Briaud, J.L.. (2008). “Probability of Exceedance Estimates for Scour Depth around Bridge Piers”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. Vol. 134, No. 2, 175-184.

Cardoso, A. H. y Bettess, R. (1999). “Effects of Time and Channel Geometry on Scour at Bridge Abutment”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 125, No. 4, 388-399.

Carstens, M.R. (1966). “Similarity Laws for Localized Scour”. *Journal of Hydraulics Division*. ASCE. Vol. 92, No. HY3, 13-36.

Chabert, J. y Engeldinger, P. (1956). *Etude des Affonillements Author des Piles des Ponts*. Laboratoire National d'Hydraulique, Chatou, France.

Chang, W.Y.; Lai, J.S. y Yen, C.L. (2004). “Evolution of Scour Depth at Circular Bridge Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 130, No. 9, 905-913.

Chiew, W.Y y Melville, B.W. (1996). “Temporal development of Local Scour Depth at Bridge Piers”. *North American Water and Environmental Congress*. ASCE. Anaheim, California, U.S.A.

Chreties, C. (2008). “Erosión en Pilas de Puentes. Determinación Experimental de Profundidades de Erosión de Equilibrio”. *Tesis de Maestría en Ingeniería (Mecánica de los Fluidos Aplicada)*. Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Uruguay.

Chreties, C. (2012). “Erosión Local en Fundaciones de Puentes. Generalización del Fenómeno de No-Memoria y Aplicaciones para la Determinación de Erosión de Equilibrio y Diseño de Protecciones”. *Tesis de Doctorado en Ingeniería (Mecánica de los Fluidos Aplicada)*. Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Uruguay.

Chreties, C; Simarro, G. y Teixeira, L. (2008). “A New Experimental Method To Find Equilibrium Scour At Bridge Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 134, No. 10, 1491-1496.

Coles, S. (2001). *An Introduction to Statistical Modeling of Extreme Values*. Springer.

Miller, W.J. (2003). “Model for the Time Rate of Local Sediment Scour at a Cylindrical Structure”. *PhD thesis*. University of Florida.

Cunha, L.V. (1975). “Time Evolution of Local Scour”. *Proceedings of the 16th LAHR Congress*, S. Paulo, Brasil, 258-299.

Del Aguila, C.F. y Gómez Cunya, L.A. (2004). “Estudio Experimental de Socavación en Pilares de Puentes”. *XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Sao Pedro, Brasil.

Dey, S.; Bose, S. K. y Sastry, G. L. N. (1995). “Clear Water Scour at Circular Piers: A Model”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 121, No. 12, 869-876.

Dietz, J.W. (1972). “Systematische Modellversuche Ueber die Pfeilerkolkbildung”. *BAW Mitteilungsblatt 31*. Bundesanstalt fuer Wasserbau, Karlsruhe, Germany.

Efron, B. (1979). Bootstrap Methods: Another Look at the Jackknife. *Ann Stat* 7:1-26.

Efron, B.; Tibshirani, R. (1993). *An Introduction to the Bootstrap*. Chapman and Hall, New York.

Ettema, R. (1980). “Scour at Bridge Piers”. *Ph.D. thesis*. School of Engineering, Auckland, New Zealand.

Farias, H.D.; Pilán, M.T.; Pece, F.J. y Olmos, L.A. (2004). “Socavación Local en Pilas de Puentes: De la Abrumadora Complejidad a la Excesiva Simplificación”. *XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Sao Pedro, Brasil.

Franzetti, S.; Larcan, E, y Mignosa, P. (1989). “Erosione alla Base di Pile Circolari di Ponti: Verifica Sperimentale Dell’Ipotesi di Esistenza di una Situazione Finale di Equilibrio”. *Idrotecnica*. Vol. 16, No. 3, 135-141.

Franzetti, S. y Ballio F. (1998). “Effetti delle Corriente Fluviali sulle Strutture. Erosione Localizzata alle Pile dei Ponti”. *Corso di Aggiornamento: Moderni Criteri di Sistemazione degli Alveoli Fluviali – L’ingegneria Naturalista nella Sistemazione dei Corsi D’acqua*. Maione y Brath (eds.), Politecnico di Milano, Italia.

Garcia, C.M.; Jackson, P.R. y Garcia M.H. (2005). "Confidence Intervals in the Determination of the Turbulence Parameters". *Experiments in Fluids*.

Gosselin, M.S. (1997) “The Temporal Variation of Clear Water Local Scour Around a Single Circular Cylinder”. *Doctor of Philosophy Dissertation*. University of Florida Coastal and Oceanographic Engineering Department, Report No. UFL/COEL-TR/114, Gainesville, Florida.

Graf, W.H. e Istiarto, I. (2001). “Flow Patterns in the Scour Hole Around a Cylinder”. *Journal of Hydraulic Research*. IAHR. Vol. 40, No. 1, 13-20.

Hager, W. H. y Unger, J. (2005). “Effect of Flood Waves on Bridge Piers Scour”. *Proceedings of the 31th IAHR Congress*, Seoul, Korea.

Hager, W. H. y Unger, J. (2010). “Bridge Pier Scour under Flood Waves”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 136, No. 10, 842-847.

Hancu, S. (1971). “Sur le Calcul des Affouillements Locaux dans la Zone des Piles du Pont”. *Proceedings 14th International Association for Hydraulic Research Congress*, Paris, France. 29 July - 3 Aug. Vol. 3, 299-306.

Harris, J.M.; Whitehouse, R.J.S. y Benson, T. (2010) . “The Time Evolution of Scour Around Offshore Structures”. *Maritime Engineering*. ICE. 163, 3, 3-17.

Johnson, P.A. (1992). “Reliability-Based Pier Scour Engineering”. *Journal of Hydraulic Division*. ASCE. Vol. 118, No. 10, 1344-1357.

Johnson, P.A. (1995). “Comparison of Pier-Scour Equation Using Field Data”. *Journal of Hydraulic Division*. ASCE. Vol. 121, No. 8, 626-629.

Johnson, P.A. y Ayyub, B.M.. (1996). “Modeling Uncertainty in Prediction of Pier Scour”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 122, No. 2, 66-72.

Johnson, P.A. y Dock, D.A.. (1998). “Probabilistic Bridge Scour Estimates”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 124, No. 7, 750-754.

Johnson, P.A. y Niezgodá, S.L. (2004). “Risk-Based Method for Selecting Bridge Scour Countermeasures”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 130, No. 2, 121-128.

Kothyari, U.C. (1989). “Scour Around Bridge Piers”. *Ph.D. thesis*. Department of Civil Engineering, University of Roorkee, India.

Kothyari, U.C.; Garde, R.J. y Ranga Raju, K.G. (1992). “Temporal Variation of Local Scour Around Circular Bridge Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 118, No. 8, 1091-1106.

Kunsch, H. (1989). The Jackknife and the Bootstrap for General Stationary Observation. *Ann Stat.* 17:1217 - 1241.

Lai, J.S.; Chang W.Y. and Yen, C.L. (2009). “Maximum Local Scour Depth at Bridge Piers under Un-steady Flow”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 135, No. 7, 609-614.

López, G. (2007). “Erosión Local en Pilas de Puentes. Profundidad de Erosión de Equilibrio y Evolución Temporal de la Erosión Local”. *Tesis de Maestría en Ingeniería (Mecánica de los Fluidos Aplicada)*. Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Uruguay.

López, A. y Arenas, A. (2004). “Análisis de la Falla de una de las Pilas del Puente Natahua en el Río Maipo, Chile”. *XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Sao Pedro, Brasil.

López, G.; Teixeira, L.; Ortega-Sánchez, M. y Simarro G. (2006). “Discussion of Further Result to Time-Dependent Local Scour at Bridge Elements by Oliveto, G. and Hager, W.H.”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 132, No. 9, 995-998.

López, G.; Teixeira, L.; Ortega-Sánchez, M. y Simarro G. (2006). “Resultados Experimentales de Erosión Local en Torno a una Pila Cilíndrica Bajo Condiciones de Flujo Estacionario y No Estacionario”. *XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Ciudad Guayana, Venezuela.

López, G.; Teixeira, L.; Simarro G. y Ortega-Sánchez, M. (2012). “Evolución Temporal de la Profundidad de Erosión Local en Pilas”. *XXV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. San José, Costa Rica.

López, G.; Teixeira, L.; Ortega-Sánchez, M. y Simarro G. (2014). “Estimating Local Scour Depth Evolution under Clear Water Flood Waves”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 140, 45-56.

Lu, J.Y.; Shi Z.Z.; Hong, J.H.; Lee, J.J. and Raikar, R.V. (2011). “Temporal Variation of Scour Depth at Nonuniform Cylindrical Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 137, No. 1, 45-56.

Maggiolo, O.J. (1960). “Socavación Localizada en Pilas del Puente sobre el Brazo de Desagüe de la Laguna Garzón”. *Informe del Departamento de Mecánica de los Fluidos*, Instituto de Máquinas, Facultad de Ingeniería y Agrimensura, Universidad de la República.. Montevideo, Diciembre 1960.

Maggiolo, O.J. (1961). “Local Bed Scour Around Obstacles in Rivers - Synopsis”. *Informe Departamento de Mecánica de los Fluidos*, Instituto de Máquinas, Facultad de Ingeniería y Agrimensura, Universidad de la República. Montevideo, September 1961.

Melville, B.W. (1975), “Local Scour at Bridge Sites”. *University of Auckland*, School of Engineering, Auckland, New Zealand, Rep. No. 117.

Melville, B.W. y Chiew, Y.M. (1999). “Time Scale for Local Scour at Bridge Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 125, No. 1, 59-65.

Melville, B.W. y Coleman, S.E. (2000). *Bridge Scour*. Water Resources Publication. Littleton, USA.

Melville, B.W. y Southerland, A.J. (1988). “Design Method for Local Scour at Bridge Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 114, No. 10, 1210-1226.

Mia, F. y Nago H. (2003). “Design Method of Time-Dependent Local Scour at Circular Bridge Pier”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 129, No. 6, 420-427.

Miller, W.J. (2003). “Model for the Time Rate of Local Sediment Scour at a Cylindrical Structure”. *PhD thesis*. University of Florida.

Muzzammil, M. y Gangadhariah, T. (2002). "The Mean Characteristics of Horseshoe Vortex at a Cylindrical Pier". *Journal of Hydraulic Research*. IAHR. Vol. 41, No. 3, 285-297.

Nakawa, H. y Suzuki, K. (1975). "An Application of Stochastic Model of Sediment Motion to Local Scour Around a Bridge Pier". *Proceedings 16th International Association for Hydraulic Research Congress*, Sao Paulo, Brazil, 27 July - 1 Aug, Vol. 2, 228-235.

Oliveto, G. y Hager, W.H. (2002). "Temporal Evolution of Clear-Water Pier and Abutment Scour". *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 128, No. 9, 811-820.

Oliveto, G. y Hager, W.H. (2005). "Further Results to Time-Dependent Local Scour at Bridge Elements". *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 131, No. 2, 97-105.

Richardson y Davis (1995). *HEC N° 18: Evaluating Scour at Bridges*. Washington D.C.: U.S. Department of Transport, Federal Highway Administration. U.S.A.

Shen, H.W.; Ogawa, Y. y Karaki, S.S., (1965). "Time Variation of Bed Deformation Near Bridge Piers". *Proceedings 11th International Association for Hydraulic Research Congress*. Leningrad, U.S.S.R.. Vol. 3, 1-9.

Shen, H.W.; Schneider, V.R. y Karaki, S.S. (1966). "Mechanics of Local Scour". *Colorado State University*, Civil Engineering Department. Fort Collins, Colorado, Pub. No. CER66-HWS22.

Shen, H.W.; Schneider, V.R. y Karaki, S.S. (1969). "Local Scour Around Bridge Piers". *Journal of Hydraulics Division*. ASCE. Vol. 95, No. HY6.

Sheppard, D.M. (1993). "Bridge Scour in Tidal Waters." *Transportation Research Record, National Research Council*. No.1420, 1-6.

Sheppard, D.M. (2003). "Scour at Complex Piers." *Transportation Research Record, National Research Council*. No.1420, 1-6.

Simarro, G; Teixeira L. y Cardoso, A.H. (2007). "Flow Intensity Parameter in Local Scour Experiments". *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Accepted for publication.

Su, S.G. (1995). "An Equation for Clear-Water Bridge-Pier Scour". *Hydra 2000: Proceedings of XXVI IAHR Congress*. London, UK, Vol. 1, 93-98.

Sumer, B.M.; Christiansen, N. y Fredsoe, J. (1992). “Time Scale of Scour Around a Vertical Pile”. *Proceedings Second International Offshore and Polar Engineering Conference*. San Francisco, California. 308-315.

Teixeira, L. (2000). “Fiabilidad de Obras Marítimas. Aplicación a un Dique Rebasable”. *Tesis de Doctorado en Ingeniería (Mecánica de los Fluidos Aplicada)*. Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Uruguay.

Teixeira, L. y López, G. (2002). “Influencia del Tiempo en la Socavación Local de Estribos de Puentes (Caso de Estudio)”. *XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. La Habana, Cuba.

Teixeira, L.; López, G.; Simarro, G.; Fernández E. y Ortega-Sanchez, M. (2006). “Dimensional Analysis of Bridge Pier Scour and The Role of Flow Intensity”. *Second International Conference on Fluvial Hydraulics, River Flow 2004*. Napoli, Italy.

Unger, J. y Hager, W. H. (2005). “Circular Bridge Piers and Riprap Design”. *Proceedings of the 31th IAHR Congress*, Seoul, Korea.

Yanmaz, A.M. y Altinbilek, H.D. (1991). “Study of Time Dependent Local Scour Around Bridge Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 117, No. 10, 1247-1268.

TESIS DE DOCTORADO EN INGENIERÍA
MECANICA DE LOS FLUIDOS APLICADA
"EROSIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTES. Evolución Temporal y Enfoque Probabilístico"
Guillermo López Méndez

UNIVERSIDAD DE LA REPUBLICA
Facultad de Ingeniería
Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental