

M. en C. IVÁN FERMÍN
ARJONA CATZIM

DETERMINACIÓN DE LOS RANGOS DE SOCAVACIÓN EN SOPORTES DE
ESTRUCTURAS MARINAS DESPLANTADAS A BAJAS

2025



Universidad Autónoma de Querétaro

Facultad de Ingeniería

**Determinación de los rangos de socavación en
soportes de estructuras marinas desplantadas a
bajas profundidades en fondos de pendiente
suave**

Tesis

Que como parte de los requisitos para
obtener el Grado de

Doctor en Ingeniería

Presenta:

M. en C. Iván Fermín Arjona Catzim

Dirigida por:

Dr. Jaime Moisés Horta Rangel

Querétaro, Qro., mayo de 2025

La presente obra está bajo la licencia:
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/deed.es>



CC BY-NC-ND 4.0 DEED

Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional

Usted es libre de:

Compartir — copiar y redistribuir el material en cualquier medio o formato

La licenciante no puede revocar estas libertades en tanto usted siga los términos de la licencia

Bajo los siguientes términos:



Atribución — Usted debe dar [crédito de manera adecuada](#), brindar un enlace a la licencia, e [indicar si se han realizado cambios](#). Puede hacerlo en cualquier forma razonable, pero no de forma tal que sugiera que usted o su uso tienen el apoyo de la licenciante.



NoComercial — Usted no puede hacer uso del material con [propósitos comerciales](#).



SinDerivadas — Si [remezcla, transforma o crea a partir](#) del material, no podrá distribuir el material modificado.

No hay restricciones adicionales — No puede aplicar términos legales ni [medidas tecnológicas](#) que restrinjan legalmente a otras a hacer cualquier uso permitido por la licencia.

Avisos:

No tiene que cumplir con la licencia para elementos del material en el dominio público o cuando su uso esté permitido por una [excepción o limitación](#) aplicable.

No se dan garantías. La licencia podría no darle todos los permisos que necesita para el uso que tenga previsto. Por ejemplo, otros derechos como [publicidad, privacidad, o derechos morales](#) pueden limitar la forma en que utilice el material.



Universidad Autónoma de Querétaro

Facultad de Ingeniería

Doctorado en Ingeniería

Determinación de los rangos de socavación en soportes de estructuras marinas desplantadas a bajas profundidades en fondos de pendiente suave

Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de Doctor en Ingeniería

Presenta:

M. en C. Iván Fermín Arjona Catzim

Dirigido por:

Dr. Jaime Moisés Horta Rangel

Sinodales:

Dr. Jaime Moisés Horta Rangel
Presidente

Dr. Eduardo Rojas González
Secretario

Dra. Teresa López Lara
Vocal

Dra. Karina Griselda Ocaña Espinosa de los Monteros
Suplente

Dr. Juan Bosco Hernández Zaragoza
Suplente

Centro Universitario, Querétaro, Qro.

Mayo de 2025

México

DEDICATORIA

A mi esposa y compañera de vida, Wendy, por todo lo que significas.

A mi hijo, Helios, por permitirme conocer una nueva forma de amor.

A mis padres, Nieves y Rosario, por permitirme soñar en grande.

A mis hermanas, Mariel, Lissie y Marisol, por estar siempre presentes.

A la familia Casanova Zavala, por siempre animarme a seguir adelante.

A mi familia y amigos, por tantas historias vividas.

Ningún mar en calma hizo experto al marinero

AGRADECIMIENTOS

Se agradece ampliamente el apoyo otorgado por el Consejo Nacional de Humanidades, Ciencia y Tecnología (CONAHCYT) para el desarrollo de esta investigación realizada a lo largo de tres años.

A la Universidad Autónoma de Querétaro por permitirme ser parte de esta institución y facilitar las instalaciones necesarias para el desarrollo de este proyecto.

Al la Coordinación de Ingeniería Portuaria y Costera del Instituto Mexicano del Transporte, y en especial a la M.I. Dora Luz Ávila Arzani, por permitir el uso de las instalaciones para llevar a cabo el modelo físico de este trabajo.

Al Dr. Jaime Moisés Horta Rangel, por su invaluable guía en todos estos años, compartiendo su experiencia y conocimientos desde la maestría. Le estaré siempre agradecido.

A la Dra. Karina G. Ocaña Espinosa de los Monteros, por su valioso tiempo, dedicación y acompañamiento durante mi trayectoria en este campo. Sus consejos han sido de gran ayuda para poder culminar este proyecto.

A mi sínodo, el Dr. Eduardo Rojas González, la Dra. Teresa López Lara y el Dr. Juan Bosco Hernández Zaragoza. Sus observaciones y sugerencias han sido enriquecedores para este trabajo.

A mi amigo y colega, el Dr. Luis Francisco Pérez Moreno, por animarme a seguir en el camino de la docencia, por sus consejos tan acertados y por tu invaluable amistad.

A Dulce, Sebastián y Raúl, por hacer más ameno este periodo y brindarme su amistad. Les deseo siempre lo mejor.

A Fili, por su apoyo durante todos estos años, acompañándome desde la maestría.

A todas las personas de la Maestría en Estructuras, sobre todo a aquellas que se convirtieron en amigos.

RESUMEN

Debido a la naturaleza del medio en el que se encuentran cimentadas las estructuras marinas, pueden ser afectadas por efectos que reduzcan su capacidad estructural e incluso llevarlas al colapso. La socavación es un fenómeno que se presenta en la interacción flujo-estructura-sedimento, el cual dependerá principalmente de la sección de la cimentación, el oleaje y las corrientes del fondo. A bajas profundidades, el oleaje es la fuerza hidrodinámica predominante, mismo que es afectado por la pendiente del lecho marino. Por lo anterior, este trabajo se enfocó en el estudio de la socavación por oleaje irregular sobre un grupo de cuatro pilas verticales de sección transversal circular. Para ello se desarrollaron dos modelos: el primero fue un modelo físico de fondo móvil con escala distorsionada, ejecutando nueve ensayos en los que se variaron las alturas de ola, los periodos y la profundidad inicial de acuerdo con los pronósticos de incremento de nivel del mar. Por otro lado, el segundo fue un modelo numérico en Flow 3D del prototipo, tomando datos al centro de la sección transversal del dominio computacional, sobre la superficie libre en la zona de oleaje incidente y posterior al impacto con las pilas. Los resultados sugieren que la reducción de la energía de la ola por los efectos de la pendiente produce mayores profundidades y extensiones de socavación en las pilas incidentes que en las posteriores. Con respecto a la forma del agujero de socavación, se detectaron formas irregulares con mayor extensión en los laterales de las pilas, debidas principalmente a la presencia de vórtices y rizos en el fondo marino. Finalmente, el modelo numérico corroboró el comportamiento presentado en el modelo físico, indicando una reducción en la altura y la energía de ola y presentando mayores profundidades de socavación en los costados laterales de las pilas incidentes.

(Palabras clave: socavación; interacción oleaje-estructura; transporte de sedimentos; modelo físico; modelo numérico.)

SUMMARY

Due to the nature of the environment in which marine structures are founded, they can be affected by effects that reduce their structural capacity and even collapse. Scour is a phenomenon that occurs in the flow-structure-sediment interaction, which will depend mainly on the foundation section, waves and bottom currents. At shallow depths, waves are the predominant hydrodynamic force, which is affected by the slope of the seabed. Therefore, this work focused on the study of irregular wave scour on a group of four vertical piles of circular cross section. For this purpose, two models were developed: the first one was a physical model of moving bottom with distorted scale, running nine trials in which wave heights, periods and initial depth were varied according to sea level rise forecasts. On the other hand, the second was a Flow 3D numerical model of the prototype, taking data at the center of the cross section of the computational domain, over the free surface in the incident wave zone and after the impact with the piles. The results suggest that the reduction of wave energy due to slope effects produces greater scour depths and scour extensions in the incident piles than in the post-impact piles. With respect to the shape of the scour hole, irregular shapes were detected with greater extension on the sides of the piles, mainly due to the presence of vortices and ripples on the seafloor. Finally, the numerical model corroborated the behavior presented in the physical model, indicating a reduction in wave height and energy and presenting greater scour depths on the lateral sides of the incident piles.

(Keywords: scour; wave–structure interaction; sediments transport, physic model; numerical model.)

ÍNDICE

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS.....	i
RESUMEN.....	i
SUMMARY.....	ii
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Planteamiento del problema.....	2
1.2. Justificación.....	3
2. ANTECEDENTES	5
2.1. Fenómeno de socavación	5
2.2. Mecanismos de generación de socavación.....	9
2.2.1. Fuerzas hidrodinámicas	9
2.2.2. Transporte de sedimentos	12
2.2.3. Interacción estructural.....	12
2.3. Modelos para predecir la socavación.....	14
2.4. Determinación de la escala vertical en un Modelo Hidráulico de Fondo Móvil con escala distorsionada	18
3. HIPÓTESIS Y OBJETIVOS	24
3.1.1. Objetivo general.....	24
3.1.2. Objetivos particulares	24
4. METODOLOGÍA.....	25
4.1. Ejecución el modelo físico a escala reducida bajo condiciones controladas de oleaje	25

4.1.1. Preparación del canal y colocación de la estructura para los ensayos ..	26
4.1.2. Programa de ensayos.....	29
4.1.3. Medición de la extensión de socavación.....	30
4.2. Modelación numérica del comportamiento de la socavación producida por el oleaje.....	31
4.2.1. Herramienta de simulación y fundamentos.....	32
4.2.2. Configuración geométrica del dominio.....	33
4.2.3. Malla computacional y discretización.....	34
4.2.4. Condiciones de frontera e iniciales	35
4.2.5. Configuración del modelo de sedimento.....	36
4.2.6. Instrumentación numérica y análisis de salida.....	36
4.3. Validación y análisis.....	37
5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	38
5.1. Programa de ensayos	38
5.2. Profundidad y extensión del agujero de socavación	39
5.3. Comportamiento de la socavación - Modelación numérica	52
5.4. Validación y análisis.....	57
CONCLUSIONES	62
BIBLIOGRAFÍA.....	64

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Principales fórmulas propuestas por diversos autores para predecir la socavación máxima alrededor de una pila cilíndrica vertical (Matutano et al., 2013).	17
Tabla 2. Consideraciones para los ensayos de acuerdo con el programa elaborado.	29
Tabla 3. Valores necesarios para generar alturas de ola de 2.00 m y 4.00 m en prototipo.	38
Tabla 4. Profundidad de socavación máxima para cada pila para escala prototipo.	40
Tabla 5. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E01.	43
Tabla 6. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E02.	44
Tabla 7. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E03.	44
Tabla 8. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E04.	47
Tabla 9. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E05.	47
Tabla 10. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E06.	48
Tabla 11. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E07.	51
Tabla 12. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E08.	51
Tabla 13. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E09.	51

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Socavación local y global en la cimentación de una plataforma tipo Jacket (Negro et al., 2013).	5
Figura 2. Arreglo de las pilas para los diferentes casos de estudio (Li et al., 2015).	7
Figura 3. Variación de la inclinación de pila con respecto a la dirección del flujo (Karimi et al., 2017).	8
Figura 4. Comportamiento del oleaje al variar la profundidad del lecho marino.	10
Figura 5. Definición de un perfil de ola a partir de la teoría de Airy.....	10
Figura 6. Generación de socavación alrededor de pilas.	12
Figura 7. Efecto de los vórtices en el fenómeno de socavación.....	13
Figura 8. Nomograma de Noda para selección de escalas (Vergara, 1993).	19
Figura 9. Dimensiones del canal de olas y características del fondo de arena.....	25
Figura 10. Sensores de tipo resistivo utilizados para medir la altura de ola incidente y reflejada. ..	26
Figura 11. Preparación del canal y construcción de la pendiente de arena.....	27
Figura 12. Preparación de la estructura previa al sembrado.	28
Figura 13. Sembrado de la estructura en el perfil de arena.	28
Figura 14. Colocación de la estructura y los sensores de oleaje, a partir del perfil de playa.....	29
Figura 15. Ubicación de las pilas con respecto a la dirección del oleaje incidente.....	31
Figura 16. Interfaz de usuario programa Flow3D.	32
Figura 17. Configuración del dominio computacional para el modelo numérico.....	33
Figura 18. Mallado del dominio para el oleaje y la arena.	34
Figura 19. Ubicación de las probetas; izquierda “Oleaje entrada”, derecha “Oleaje salida”.	37
Figura 20. Análisis de la profundidad y la extensión de socavación por medio del software.....	40
Figura 21. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E01, con ICC=0.00 m y T=9.04 s.	41
Figura 22. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E02, con ICC=0.00 m y T=12.16 s.	42

Figura 23. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E01, con ICC=0.00 m y T=15.57 s.	42
Figura 24. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E02, con ICC=2.00 m y T=9.04 s.	45
Figura 25. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E05, con ICC=0.00 m y T=12.16 s.	46
Figura 26. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E06, con ICC=0.00 m y T=15.57 s.	46
Figura 27. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E07, con ICC=4.00 m y T=9.04 s.	49
Figura 28. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E08, con ICC=0.00 m y T=12.16 s.	49
Figura 29. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E09, con ICC=4.00 m y T=15.57 s.	50
Figura 30. Alturas de ola medidas en las probetas Oleaje Entrada y Oleaje Salida con respecto al tiempo.	52
Figura 31. Velocidad del flujo a la profundidad media.	53
Figura 32. Velocidad del flujo a 0.00m sobre el lecho marino.	54
Figura 33. Elevación de la superficie libre medida en el modelo numérico.	55
Figura 34. Patrones de socavación obtenidas del modelo numérico, vista en planta.	56
Figura 35. Comportamiento de la socavación alrededor de las pilas, vista isométrica.	56
Figura 36. Extensión de socavación máxima observada vs extensión de socavación esperada para los ensayos E01, E04 y E07, con T=9.04s, $R^2=0.925$.	57
Figura 37. Extensión de socavación máxima observada vs extensión de socavación esperada para los ensayos E02, E05 y E08, con T=12.16s, $R^2=0.821$.	58
Figura 38. Extensión de socavación máxima observada vs extensión de socavación esperada para los ensayos E03, E06 y E09, con T=15.57s, $R^2=0.848$.	58
Figura 39. Extensión de socavación máxima para las pruebas E01, E02 y E03, ICC=0.00.	59
Figura 40. Extensión de socavación máxima para las pruebas E04, E05 y E06, ICC=2.00.	60
Figura 41. Extensión de socavación máxima para las pruebas E07, E08 y E09, ICC=4.00.	60

1. INTRODUCCIÓN

La determinación de los **rangos de socavación** presentes alrededor de la cimentación de estructuras expuestas a un flujo hidráulico como puentes, muelles o plataformas marinas, es de suma importancia, ya que de ello dependerá la validez de las consideraciones establecidas durante las fases de análisis y diseño estructural de las mismas (Prendergast et al., 2015). Lo anterior se puede traducir en la disminución de la capacidad ante cargas laterales (Lin y Lin, 2020), aumento en la longitud no empotrada de las pilas de la estructura y, en consecuencia, el cambio en la frecuencia natural de la misma (Ma et al., 2018).

Una **estructura marina** se define como aquella que se encuentra instalada a partir de la línea costera y se extiende en dirección al mar (PEMEX, 2018). De manera general se pueden dividir en dos grupos: estructuras costeras y estructuras costa afuera. Las estructuras costeras son aquellas que cuentan con un acceso fijo a tierra firme, como el caso de los muelles. En contraparte, las estructuras costa afuera son aquellas que no cuentan con ninguna conexión permanente a tierra firme y pueden, o no, estar fijadas al lecho marino. En este grupo se encuentran las plataformas para extracción de hidrocarburos o producción de energías limpias, las que a su vez pueden estar cimentadas en una pila (monopila) o en un grupo de ellas (trípode, tetrápodo, octópodo) (Chandrasekaran, 2015).

El **oleaje**, generado por la acción del viento sobre la superficie marina, transfiere energía que se propaga sin desplazar masa significativa, reduciéndose parcialmente durante su avance (Mohamad et al., 2012). En aguas someras, las olas experimentan refracción al interactuar con el fondo, lo que limita su avance hacia la costa, terminando en la rotura y liberando energía que favorece los procesos de erosión, tal como la socavación local en pilotes circulares. A diferencia de los tsunamis, que desplazan grandes volúmenes de agua, el oleaje convencional depende de la intensidad del viento para acumular energía, un fenómeno crítico en

fondos de pendiente suave donde la estabilidad de estructuras marinas está en riesgo.

Como se mencionó, la **pendiente** de la plataforma continental, sumado a la profundidad del agua con respecto al Nivel Medio del Mar (NMM), tienen un papel importante en el oleaje y su comportamiento. Esto se debe principalmente a que, mientras mayor sea el cambio en la pendiente en el fondo marino, existirá una reducción importante en la energía de ola ocasionado por el cambio de orbita de las partículas de agua, mismas que en su estado más favorable describen una trayectoria circular y que va cambiando a una forma elíptica conforme se va reduciendo la profundidad (Matutano et al., 2013).

Por lo anterior, la presente investigación consistió en determinar los rangos asociados al fenómeno de la socavación sobre un grupo de pilas de sección transversal circular, sometidas a oleaje en fondos marinos de pendiente suave. Lo anterior permitió relacionar las características del agujero de socavación con la disipación de la energía, misma que puede ser utilizada para el diseño de estructuras marinas o su protección contra este fenómeno.

Para ello, el documento se organiza en los siguientes capítulos: el Capítulo 2 presenta los antecedentes teóricos sobre socavación, dinámica del oleaje y fundamentos de modelación física y numérica; el Capítulo 3 describe la metodología empleada en el desarrollo del modelo físico, el modelo numérico y la formulación empírica de acuerdo con Sumer & Fredsøe; el Capítulo 4 exponen los resultados obtenidos y su discusión, tanto para el modelo físico como el numérico; finalmente, el Capítulo 5 ofrece las conclusiones y recomendaciones derivadas del estudio.

1.1. Planteamiento del problema

Si bien la socavación en estructuras marinas ha sido objeto de diversos estudios en las últimas décadas (Sumer y Fredsøe, 2002; Liang et al., 2013; Hamidi y Siadatmousavi, 2018), la mayoría de las investigaciones se han centrado en condiciones de fondo plano, corrientes unidireccionales o pendientes pronunciadas.

Esto ha limitado el conocimiento disponible sobre la interacción entre oleaje y socavación en contextos de pendiente suave, como ocurre en gran parte del Golfo de México, donde la plataforma continental presenta características muy distintas a las que predominan en regiones como el Mar del Norte (Karimi et al., 2017).

Actualmente, las normativas nacionales no contemplan de forma específica los efectos de la socavación inducida por oleaje en pendientes suaves para el diseño de estructuras marinas (PEMEX, 2018). Aunque existen recomendaciones internacionales (DNV GL, 2017), éstas fueron desarrolladas para condiciones distintas, y su aplicación en ambientes de baja pendiente puede conducir a errores en la estimación de la profundidad de socavación (Negro et al., 2013). Esta incertidumbre representa un riesgo técnico y económico, al poder afectar la estabilidad estructural, modificar la respuesta dinámica y reducir la vida útil de las plataformas (Lin y Lin, 2020).

Por lo tanto, se propone un enfoque integral para analizar el fenómeno de socavación local alrededor de pilotes circulares expuestos a oleaje en fondos de pendiente suave, combinando un modelo físico a escala reducida, un modelo numérico tridimensional en Flow-3D y un análisis crítico del modelo empírico de Sumer para ajustar su aplicabilidad a estas condiciones.

1.2. Justificación

Actualmente, la infraestructura es un indicador clave del desarrollo económico y social de un país. México, como nación en desarrollo, requiere grandes inversiones en infraestructura que garanticen la operación eficiente y segura de instalaciones como puertos y plataformas para la extracción de combustibles fósiles. Estas estructuras, por estar cimentadas sobre lechos marinos, están expuestas a fenómenos como la socavación, lo cual puede comprometer la integridad de columnas o pilas (Rocha, 2013). En 2020, las actividades económicas asociadas a estas instalaciones representaron alrededor del 4% del Producto Interno Bruto (PIB)

del país (INEGI), con expectativas de crecimiento estimadas en 4.1% de acuerdo con el Instituto Mexicano de Ejecutivos de Finanzas (IMEF, 2021).

Del total de las 1,332 plataformas marinas petrolíferas activas en el mundo, 88 se localizan en aguas mexicanas, específicamente en el Golfo de México, bajo la operación de PEMEX en las Zonas de Interés de PEMEX Exploración y Producción (PEMEX, 2018). A nivel mundial, se estima que el 50% de las estructuras hidráulicas presentan daños derivados de eventos extremos, y dentro de estos casos, hasta el 60% están relacionados con la socavación en la cimentación (Wezel et al., 2019).

Por lo tanto, es necesario desarrollar herramientas que permitan evaluar con mayor precisión el comportamiento de la socavación en contextos reales como el del Golfo de México, caracterizado por pendientes suaves del fondo marino, permitiendo optimizar la profundidad de anclaje, evaluar la necesidad de protección contra socavación y reducir los costos asociados a la incertidumbre en el diseño estructural.

2. ANTECEDENTES

2.1. Fenómeno de socavación

Debido a la naturaleza del medio en el que está expuesta una estructura marina, el material alrededor de su cimentación está sometido a cargas hidrodinámicas que pueden desencadenar en vórtices, resultando en el proceso de socavación (Hartvig et al., 2010). Este fenómeno ocurre alrededor de los apoyos que, al interactuar con el flujo del medio, favorecen el transporte de sedimentos lo cual provoca el descenso del terreno, representando un riesgo para su estabilidad (Song et al., 2022). De manera general, la socavación se puede clasificar en local, que ocurre alrededor de cada uno de los elementos que soportan la subestructura; y global, que ocurre alrededor de la estructura general, siendo la primera de mayor profundidad que la segunda, como se puede observar en la Figura 1 (Negro et al., 2013).

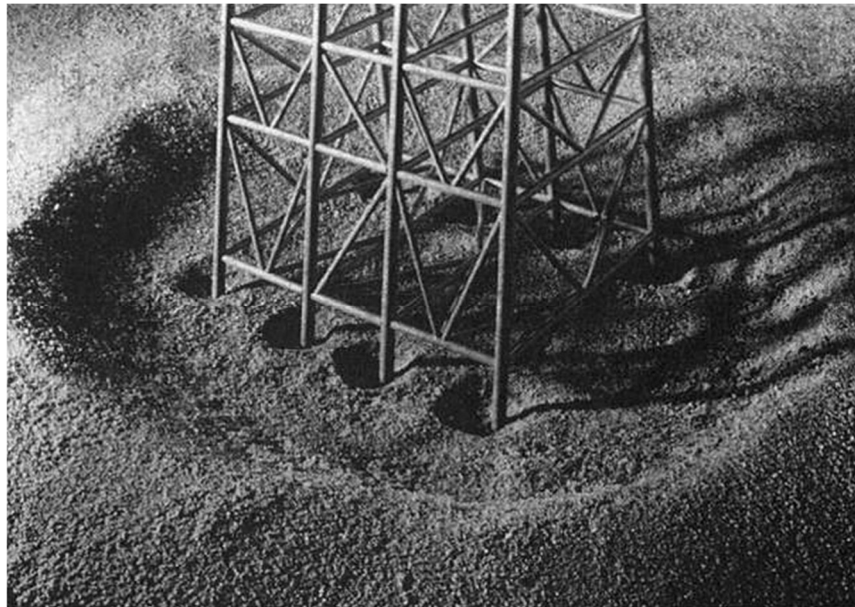


Figura 1. Socavación local y global en la cimentación de una plataforma tipo Jacket (Negro et al., 2013).

Este fenómeno puede fomentar el desarrollo de diversos problemas estructurales que van desde la reducción de rigidez, la disminución de la resistencia última y el tiempo de vida considerado en el análisis y diseño de este tipo de estructuras, hasta

el colapso de las mismas (Akrawi, 2011; Matutano et al., 2013). A nivel mundial, del total de fallas en puentes originadas por eventos extraordinarios, como avenidas, huracanes, lluvias torrenciales, entre otros, el 60% se debió a la socavación (Rocha, 2013).

Si bien, la socavación para corrientes continuas, como es el caso de los puentes construidos para atravesar ríos, ha sido ampliamente estudiada (Rocha, 2013; Ehteram & Meymand, 2015; Boujia et al., 2017; Alemi et al., 2019; Osroush et al., 2019; LerratE et al., 2020) para el caso de ambientes marinos, la naturaleza aleatoria de las olas y las corrientes hacen el problema más complejo, por lo que ha sido mucho menos estudiado, pero no por ello menos importante (Negro et al., 2013). A continuación, se presenta una recopilación de los avances más recientes sobre el estudio de la socavación en ambientes marinos.

Para conocer los efectos que un grupo de columnas o pilas tiene sobre la socavación local, Li et al. (2005) realizaron una serie de experimentos físicos en los que colocaron un par de pilas de diámetros iguales, variando su separación y su orientación considerando una columna como pivote con respecto a la dirección del flujo (Figura 2). Con respecto a la separación, se realizaron variaciones de 0.0, 1.0, 3.0 y 5.0 veces el diámetro de las pilas, basados en los resultados reportados por Liang et al. (2013), que mencionan que la socavación de un par de pilas gemelas se comporta de forma independiente a partir de una separación superior a 3 veces el diámetro de la pila. Se concluye que existe una mayor profundidad de socavación para la configuración de 90°, misma que a su vez va disminuyendo conforme va aumentando su separación, lo que corresponde con la teoría.

En contraste, Hamidi y Siadatmousavi (2017) reporta que, de acuerdo con mediciones en campo y por medio de un modelo numérico, la mayor socavación se presenta para ángulos de 45° y 60°, respectivamente. A su vez, mencionan que existe una discrepancia entre ambos resultados, debidos principalmente a la velocidad de caída de las partículas de sedimento.

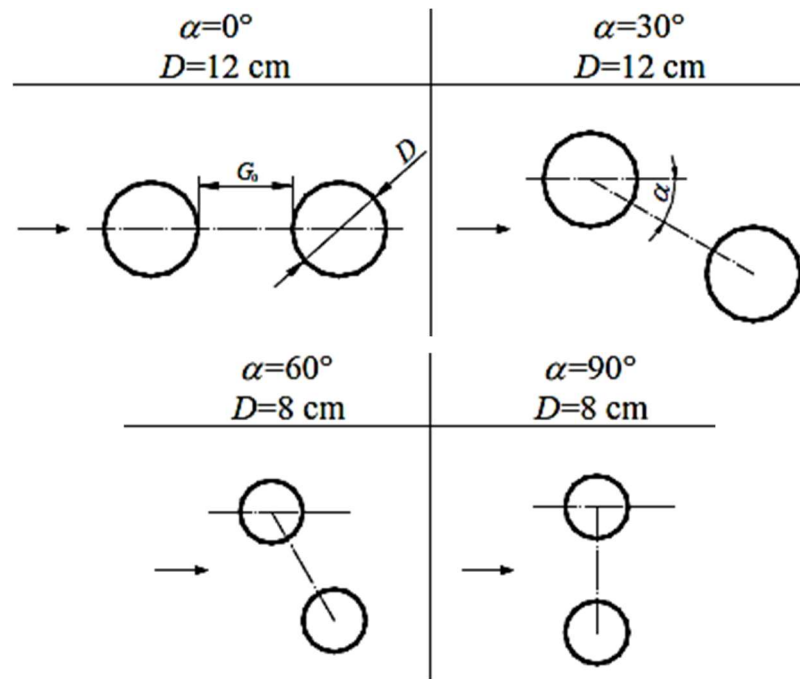


Figura 2. Arreglo de las pilas para los diferentes casos de estudio (Li et al., 2015).

Por su parte, Lin y Lin (2020) revisaron la pérdida de capacidad ante cargas laterales de un grupo de pilas formando una matriz de 3x3 con espacios de 3 diámetros, bajo el efecto de la socavación. Del estudio se concluyó que para una profundidad de 0.0 a 6.0 veces el diámetro de la pila, existe una reducción de la capacidad lateral de entre el 58.0% y 67.0%. Adicionalmente, se identificó una diferencia del 10.0% al 13.0% entre los valores obtenidos para arena densa contra arena suelta, siendo más desfavorable para la primera. Con respecto al espaciado, se notó que, para las mismas condiciones de socavación, se presenta una mayor disminución de la capacidad lateral mientras mayor sea la separación entre columnas. Otro aspecto a destacar es que, para las mismas condiciones, mientras mayor sea el número de pilas en el grupo, menor será la pérdida de la capacidad lateral.

Para analizar la influencia del ángulo de inclinación de las pilas con respecto a la vertical y la dirección del flujo hidráulico en el fenómeno de la socavación, en Karimi et al. (2017) se realizó un estudio basado en un modelo físico a escala, en el cual se modificaba la posición de una pila, partiendo desde la vertical y aumentando 5° en dirección del flujo hasta lograr un total de 15°, como se muestra en la Figura 3.

Los resultados indicaron que para una inclinación de 15° se presenta la menor profundidad de socavación, relacionándolo principalmente con el aumento en el número de Froude, el cual relaciona las fuerzas de inercia con las fuerzas de gravedad.

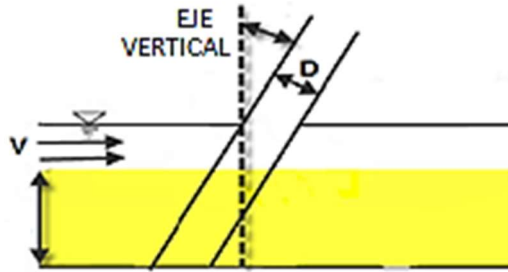


Figura 3. Variación de la inclinación de pila con respecto a la dirección del flujo (Karimi et al., 2017).

Tanto para estructuras en tierra como para aquellas que se encuentran en un ambiente marino, es importante evitar el fenómeno de la resonancia con los agentes de excitación, tales como el viento, los sismos y el oleaje, ya que al pueden generar grandes deformaciones en la estructura, llevándola al colapso. Prendergast et al. (2015) desarrollaron un modelo físico a escala con la finalidad de conocer la influencia que la profundidad de socavación tiene sobre la frecuencia natural de una estructura tipo Monopila que sirve de soporte para un aerogenerador. Los resultados obtenidos sugieren que para una profundidad similar a $1.3D$, donde D es el diámetro de la pila, existe una reducción de la frecuencia natural de entre el 6.5% y 8.5% comparado contra los resultados obtenidos de la Monopila sin socavación.

En otro estudio, Ma et al. (2018) analizaron el cambio en la frecuencia natural para una estructura fija tipo Tripode bajo efectos de socavación, a través de un modelo 3D de elementos finitos. Los resultados mostraron una baja influencia en la primera frecuencia, al existir una diferencia de entre el 0.9% y el 1.4%. Asimismo, se recalcó la importancia de realizar más investigaciones apoyadas tanto en modelos numéricos como físicos, variando el tipo de suelo, cimentación y las variables estructurales.

2.2. Mecanismos de generación de socavación

El fenómeno de socavación alrededor de pilas cimentadas en el lecho marino puede ser generado por el oleaje, las corrientes del fondo o una combinación de ambos, interactuando con el sedimento, lo que representa una gran complejidad al ser modelada, tanto en modelos físicos como numéricos (Yang et al., 2020; Qi y Gao, 2014). Adicionalmente, se deben considerar los siguientes mecanismos que facilitan la presencia de dicho proceso.

2.2.1. Fuerzas hidrodinámicas

La principal fuerza actuante es el oleaje generado por el viento sobre la superficie marina. Este tipo de oleaje induce la infiltración sobre el fondo marino, lo que desencadena el movimiento de los sedimentos, dando lugar a la socavación progresiva desde la profundidad inicial hasta un valor crítico. Lo anterior se debe a la reducción del esfuerzo cortante crítico, favoreciendo el desplazamiento del sedimento en dirección de la ola (Wang et al., 2014).

La presencia de una estructura en el entorno marino modifica la dinámica del mismo, generando patrones de flujo, alrededor de dichos elementos, diferentes a los que se presentan en un flujo uniforme. De manera particular, el carácter oscilatorio del oleaje induce la formación de vórtices temporales, los cuales varían entre cada ciclo de oleaje, provocando el desprendimiento del sedimento y ocasionando la disminución de la profundidad del suelo marino (Sumer et al., 1992).

Por otro lado, la pendiente del lecho tiene un papel importante en el tamaño y forma en el que se presentará el agujero de la socavación, ya que, en fondos inclinados, parte de la energía de la ola se disipa conforme avanza en dirección de la estructura (Figura 4), reduciendo la intensidad del flujo incidente y, por lo tanto, los niveles de socavación. En comparación, para fondos planos, el oleaje impacta con mayor energía, intensificando el proceso de socavación (Corvaro et al., 2019).

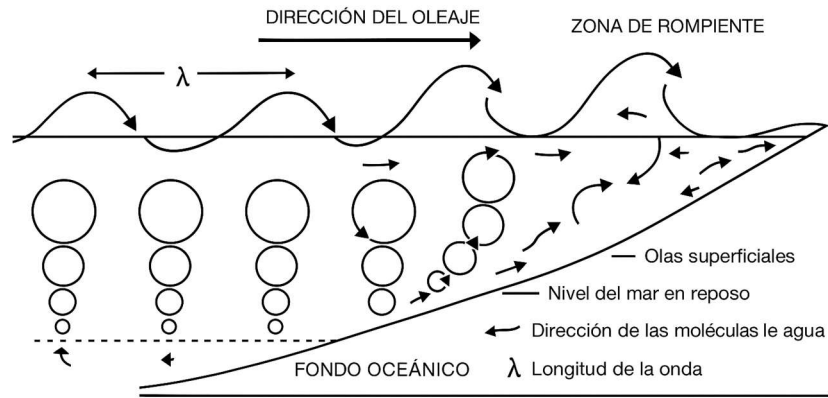


Figura 4. Comportamiento del oleaje al variar la profundidad del lecho marino.

Para tener una mejor comprensión de las características del oleaje se hace uso de la teoría de Airy, misma que representa la ola como curvas sinusoidales para definir variables como la altura (H), la longitud de onda (L), el periodo (T), la profundidad media (d) y la velocidad de propagación (c) (Figura 5) (Sarpkaya & Isaacson, 1981; Frías & Moreno, 1988).

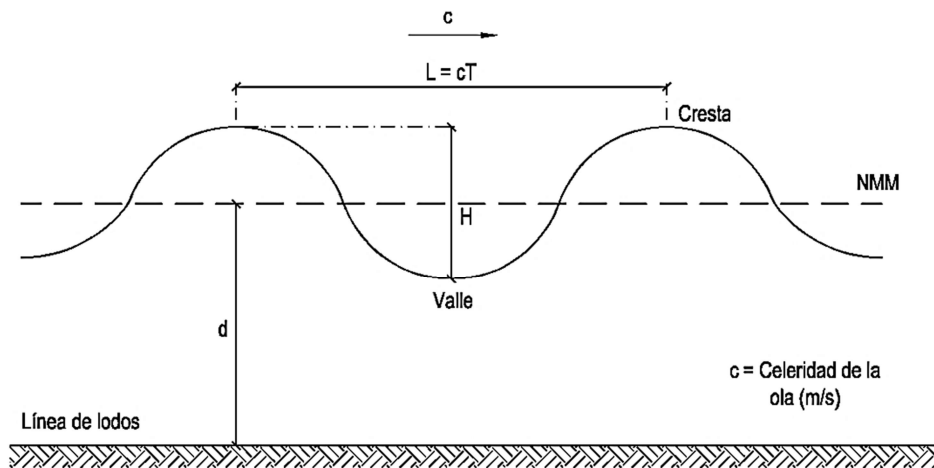


Figura 5. Definición de un perfil de ola a partir de la teoría de Airy.

Debido a la naturaleza aleatoria del oleaje, su análisis y representación requieren un enfoque que capture las características irregulares, siendo la descripción espectral una de las formas más adecuadas para esto (Haritos, 2007). Un espectro se define como la representación gráfica de los valores máximos de un fenómeno. Con este enfoque, el espectro de energía de oleaje permite modelar mares

totalmente desarrollados, considerando todos los periodos en un intervalo de 0 en adelante. Los espectros más utilizados son el de Pierson Moskowitz, JONSWAP y el de Bretschneider (Frías y Moreno, 1988).

El primero de estos es válido para velocidades del viento medidas a 19.50 metros de altura sobre el nivel del mar, $U_{19.5}$. Para calcular cada uno de los puntos que conforman el espectro es necesario un valor conocido como frecuencia pico de Pierson-Moskowitz, para la cual se considera g como la aceleración de la gravedad con un valor de 9.81 m/s^2 (1). En (2) se encuentra la ecuación que define a este espectro (The SWAMP Group, 1985).

$$f_{PM} = \frac{0.14g}{U_{19.5}} \quad (1)$$

$$S(f) = \frac{\alpha g^2}{(2\pi)^4 f^5} \exp \left[\frac{-5}{4} \left(\frac{f_{PM}}{f} \right)^4 \right] \quad (2)$$

donde $\alpha = 0.0081$. La energía total de la ola está representada por el área bajo la curva, y se puede calcular como se indica en (3).

$$E_{PM} = \frac{\alpha g^2}{5(2\pi f_{PM})^4} \quad (3)$$

El espectro de JONSWAP es una adaptación del de Pierson-Moskowitz válido para el Mar del Norte. Por lo general, se obtienen valores máximos de energía mayores para un mismo valor de frecuencia pico, denominada f_m , por lo que es necesario realizar un ajuste a la izquierda, $\lambda_a = 0.07$, y a la derecha $\lambda_b = 0.09$ de dicho valor.

$$S(f) = \frac{\alpha g^2}{(2\pi)^4 f^5} \exp \left[\frac{-5}{4} \left(\frac{f}{f_m} \right)^4 \right] \gamma \exp \left[\frac{-5}{4} \left(\frac{f - f_m}{2\lambda^2 f_m^2} \right)^4 \right] \quad (4)$$

Finalmente, el espectro de Bretschneider permite obtener la energía de ola a partir de la altura significativa, H_s , y la frecuencia pico f_0 , como se muestra a continuación.

$$S(f) = \frac{5H_s^2}{16f_0} \frac{1}{f_0^5} \exp \left[\frac{-5}{4} \left(\frac{f}{f_0} \right)^{-4} \right] \quad (5)$$

2.2.2. Transporte de sedimentos

El transporte de sedimentos es el resultado de la interacción de las fuerzas hidrodinámicas con el lecho marino. Este proceso puede verse como una interacción trifásica, aire-agua-sedimentos (Huang y Huang, 2020). Para su modelación se deben considerar los campos de flujo que ocurren alrededor de las pilas (Figura 6), por lo que el uso de mallas cartesianas combinadas con límites inmersos es adecuado, ya que permite evaluar la carga sobre el lecho y medir los sedimentos en suspensión, determinando los patrones de erosión actualizando la geometría del lecho (Ahmad et al., 2015).

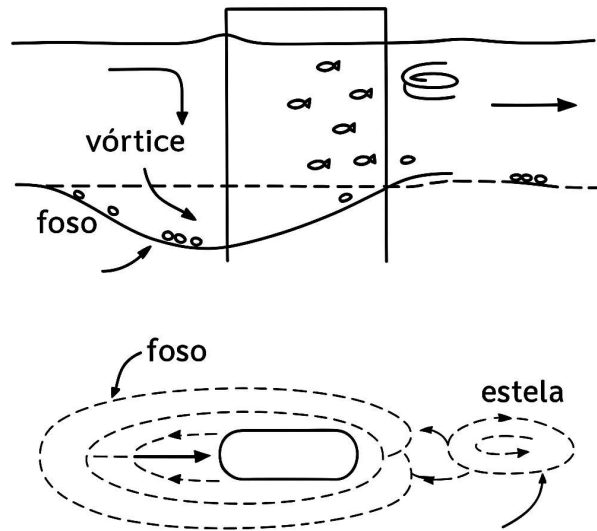


Figura 6. Generación de socavación alrededor de pilas.

2.2.3. Interacción estructural

La interacción estructural entre el movimiento cíclico de estructuras marinas y el lecho marino juega un papel crucial en la evolución de la socavación posterior al equilibrio alrededor de las pilas. Al respecto, Al-Hammadi y Simons (2019) presentaron un estudio de carácter dinámico en el que se concluye que las oscilaciones cíclicas del pilote provocan el relleno y la deformación del agujero de

socavación en sedimentos no cohesivos, generando cavidades más profundas y extensas que las esperadas. El trabajo se llevó a cabo por medio de un modelo a escala distorsionada simplificando las condiciones del lecho, sin embargo, se destaca la necesidad de integrar modelos dinámicos para mejorar el diseño de la cimentación de estructuras marinas.

En otro estudio, Liu y Zhao (2024) modelaron el transporte de cargas del lecho y en suspensión, revelando que el vórtice de herradura y la contracción de la línea de corriente son los principales mecanismos de socavación local (Figura 7). Cuando el flujo incide perpendicularmente, la máxima profundidad de socavación se localiza en las esquinas aguas arriba debido a ambos efectos, sin embargo, con un ángulo de ataque de 45° , el vórtice de herradura se atenúa, y la socavación se origina principalmente por la amplificación de la velocidad en las esquinas laterales, actuando las caras aguas arriba como una cuña divisora. Validado con datos experimentales, este modelo proporciona una base teórica para optimizar la protección contra la socavación en el diseño de estructuras marinas.

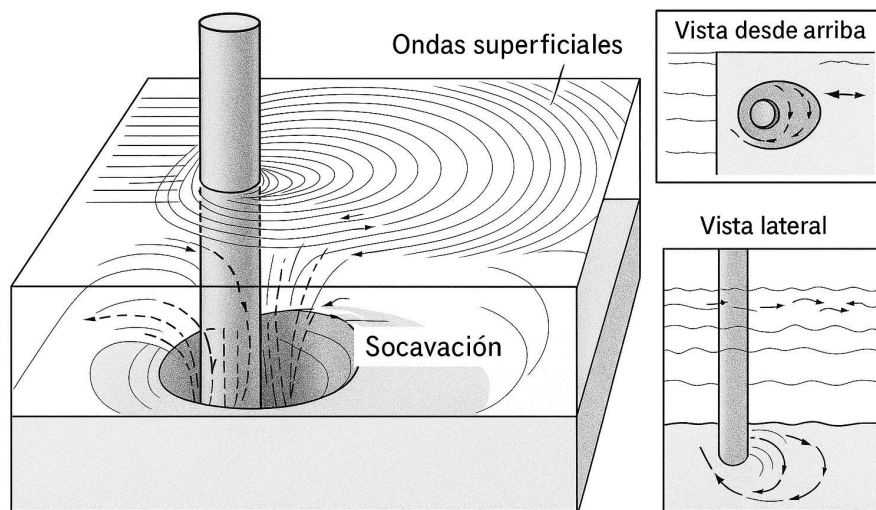


Figura 7. Efecto de los vórtices en el fenómeno de socavación.

2.3. Modelos para predecir la socavación

La erosión alrededor de estructuras marinas, como monopilotes, rompeolas y pilares de puentes, representa un desafío significativo para su estabilidad y durabilidad. Los modelos físicos son comúnmente empleados para analizar y pronosticar los procesos de socavación inducidos por el oleaje y las corrientes.

Una de los principales retos al momento de realizar este tipo de modelos es poder monitorear de manera adecuada el desarrollo de la socavación. Al respecto Byun et al. (2015) destacaron la relevancia de emplear técnicas avanzadas para evaluar la socavación en cimentaciones de monopilotes marinos, donde las corrientes intensas y el oleaje reducen la longitud de empotramiento, comprometiendo la estabilidad estructural. En este estudio se llevaron a cabo ensayos en un modelo físico dentro de un tanque cilíndrico, utilizando un extensómetro, transductores ultrasónicos y electrodos para monitorear el proceso. Los resultados indicaron que la frecuencia natural del monopilote disminuía con el aumento de la profundidad de socavación, las imágenes ultrasónicas revelaban con precisión la forma y profundidad del agujero, y la resistividad eléctrica se reducía conforme avanzaba la socavación, mostrando su efectividad para el monitoreo preciso de este fenómeno en estructuras marinas.

En otro trabajo, Yu et al. (2022) desarrollaron un modelo físico para simular la socavación inducida por olas y corrientes alrededor de un rompeolas permeable antideposición, monitoreando el proceso con velocímetro acústica Doppler (ADV) en 32 puntos distribuidos en las caras del modelo. Los ensayos indicaron que la profundidad y la extensión de la socavación aumentaban con mayores alturas y periodos de ola, profundidades de agua o velocidades de corriente, siendo las condiciones combinadas de oleaje y corriente las que generaban mayor socavación y tiempos de equilibrio más prolongados en comparación con oleaje o corriente por separado. Además, la incorporación de un elemento inferior para retener sedimentos redujo la profundidad máxima de socavación, protegiendo el lecho alrededor del pilote y desplazando el agujero de socavación más lejos del modelo.

Por su parte, Li y Cui (2005) llevaron a cabo ensayos con modelos físicos para predecir la socavación local y la profundidad máxima alrededor de cilindros de gran diámetro en un lecho marino arenoso, bajo la acción combinada de oleaje y corriente. Los resultados indicaron que, en aguas poco profundas ($0.07 < h/L \leq 0.28$) con granos finos y un diámetro relativo D/L entre 0.30 y 0.70, los factores clave de la socavación incluyen el diámetro del cilindro (D), la altura (H) y longitud de ola (L), la velocidad de la corriente (V) y la textura del suelo.

De manera similar, Jiang et al. (2011) investigaron experimentalmente la socavación local alrededor de cilindros verticales de gran diámetro bajo la acción combinada de oleaje y corriente, analizando la morfología, el proceso de socavación y la profundidad máxima en un lecho arenoso. Los ensayos mostraron que, para relaciones de diámetro a longitud de onda (D/L) entre 0.20 y 0.80, los factores principales que influyen en la socavación incluyen la altura de ola, la longitud de onda, la velocidad de la corriente, la relación D/L y la relación entre profundidad y longitud de onda. Aplicando análisis dimensional, se desarrolló una ecuación teórica para predecir la profundidad máxima de socavación, la cual mostró consistencia con los resultados experimentales.

Adicionalmente, Yi-Ren y Guo-Ping (2004) llevaron a cabo ensayos con modelos físicos para investigar la socavación local alrededor de un cilindro circular de gran diámetro ($0.15 < D/L < 0.50$) bajo la acción de olas irregulares, analizando sistemáticamente los cambios en la topografía del lecho marino. Se consideraron variables como la altura y el periodo de ola, la profundidad del agua, la granulometría del sedimento y el diámetro del cilindro, estudiando su influencia en la formación de la socavación. Los resultados indicaron que la profundidad de socavación no es inversamente proporcional al tamaño del grano del sedimento.

Debido a que en muchas de las veces es complicado contar con instalaciones adecuadas para realizar modelaciones físicas, adicional a la complejidad de la instrumentación requerida para el monitoreo del oleaje y el transporte de sedimentos en tiempo real, se puede considerar el uso de modelos numéricos tanto a escala

como en prototipó. En este contexto, se desarrolló un modelo numérico bidimensional para predecir la socavación local alrededor de tuberías submarinas inducida por el movimiento de las olas, basado en las ecuaciones de Navier-Stokes promediadas por Reynolds con modelos de turbulencia $k-\omega$ SST. Utilizando el método de elementos finitos de Petrov-Galerkin y un enfoque lagrangiano-euleriano arbitrario (ALE) para modelar la superficie libre y la evolución del lecho, el modelo consideró el transporte de sedimentos en suspensión y carga del lecho. Validado con datos experimentales y numéricos de propagación de olas y socavación en corrientes constantes, el modelo predijo con precisión el perfil de equilibrio de la socavación en aguas poco profundas, destacando su utilidad para simular fenómenos de socavación bajo olas no lineales (Lu et al., 2015).

La predicción de los modelos podrá mejorarse conforme se incluyan más variables, es decir, limitando las simplificaciones. Sin embargo, al presentarse una gran cantidad de elementos para representar el comportamiento aleatorio de oleaje, la generación y desprendimiento de vórtices, así como el cambio en lecho marino y los sedimentos suspendidos, se incrementa la carga computacional y por lo tanto, el tiempo requerido para las simulaciones, lo que limita el tiempo total de simulación en escala real. Teniendo en cuenta lo anterior, los modelos en tres dimensiones pueden ser efectivos para describir el comportamiento general del proceso de socavación, siempre y cuando se establezcan de manera adecuada las variables antes mencionadas (Umeda et al., 2009; Afzal et al., 2015).

El reciente incremento en el uso de herramientas como el Aprendizaje Automático (*Machine Learning*) ha permitido obtener nuevos métodos para predecir la socavación. En Jatoliya et al. (2024) se desarrolló un estudio que estimó las profundidades de socavación alrededor de estructuras marinas mediante modelos numéricos basados en física y algoritmos de aprendizaje automático. Utilizando conjuntos de datos de investigaciones previas, los modelos de Machine Learning, como redes neuronales artificiales y sistemas neuro-fuzzy adaptativos, mostraron alta eficacia en la predicción de la socavación, comparados con medidas

estadísticas y resultados experimentales. Paralelamente, simulaciones numéricas con la plataforma REEF3D evaluaron la socavación bajo condiciones de corriente sola (S/D de 0.65 y 0.81 en los extremos delantero y trasero de un muelle) y oleaje-corriente (S/D de 0.26), mostrando buena concordancia con datos experimentales. Se resalta la precisión de la predicción considerando tiempos menores que en una simulación 3D.

Por otro lado, se han desarrollado fórmulas empíricas y ecuaciones teóricas con el fin de predecir la profundidad de socavación máxima alrededor de pilas basándose en su diámetro, características del estrato (principalmente arena), el número de Kaulegan Carpenter y el número de Shields. Adicionalmente, se han realizado esfuerzos para describir de este modo los efectos ocasionados por la corriente, el oleaje o una combinación de ambos. La Tabla 1 presenta una compilación de los valores teóricos para la socavación máxima, propuesta por diversos autores (Matutano et al., 2013).

Tabla 1. Principales fórmulas propuestas por diversos autores para predecir la socavación máxima alrededor de una pila cilíndrica vertical (Matutano et al., 2013).

Autores	Año	Condiciones de flujo	Socavación máxima esperada
Breusers et al.	1977	Corriente continua	$\frac{S}{D} max = 1.5D \tanh \left(\frac{h}{D} \right)$
Zanke	1982	Corriente continua / oleaje	$\frac{S}{D} cmax = 2.5 \left(1 - 0.5 \frac{uc}{u} \right)$ $\frac{S}{D} wmax = KC - 6$
Melville et al.	1988	Corriente continua	$\frac{S}{D} cmax = 2.4$

Tabla 1 (continuación).- Principales fórmulas propuestas por diversos autores para predecir la socavación máxima alrededor de una pila cilíndrica vertical (Matutano et al., 2013).

Autores	Año	Condiciones de flujo	Socavación máxima esperada
Sumer et al.	1992	Corriente continua / oleaje	$\frac{S}{D} cmax = 1.3$ $\frac{S}{D} wmax = 1.3(1 - \exp(-0.03(KC - 6)))$
Richardson and Davis	1995	Corriente continua	$\frac{S}{h} cmax = 2k_1 k_2 k_3 \left(\frac{b}{h}\right)^{0.65} Fr^{0.43}$
Sumer et al.	2002	Corriente continua y oleaje combinados	$\frac{S}{D} cwmax = 1.3(1 - \exp(-A(KC - B)))$
Zanke et al.	2011	Corriente continua y oleaje	$\frac{S}{D} cwmax = 2.5 \left(1 - 0.5 \frac{uc}{u}\right) xrel$

2.4. Determinación de la escala vertical en un Modelo Hidráulico de Fondo Móvil con escala distorsionada

En este apartado se indican las características de un modelo de escalas distorsionadas de acuerdo con Vergara (1993). Un modelo de fondo móvil de escala distorsionada es aquel en el que la escala de líneas horizontales (E_x) es diferente a la escala de líneas verticales (E_y), o lo que es lo mismo:

$$E_x \neq E_y \quad (6)$$

Adicionalmente, se debe cumplir que la escala de líneas horizontales sea mayor que la escala de líneas verticales, es decir:

$$E_x > E_y \quad (7)$$

Para representar adecuadamente las características del prototipo en el modelo hidráulico es necesario cumplir con ciertos requisitos de similitud, por ejemplo, para la similitud del flujo, se considera que:

$$\begin{cases} E_H = E_L = E_d = E_z = E_y \\ E_u = E_U = E_t = E_T = E_y^{1/2} \end{cases} \quad (8)$$

donde E_H es la escala de altura de ola; E_L la escala de longitud de ola; E_d la escala de profundidad; E_z la escala transversal; E_u es la escala de velocidad de corriente; E_U la velocidad del flujo; E_t es la escala de tiempo y E_T la escala del periodo de ola.

A continuación se presenta la metodología para determinar la escala de líneas verticales en un modelo hidráulico:

En primer lugar, se debe proponer la escala de líneas verticales, misma que dependerá del tamaño y disponibilidad de los equipos en el laboratorio y del tamaño del prototipo. Posteriormente se propone un rango de posibles escalas por medio del criterio de Noda haciendo uso del nomograma en la Figura 8.

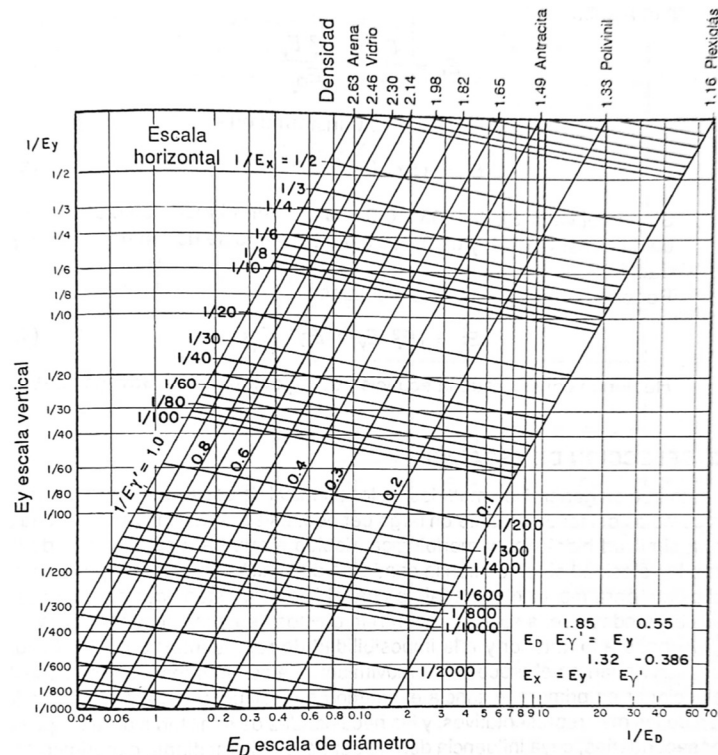


Figura 8. Nomograma de Noda para selección de escalas (Vergara, 1993).

Como se observa, al trabajar con arena de mar los valores de las escalas de diámetros (E_D) y la escala de densidad (E_Y) son igual a 1. Se propone un rango de alturas de ola en prototipo (H_P , en metros) de las que se calcularán sus correspondientes alturas de ola en modelo (H_m , en centímetros) para cada una de las escalas propuestas. Debido a que en los equipos disponibles en el laboratorio se ingresan las alturas de ola en centímetros es necesario realizar la conversión correspondiente, como se muestra en la Ec. (9).

$$H_m \text{ (cm)} = (100 \cdot H_P) / E_Y \quad (9)$$

Enseguida, se calcula el valor de la distorsión teórica, siendo la relación entre la escala horizontal y la vertical, mostrada en la Ec. (10).

$$\Delta = E_x / E_y \quad (10)$$

Del mismo modo, se propone un rango de periodos de ola prototipo (T_P) de los que se obtienen sus correspondientes valores en modelo, para cada una de las escalas verticales propuestas, haciendo uso de la Ec. (11).

$$T_m \text{ (s)} = T_P / E_y^{1/2} \quad (11)$$

Como se observa, para (11) se aplica la igualdad mostrada en (8).

La selección de escalas de líneas horizontales y verticales debe ser considerando la menor distorsión posible. Adicionalmente, es necesario mantener el efecto de escala lo más reducido posible, es decir, disminuir las diferencias entre las condiciones del modelo y el prototipo causada por la imposibilidad de lograr que todas las fuerzas del prototipo actúen de forma simultánea.

Un ejemplo de lo anterior es que, al utilizar el mismo fluido, no se pueden cumplir con las condiciones de Froude y Reynolds, como se muestra a continuación:

Condición de similitud de Froude.

$$E_V = (E_g E_L)^{1/2} \quad (12)$$

Condición de similitud de Reynolds.

$$E_V = E_V E_L^{-1} \quad (13)$$

Igualando (12) con (13), y considerando que tanto el modelo como el prototipo están bajo el mismo campo gravitacional, es decir, $E_g = 1$, se tiene que

$$\begin{aligned} E_V &= (E_g E_L)^{1/2} = E_V E_L^{-1} \\ E_L^{1/2} &= E_V E_L^{-1} \\ E_L &= E_V^{2/3} \end{aligned} \quad (14)$$

Como se puede observar en (14), que $E_V = 1$ implica que la escala de líneas tenga el mismo valor, por lo tanto no existiría modelo, ya que la longitud del prototipo (L_p) sería igual a la longitud del modelo (L_m), por lo tanto, el fluido en ambos debe ser diferente.

Al trabajar con modelos hidráulicos se debe procurar que el modelo sea lo más grande posible, es decir, lo más cercano al prototipo considerando el espacio, presupuesto, tiempo e instrumentación disponibles. Por lo tanto, en muchas ocasiones será necesario trabajar con escalas de líneas diferentes, es decir, $E_x \neq E_y$. A la relación que existe entre la escala de líneas horizontales con respecto a la de líneas verticales se le conoce como *distorsión geométrica* y se representa como:

$$E_x / E_y ; \text{ debe cumplir que } E_x > E_y \quad (15)$$

Esto a su vez trae consigo otras distorsiones, por ejemplo, para la condición de similitud de Airy en la representación de oleaje, se emplea la escala de líneas verticales para la longitud de ola, en lugar de la de líneas horizontales.

Considerando que el fluido a utilizar es agua y que por lo tanto no es posible satisfacer ambas condiciones en simultánea y que adicionalmente, debido a que no

se cuentan con equipos para modificar la acción de la gravedad y por lo tanto $E_g = 1$, para los modelos hidráulicos que empleados se utilizará la condición de Froude.

Para entender el origen de esta condición se considera que el comportamiento del fluido está controlado por la gravedad y la viscosidad (no se considera su composición química ni aspectos termodinámicos) por lo tanto, se puede expresar por medio de las ecuaciones de Navier-Stokes como se muestra a continuación:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (16.1)$$

donde u, v y w son la velocidad del flujo en los ejes x, y y z respectivamente; ρ es la densidad del fluido, ν el coeficiente de viscosidad dinámica y p es la presión. Si se considera el subíndice m para el modelo y p para el prototipo:

$$\frac{\partial u_p}{\partial t_p} + u_p \frac{\partial u_p}{\partial x_p} + v_p \frac{\partial u_p}{\partial y_p} + w_p \frac{\partial u_p}{\partial z_p} = -\frac{1}{\rho_p} \frac{\partial p_p}{\partial x_p} + \nu_p \left(\frac{\partial^2 u_p}{\partial x_p^2} + \frac{\partial^2 u_p}{\partial y_p^2} + \frac{\partial^2 u_p}{\partial z_p^2} \right) \quad (16.2)$$

$$\frac{\partial u_m}{\partial t_m} + u_m \frac{\partial u_m}{\partial x_m} + v_m \frac{\partial u_m}{\partial y_m} + w_m \frac{\partial u_m}{\partial z_m} = -\frac{1}{\rho_m} \frac{\partial p_m}{\partial x_m} + \nu_m \left(\frac{\partial^2 u_m}{\partial x_m^2} + \frac{\partial^2 u_m}{\partial y_m^2} + \frac{\partial^2 u_m}{\partial z_m^2} \right) \quad (16.3)$$

Para satisfacer las condiciones de similitud dinámica, las relaciones de cada uno de los términos deben ser igualadas, es decir:

$$\begin{aligned} \frac{u_p/t_p}{u_m/t_m} &= \frac{u_p^2/x_p}{u_m^2/x_m} = \frac{v_p u_p/y_p}{v_m u_m/y_m} = \frac{w_p u_p/z_p}{w_m u_m/z_m} = \\ &= \frac{p_p/\rho_p x_p}{p_m/\rho_m x_m} = \frac{\nu_p u_p/x_p^2}{\nu_m u_m/x_m^2} = \frac{\nu_p u_p/y_p^2}{\nu_m u_m/y_m^2} = \frac{\nu_p u_p/z_p^2}{\nu_m u_m/z_m^2} \end{aligned} \quad (16.4)$$

A partir de los términos 2 al 4 de (16.4) se obtiene que

$$\frac{u_p/u_m}{x_p/x_m} = \frac{v_p/v_m}{y_p/y_m} = \frac{w_p/w_m}{z_p/z_m}$$

Por la propiedad de la corriente se debe cumplir que

$$u_p/u_m = v_p/v_m = w_p/w_m$$

Por lo tanto:

$$x_p/x_m = y_p/y_m = z_p/z_m \quad (17)$$

Lo que indica que el modelo no debe estar distorsionado.

Por la Ley de similitud de Froude, considerando el cuarto y quinto término de (16.4), resulta

$$\frac{w_p u_p / z_p}{w_m u_m / z_m} = \frac{p_p / \rho_p x_p}{p_m / \rho_m x_m}$$

Además, $p = \rho g z$, entonces:

$$\frac{w_p u_p / z_p}{w_m u_m / z_m} = \frac{\rho_p g_p z_p / \rho_p x_p}{\rho_m g_m z_m / \rho_m x_m}$$

$$\frac{w_p u_p / z_p}{g_p z_p / x_p} = \frac{w_m u_m / z_m}{g_m z_m / x_m}$$

$$\frac{w_p u_p}{g_p} \frac{x_p}{z_p^2} = \frac{w_m u_m}{g_m} \frac{x_m}{z_m^2} \quad (18)$$

3. HIPÓTESIS Y OBJETIVOS

La integración de la pendiente del lecho marino permite obtener rangos de socavación de menor amplitud, asociadas a estructuras marinas cimentadas con pilas de sección circular en fondos de pendiente suave, debido a la consideración de la disipación de la energía de ola comparada con el modelo empírico de Sumer

3.1.1. Objetivo general

Modelar el fenómeno de socavación local inducida por oleaje considerando la pendiente del lecho marino, sobre un grupo de pilas de sección transversal circular, combinando modelos físicos, numéricos y empíricos.

3.1.2. Objetivos particulares

Se diseñaron los siguientes objetivos específicos para respaldar la hipótesis y resolver el problema de investigación:

- Ejecutar el modelo físico a escala reducida bajo condiciones controladas de oleaje.
- Realizar la modelación numérica del comportamiento de la socavación producida por el oleaje.
- Evaluar el ajuste del modelo empírico de Sumer frente a los datos simulados y experimentales.

4. METODOLOGÍA

A continuación, se presenta la metodología utilizada para alcanzar el objetivo general. Para ello se llevó a cabo un modelo físico con escala distorsionada en un canal de olas unidireccional y posteriormente un modelo numérico en el software Flow3D, considerando oleaje irregular por medio de espectros. Cabe mencionar que para ambos casos, los alcances consideraron una sola dirección de oleaje.

4.1. Ejecución el modelo físico a escala reducida bajo condiciones controladas de oleaje

Se llevó a cabo un modelo de fondo móvil en un canal de olas en las instalaciones del Laboratorio de Hidráulica Marítima y Ambiental del Instituto Mexicano del Transporte. Dicho canal tiene un ancho interior de 4.60 m y una longitud efectiva de 24.20 m, como se muestra en la Figura 9.

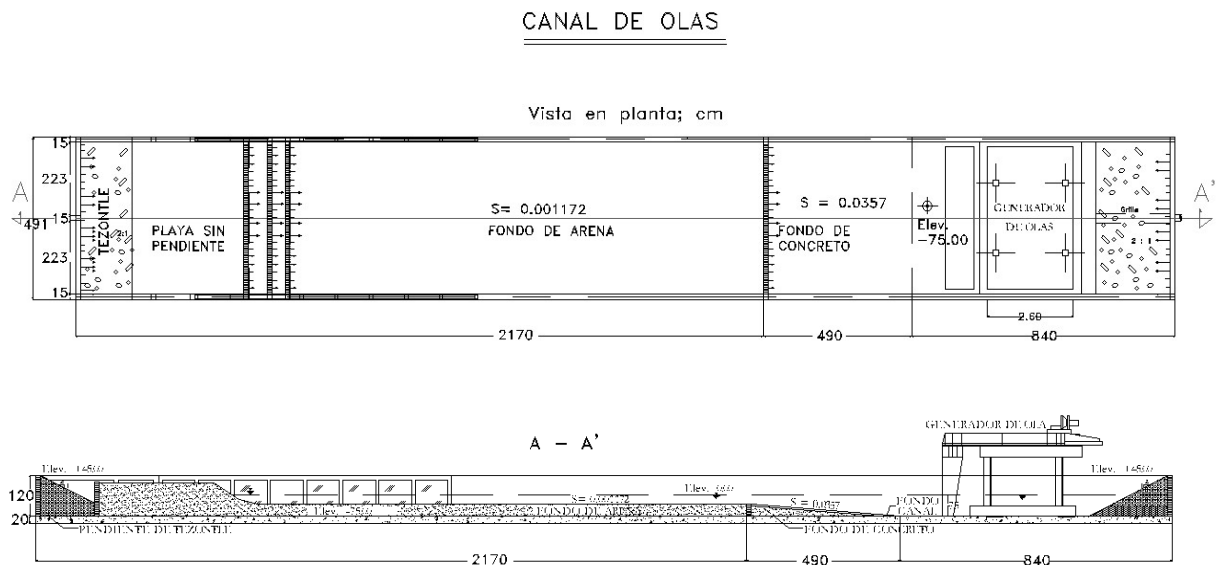


Figura 9. Dimensiones del canal de olas y características del fondo de arena.

Debido a las dimensiones del canal, sobre todo a la vertical, fue necesaria la aplicación de escalas distorsionadas, con un valor de distorsión $\Delta = 5$. Lo anterior implicó definir la escala $E_x=1:240$ y $E_y=1:48$, para el eje longitudinal y vertical respectivamente. La selección de dichas escalas corresponde con la necesidad de

cumplir con la pendiente propuesta para el experimento, a la vez que se mantiene un tirante de agua suficiente para la propagación del oleaje. Para medir la altura de ola, tanto incidente como reflejada, se utilizaron sensores de tipo resistivo, separados a 0.60 m entre ellos y acoplados a elevadores utilizados para la calibración de las mediciones (Figura 10).



Figura 10. Sensores de tipo resistivo utilizados para medir la altura de ola incidente y reflejada.

4.1.1. Preparación del canal y colocación de la estructura para los ensayos

En primer lugar, se seleccionó la pendiente tipo con base en la información batimétrica obtenida en Ocaña (2022). La extensión horizontal de esta pendiente fue de 14.50 m medidos entre la pendiente de concreto y el punto más bajo del perfil de playa. Para su construcción se utilizó arena con diámetro medio, D_s , de 0.20 mm. A continuación, se marcaron los niveles de referencia a cada lado del canal con ayuda de un equipo topográfico, verificando que se encuentre a escuadra. Una vez concluidos los trabajos previos, se procedió a conformar la pendiente y el perfil tipo (Figura 11).

Con respecto al tirante de agua máximo, es posible alcanzar una cota de 0.80 m, medidos desde el fondo del canal, en las cercanías de la pala del generador de olas, por lo que la primera profundidad tuvo que quedar 0.18 m debajo de éste para considerar los 2 incrementos posteriores y dejar un margen de 0.05 m. Con la intención de medir el oleaje incidente y reflejado, se colocaron dos sensores de tipo resistivo, colocados a 2.60 m (Sensor 1) y 3.20 m (Sensor 2) a partir del punto más bajo del perfil.



Figura 11. Preparación del canal y construcción de la pendiente de arena.

Para seleccionar la estructura se tomó en cuenta una plataforma tipo Jacket de tetrápodo. Para la preparación de la probeta se utilizaron tubos de PVC, debido a que cuentan con superficies exteriores lisas, reduciendo efectos no deseados al interactuar con el oleaje. Posteriormente fueron marcadas a cada 1.0 cm (líneas completas) y cada 0.5 cm (líneas punteadas) para tener como referencia (Figura 12) en el hincado. Se consideraron distancias mayores a tres diámetros para evitar efectos no deseados con las paredes del canal, posteriormente se ubicó la estructura en su posición final y se sembró en la arena (Figura 13).



Figura 12. Preparación de la estructura previa al sembrado.



Figura 13. Sembrado de la estructura en el perfil de arena.

Las pilas fueron colocadas a 1.45 m del perfil de playa y a 1.15 m del Sensor 1, de esta manera fue posible conocer los datos de oleaje presentes durante la modelación (Figura 14). La profundidad (d) inicial considerada es de 6.00m, en prototipo.

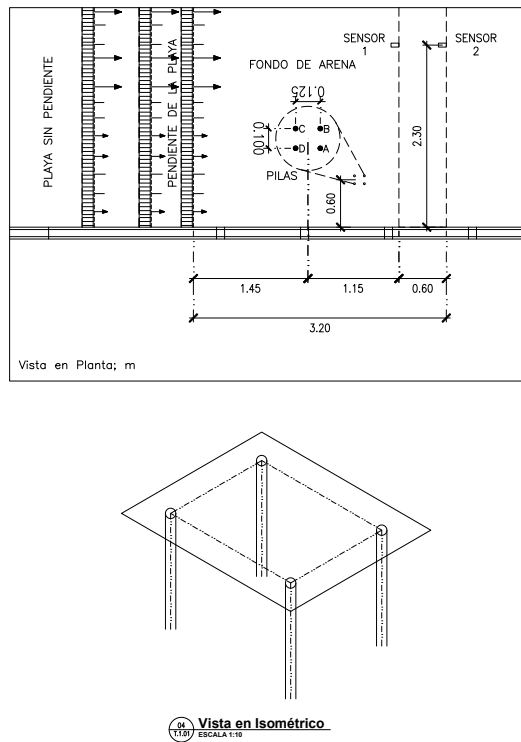


Figura 14. Colocación de la estructura y los sensores de oleaje, a partir del perfil de playa.

4.1.2. Programa de ensayos

Se llevaron a cabo un total de nueve ensayos como se muestra en la Tabla 2. La duración de cada ensayo fue de 24 horas en prototipo, con una altura de ola significativa de 2.00 m para las primeras 12 horas y 4.00 m para las últimas 12. Cabe mencionar que los periodos y alturas utilizados corresponden al oleaje por tormenta de la zona de estudio en Song et al. (2022).

Tabla 2. Consideraciones para los ensayos de acuerdo con el programa elaborado.

Ensayo	T (s)	Altura de ola (m)		ICC ¹ (m)
		0–12 h	12–24 h	
E01	9.04	2.00	4.00	0.00
E02	12.16	2.00	4.00	0.00

Tabla 2 (continuación). Consideraciones para los ensayos de acuerdo con el programa elaborado.

Ensayo	T (s)	Altura de ola (m)		ICC ¹ (m)
		0–12 h	12–24 h	
E03	15.57	2.00	4.00	0.00
E04	9.04	2.00	4.00	2.00
E05	12.16	2.00	4.00	2.00
E08	15.57	2.00	4.00	2.00
E07	9.04	2.00	4.00	4.00
E08	12.16	2.00	4.00	4.00
E09	15.57	2.00	4.00	4.00

¹ ICC, indica el Incremento del nivel del mar.

El oleaje fue generado de manera aleatoria a partir del espectro de Bretschneider, sin embargo, se verificó que la altura de ola significativa estuviera lo más cercana a las alturas indicadas anteriormente. Por lo tanto, se llevaron a cabo ensayos adicionales para verificar que los datos de entrada que alimentan al espectro produjeran dichas alturas de ola incidentes.

4.1.3. Medición de la extensión de socavación

Las pilas fueron nombradas Pila A, Pila B, Pila C y Pila D, empezando con la pila inferior derecha y en sentido antihorario. Éstas cuentan con un diámetro exterior de 0.023 m en modelo y fueron hincadas de manera vertical como se muestra en la Figura 15. Posterior a cada ensayo se realizó un registro fotográfico colocando una medida de referencia para el posterior procesamiento de las imágenes, el cual se

llevó a cabo con el software IC Measure, ya que permite calibrar las mediciones a partir de una longitud conocida en la imagen.

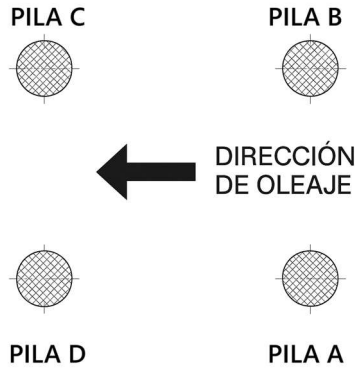


Figura 15. Ubicación de las pilas con respecto a la dirección del oleaje incidente.

Además, se adoptó el valor de referencia de cuatro diámetros (4D) como extensión máxima teórica de la socavación. Es importante señalar que este valor permanece constante en todos los casos, ya que el diámetro de cada pila fue consistente en todas las pruebas realizadas. No obstante, la inclusión de este valor ayuda en la descripción de los resultados obtenidos. Además, los valores del agujero de socavación asociados a la profundidad máxima de socavación se calcularon como se muestra en (19).

$$L_{\text{ext}} = \frac{D}{2} + S_{\text{max}} \cot \phi \quad (19)$$

donde L_{ext} es la extensión máxima del agujero de socavación, D es el diámetro de la pila, S_{max} es la profundidad máxima de socavación, y ϕ es el ángulo de fricción interna del sedimento (Matutano et al., 2013).

4.2. Modelación numérica del comportamiento de la socavación producida por el oleaje.

El modelo numérico fue una herramienta para corroborar los datos obtenidos experimentalmente. La ventaja principal de utilizar esta herramienta es que se puede modelar el prototipo, lo que permite obtener datos que podrían modificarse

al realizar un modelo a escala. La simulación fue en 3D, considerando un tipo de oleaje irregular ingresado por medio del espectro de Pierson-Moskowitz. A continuación se indican los pasos seguidos para el cumplimiento de esta tarea.

4.2.1. Herramienta de simulación y fundamentos

Para simular el proceso de socavación en condiciones de oleaje, se utilizó el software Flow-3D HYDRO 2023, ya que permite trabajar con la interacción Fluido-Estructura-Sedimento al resolver las ecuaciones de Navier-Stokes tridimensionales con superficie libre mediante el método de volumen de fluido (VOF). Adicionalmente, cuenta con una técnica patentada llamada FAVOR™ (*Fractional Area/Volume Obstacle Representation*, por sus siglas en inglés) para representar cuerpos sólidos embebidos en la malla, acoplando en cada tiempo los resultados para cada una de las fases establecidas en los componentes.

El modelo numérico incluye el módulo de transporte de sedimentos, que permite simular tanto el inicio del movimiento de partículas como la evolución morfológica del lecho, con parámetros de entrada específicos como el número de Shields crítico, el diámetro medio del grano, la densidad del sedimento y la rugosidad relativa. Para modelar la turbulencia se empleó el modelo RNG-k- ϵ , adecuado para flujos oscilantes con separación de vórtices y alta disipación de energía (Figura 16).

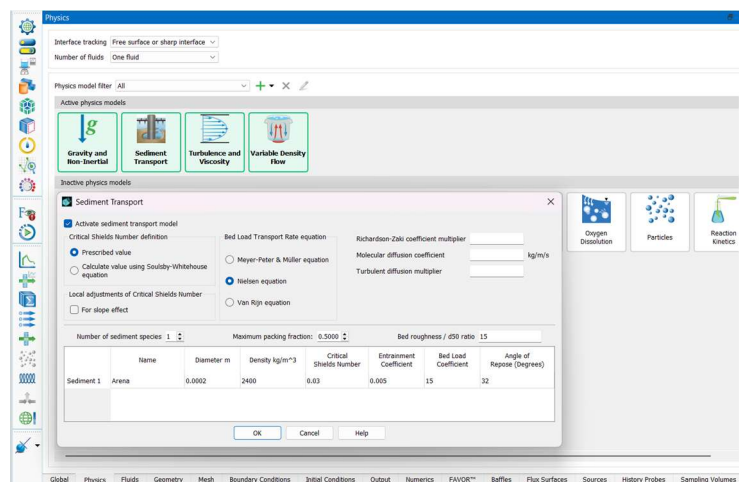


Figura 16. Interfaz de usuario programa Flow3D.

4.2.2. Configuración geométrica del dominio

El dominio tridimensional simulado replicó las condiciones del modelo físico construido en laboratorio, considerando las recomendaciones a partir de la longitud de ola esperada para el desarrollo de la misma, el diámetro de las pilas y la profundidad de socavación esperada (Figura 17):

- Dimensiones del dominio para el oleaje: 400.0 m (longitud), 60 m (ancho), 21 m (altura).
- Dimensiones del dominio para la arena: 54.0 m (longitud), 48 m (ancho), 5 m (altura).
- Pendiente del fondo: Se definió una pendiente suave tipo playa, con inclinación constante desde la cota más alta hasta el canal plano al final del dominio.
- Pilotes circulares: Se incluyeron 4 pilotes cilíndricos de $D = 5.50$ m (modelo), dispuestos en formación cuadrangular, con separación longitudinal de 30.0m y transversal de 24.0m entre centros.
- Material del fondo: Se definió un lecho granular móvil, representando arena con un diámetro medio de partícula de $d_{50} = 0.20$ mm.

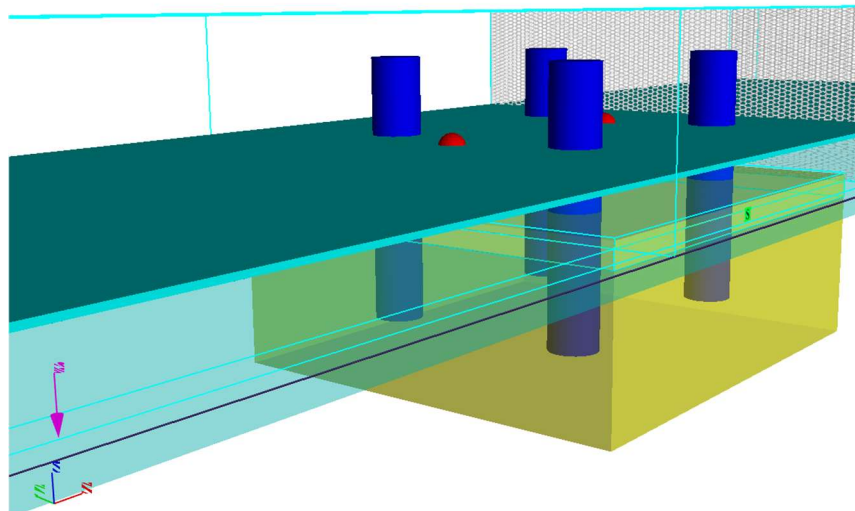


Figura 17. Configuración del dominio computacional para el modelo numérico.

4.2.3. Malla computacional y discretización

Como se mencionó anteriormente, el software cuenta con un método especializado para optimizar el mallado, por lo tanto no es necesario definir algún tipo de elemento finito específico, sino que es necesario dar el tamaño de malla que ocupará cada uno de los dominios establecidos con anterioridad. La ventaja de este método es que mediante el FAVOR™ se ajustan los puntos de intersección entre cada uno de los dominios, permitiendo el traslape sin que la simulación sea inestable. A continuación se indican las características del mallado:

- Tipo de malla: Malla cartesiana estructurada, con refinamiento local en la intersección de cada dominio.
- Tamaño de celda: 0.6 m para el oleaje (2,334,500 bloques) y 0.20 m para la arena (972,000 bloques). De esta forma se garantiza una malla que permita capturar el comportamiento del cambio de nivel en el lecho marino.

La malla fue evaluada mediante una prueba de convergencia espacial, validando que el desarrollo de vórtices y la tasa de sólidos suspendidos no variaran significativamente al reducir el tamaño de celda en más del 25% (Figura 18).

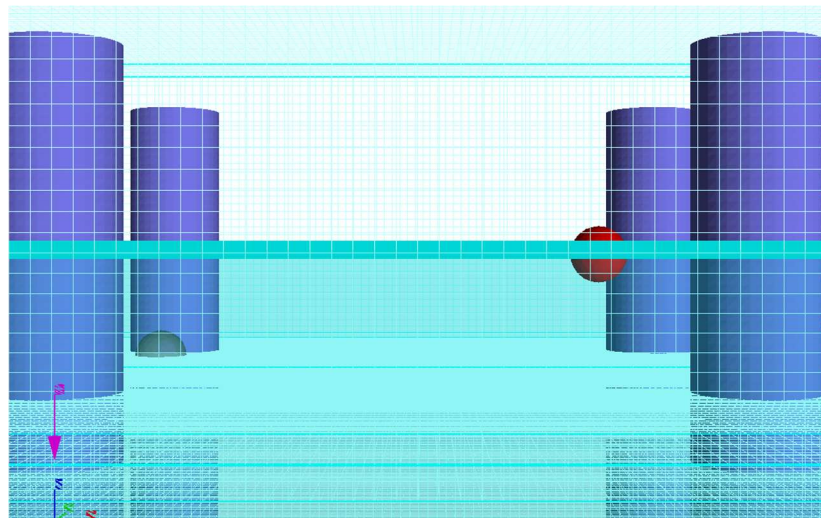


Figura 18. Mallado del dominio para el oleaje y la arena.

4.2.4. Condiciones de frontera e iniciales

Uno de los principales problemas para la modelación física o numérica es establecer adecuadamente las condiciones de frontera, ya que si quedan muy cerca del sujeto de estudio pueden generarse “efectos parásitos” que influyen en los resultados obtenidos. Por otro lado, si se tiene un dominio demasiado grande, podrían aumentarse los tiempos de cómputo de manera innecesaria, para el modelo numérico, o, simplemente no contar con las instalaciones para el modelo físico. Debido a lo anterior, se establecieron las siguientes condiciones de frontera.

- Condición de entrada: Oleaje irregular generado mediante espectro Pierson-Moskowitz con velocidad de viento equivalente a 15 m/s. Los datos de entrada fueron:
 $H_s = 2.0 \text{ m}$
 $T_p = 9.04 \text{ s}$
- Condición de salida: Wave outlet, permitiendo flujo libre sin reflexión. A diferencia de otras condiciones, ésta permite que el oleaje se pueda amortiguar en la salida, tal como lo hace el modelo físico con la pendiente de tezontle, de esta forma se garantiza que no existirá reingreso de volumen de agua.
- Paredes laterales: Condiciones simétricas (symmetry plane) para simular comportamiento bidimensional local sin pérdida de masa. Esta condición evita que se generen efectos no deseados por la fricción como los que se generan en el modelo físico. Además, se aseguró que la estructura y la arena quedara lo suficientemente lejos de dichas paredes.
- Superficie libre inicial: Nivel de agua constante de 6.00 m sobre el nivel promedio de la arena. Este tirante es el equivalente al modelado con $E_Y=1:48$. Dicha profundidad permite que se desarrollen las alturas de ola deseadas.

- Material del fondo:
 - Densidad del sedimento: 2650 kg/m^3
 - Porosidad: 0.39
 - Número de Shields crítico: 0.03
 - Rugosidad relativa: $\text{Roughness} = 15 \cdot d_{50}$
- Duración de simulación: 150 s en prototipo, con delta t adaptativo, iniciando en 0.0001 s, con valor mínimo de 0.01 s y valor máximo de 0.1 s para tener un rango adecuado con respecto a la modelación.

4.2.5. Configuración del modelo de sedimento

El software Flow 3D permite utilizar módulos optimizados para diferentes fenómenos. Se habilitó el modelo Transporte de sedimentos (*Sediment Transport*) con el modelo de Nielsen para el rango de carga del lecho.

Se estableció una capa inicial de lecho sedimentario de 1.00 m de espesor, con posibilidad de erosión y desplazamiento. Este valor queda por encima de la profundidad de socavación esperada dentro del tiempo de modelación (150 s) sin que se genere una cantidad excesiva de bloques de malla, por lo tanto es adecuada para la interpretación de resultados y evitar tiempos de cómputo demasiado grandes. El transporte se configuró como *bedload + suspended load*, pero se priorizó el *bedload* como mecanismo dominante de socavación.

4.2.6. Instrumentación numérica y análisis de salida

Para poder obtener las alturas de ola incidente y posterior se colocaron probetas sobre la superficie libre del fluido (Figura 19).

- “Oleaje Entrada”: Ubicada entre las dos pilas más cercanas al generador de oleaje.
- “Oleaje Salida”: Ubicada entre las dos pilas más alejadas, en dirección de propagación de las olas.

Cada probeta midió:

- Velocidad instantánea y promediada en fondo y superficie.
- Número de Froude.
- Tasa de disipación turbulenta (ϵ).
- Tensión cortante sobre el lecho.
- Presión absoluta.

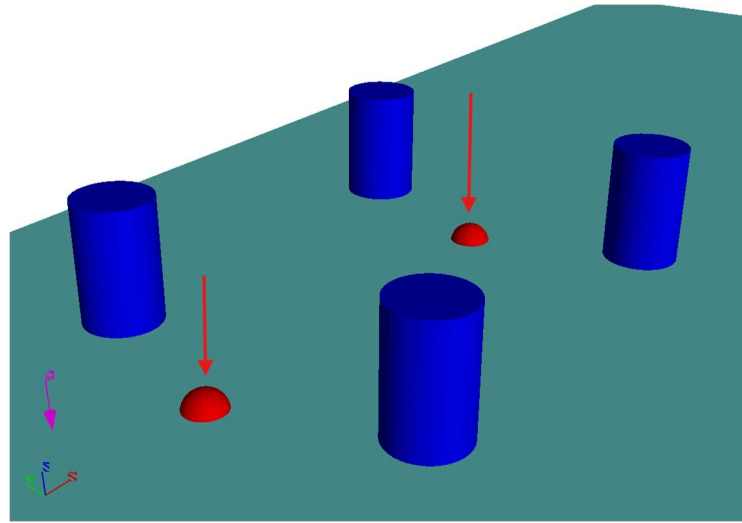


Figura 19. Ubicación de las probetas; izquierda “Oleaje entrada”, derecha “Oleaje salida”.

4.3. Validación y análisis

Los resultados del modelo numérico fueron comparados contra los valores de socavación observados en el modelo físico para verificar el comportamiento obtenido. Asimismo, se compararon los contra el modelo de Sumer & Fredsøe (2002) mediante ajuste del valor de KC para pendiente suave.

Finalmente, se obtuvo un modelo denominado Sumer Modifica ajustando los valores de A y B de acuerdo con los valores obtenidos en el modelo físico.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A continuación, se presentan cada uno de los resultados obtenidos a partir de la metodología descrita en el apartado anterior. En primer lugar se presentan los resultados de la calibración para cada uno de los ensayos del modelo físico. A partir de estos valores se calcularán los valores máximos teóricos de socavación por medio de la ecuación de Sumer (2002), mismos que servirán de referencia para validar los resultados experimentales. Posteriormente, se plantean los resultados del modelo numérico para cada una de las probetas propuestas. Estos resultados fueron comparados contra los experimentales, de tal forma que se validó el comportamiento y las características del agujero de socavación.

5.1. Programa de ensayos

A partir de las corridas de calibración realizadas para cada uno de los ensayos descritos en el apartado anterior, se obtuvieron los datos de entrada necesarios para generar alturas de ola entre los 2.00m y los 4.00m según fuera necesario. Se tomaron un total de 2048 lecturas por cada ensayo, considerando un intervalo de tiempo igual a $\Delta t = 0.05$ s. En la Tabla 3 se encuentra un resumen con dichas variables.

Tabla 3. Valores necesarios para generar alturas de ola de 2.00 m y 4.00 m en prototipo.

Ensayo	Frecuencia del modelo (Hz)	H _s entrada (cm)	H _s del prototipo (m)	H _s entrada (cm)	H _s Prototipo (m)
E01	1.3044	3.85	2.18	7.80	4.16
E02	1.7555	3.40	2.12	7.00	4.00
E03	2.2474	3.60	2.15	7.10	4.01
E04	1.3044	3.80	2.07	8.30	4.11

Tabla 3 (continuación). Valores necesarios para generar alturas de ola de 2.00 m y 4.00 m en prototipo.

Ensayo	Frecuencia del modelo (Hz)	H _s entrada (cm)	H _s del prototipo (m)	H _s entrada (cm)	H _s Prototipo (m)
E05	1.7555	3.59	2.16	7.21	4.19
E08	2.2474	3.15	2.04	6.89	4.08
E07	1.3044	3.6	2.11	7.40	4.06
E08	1.7555	3.15	2.09	7.07	4.13
E09	2.2474	3.20	2.18	7.00	4.07

Para el caso de la altura objetivo igual a 2.00m se obtuvieron diferencias entre el 2.00% y el 9.00%, mientras que para la altura objetivo de 4.00m se encontraron diferencias del 0.00% al 4.75%. Este comportamiento es esperado en este tipo de oleaje, debido a la aleatoriedad del mismo.

5.2. Profundidad y extensión del agujero de socavación

En primer lugar se presentan los resultados correspondientes a la profundidad máxima de socavación. Como se menciona en la metodología, estos fueron tomados a partir de las fotografías posteriores al ciclo completo de oleaje y posterior al drenado del canal (Figura 20). Los resultados por ensayo para cada una de las pilas en escala de prototipo se muestran en la

Tabla 4.

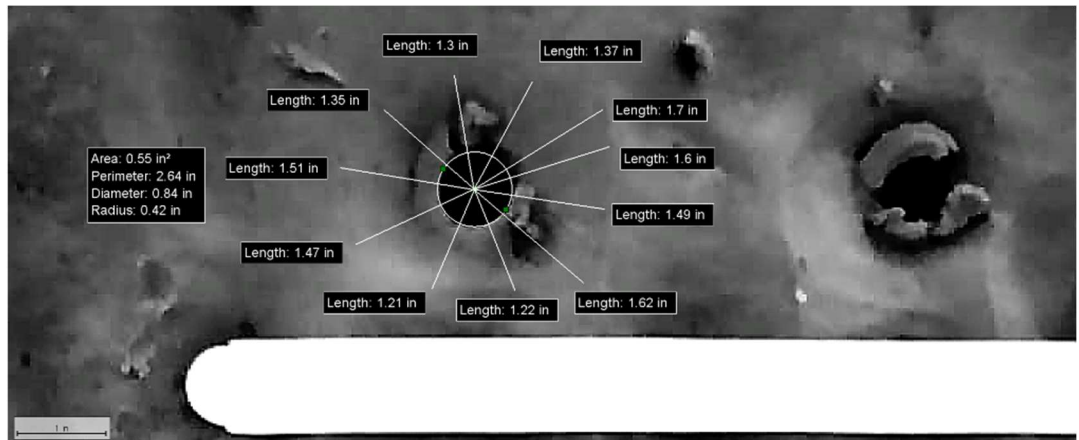


Figura 20. Análisis de la profundidad y la extensión de socavación por medio del software.

Tabla 4. Profundidad de socavación máxima para cada pila para escala prototipo.

Ensayo	Máxima profundidad de socavación (m)			
	Pila A	Pila B	Pila C	Pila D
E01	4.55	5.65	4.26	3.76
E02	5.33	3.94	4.49	4.77
E03	4.08	4.08	3.19	2.94
E04	3.38	3.07	1.59	2.69
E05	5.20	4.72	2.45	3.20
E08	3.38	2.60	2.55	2.00
E07	2.25	2.89	1.36	1.76
E08	3.08	3.75	3.17	2.36
E09	3.81	2.80	2.55	3.56

Como se mencionó anteriormente, la extensión del agujero de socavación se mide desde el centro de la pila y se extiende hasta cada punto del contorno obtiene su cota vertical es máxima, estos cambios se ven reflejados en el color de cada pixel, mismo que sirvió de referencia al *IC Measure* para representar dicho perímetro. Por lo tanto, la extensión máxima de socavación será la mayor de las distancias horizontales medidas desde el centro de la pila hasta el contorno, mientras que la extensión mínima de socavación será la menor de las cotas desde las mismas referencias.

A partir del procesamiento de imágenes, se obtuvieron las extensiones de socavación para cada pila asociada a cada prueba indicada en la Tabla 2. Los resultados de las pruebas E01 a E03, medidos desde el centro de las pilas, se muestran de la Figura 21 a la Figura 22Figura 23, respectivamente. Las líneas sólidas en negrita representan la extensión del agujero de socavación medido en el modelo, la línea discontinua en negritas representa el valor calculado, mientras que el resto de las líneas representan las ondulaciones formadas en la arena. La escala gráfica es de 1:240 en metros.

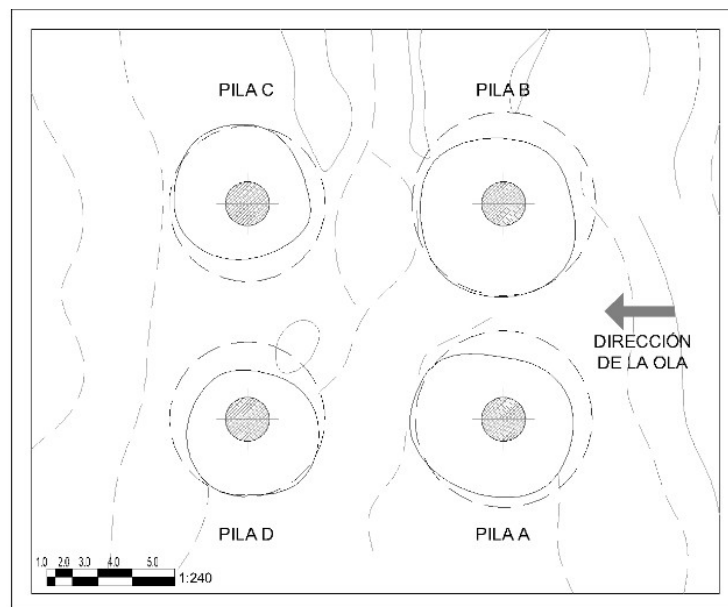


Figura 21. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E01, con ICC=0.00 m y T=9.04 s.

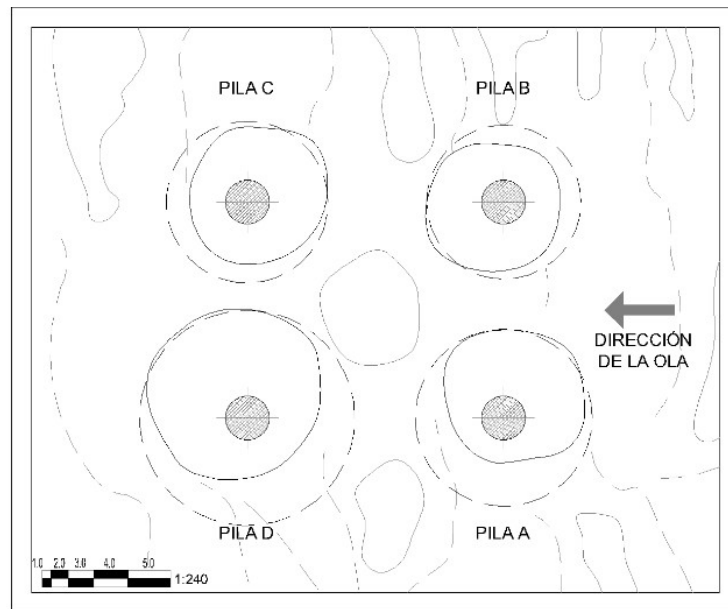


Figura 22. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E02, con ICC=0.00 m y T=12.16 s.

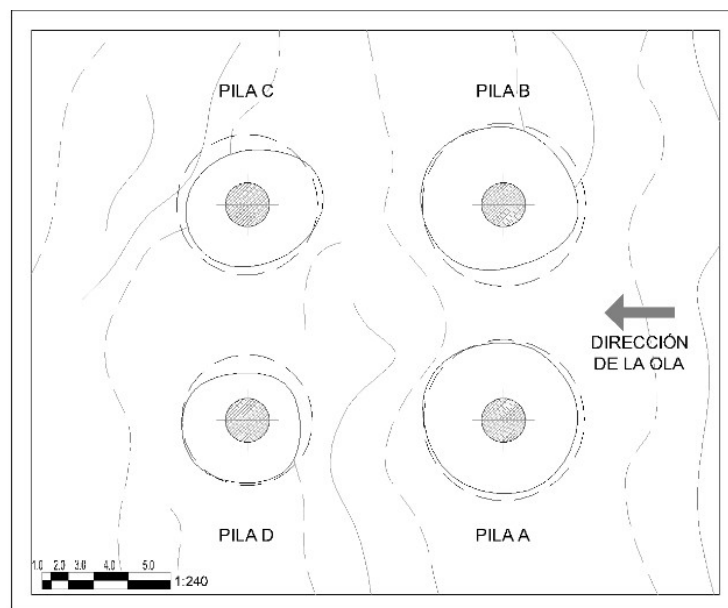


Figura 23. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E01, con ICC=0.00 m y T=15.57 s.

Como se observó, los agujeros de socavación exhibieron una mayor extensión para las pilas frontales (A y B) en comparación con las pilas posteriores (C y D). Sin embargo, cabe destacar que este patrón no fue consistente para las Pilas A-D en el caso de E02, ya que los valores de socavación para la Pila D superaron a los de la Pila A. Esto puede deberse a la presencia de ondulaciones en el lecho, generando turbulencia en el flujo, lo que facilita el transporte de sedimentos, aumentando así la extensión del agujero de socavación. Además, los agujeros de socavación mostraron una tendencia hacia la excentricidad en relación con el centro de las pilas. Si bien esto puede deberse a la naturaleza de los vórtices generados alrededor de la pila, también puede ser el efecto de la asimetría en el flujo causada por el cambio en la rugosidad del lecho debido a la formación de ondulaciones.

Los valores máximos, mínimos y promedio para estos ensayos se muestran de las Tabla 5-Tabla 7. Estos fueron reportados con medidas de prototipo para realizar una comparación directa de los resultados contra lo reportado en la literatura. Además, se incluyeron los valores normalizados al diámetro de las pilas.

Tabla 5. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E01.

E01	Min. (m) (D)		Max. (m) (D)		Promedio (m) (D)	
Pila A	7.13	2 4/5	10.97	4 2/7	8.96	3 1/2
Pila B	7.61	3	11.06	4 1/3	9.28	3 5/8
Pila C	6.36	2 1/2	9.55	3 3/4	7.90	3
Pila D	5.71	2 1/4	9.55	3 3/4	7.52	3

Tabla 6. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E02.

E02	Min. (m) (D)		Max. (m) (D)		Promedio (m) (D)	
Pila A	5.23	2	10.94	4 2/7	7.91	3
Pila B	6.55	2 4/7	9.70	3 4/5	7.79	3
Pila C	6.72	2 5/8	10.46	4	8.08	3 1/6
Pila D	6.77	2 2/3	12.96	5	9.83	3 6/7

Tabla 7. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E03.

E03	Min. (m) (D)		Max. (m) (D)		Promedio (m) (D)	
Pila A	8.54	3 1/3	9.89	3 7/8	8.96	3 1/2
Pila B	7.32	2 6/7	9.91	3 7/8	8.73	3 2/5
Pila C	6.22	2 3/7	8.95	3 1/2	7.37	2 8/9
Pila D	5.52	2 1/6	7.94	3 1/9	6.79	2 2/3

En todos los casos, los valores mínimos registrados se situaron por debajo del valor de referencia de 4D. Sin embargo, los resultados máximos obtenidos en las pruebas E01 y E02 superaron este límite en un 8,03% y un 25,00%, respectivamente. En particular, las longitudes medias de socavación se mantuvieron por debajo de la referencia mencionada, con la prueba E01 arrojando valores de hasta 3 5/8 D, la prueba E02 alcanzando 3 6/7 D, y la prueba E03 exhibiendo una longitud máxima de 3 1/2 D. Además, es evidente que los valores de las Pilas A y B superaron sistemáticamente a los de las Pilas C y D, excepto en el caso de la prueba E02.

A partir del ensayo E04 se realizó un incremento en el nivel inicial del fluido, pasando de los 6.00m de profundidad a los 8.00m, en prototipo. Los resultados de las pruebas E04 a E06, medidos desde el centro de las pilas, se muestran de las Figura 24Figura 26 respectivamente.

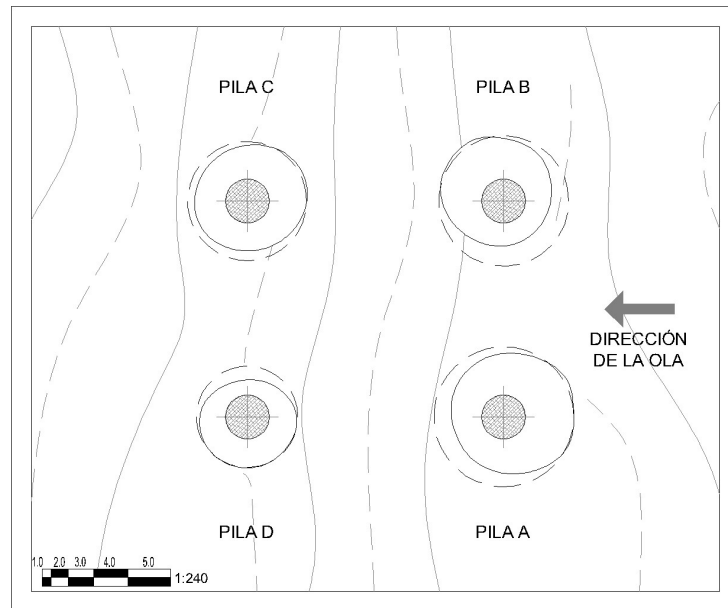
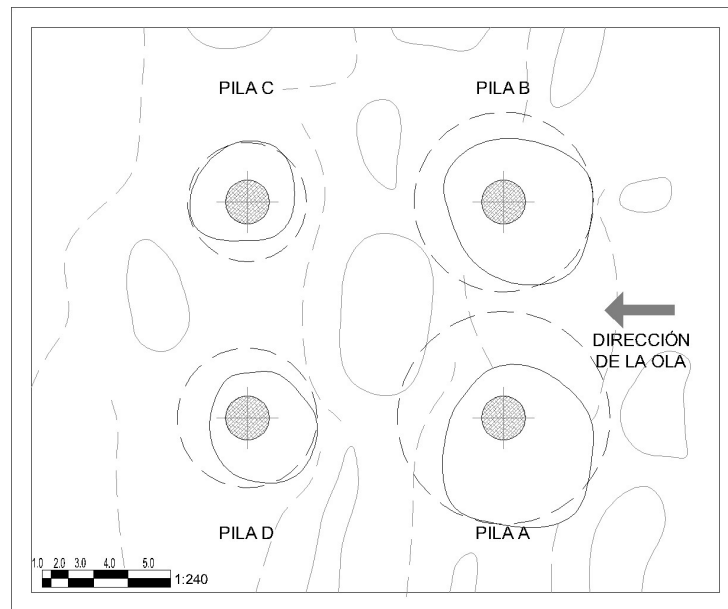
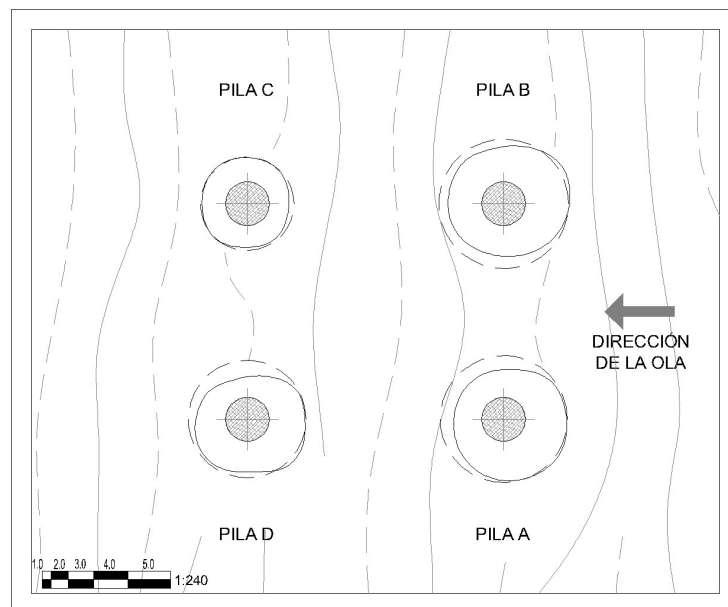


Figura 24. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E02, con ICC=2.00 m y T=9.04 s.



**Figura 25. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E05, con ICC=0.00 m y
T=12.16 s.**



**Figura 26. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E06, con ICC=0.00 m y
T=15.57 s.**

Del mismo modo, puede observarse que los agujeros de socavación en las Pilas A y B exhibieron mayores extensiones en comparación con los de las Pilas C y D a lo largo de los ensayos E04 a E06. Además, como se ha señalado anteriormente, existe una notable disparidad en los valores obtenidos para el periodo de 12.16 s, con el ensayo donde la excentricidad respecto al centro de las pilas es más pronunciada. Los valores máximos, mínimos y promedio para estos ensayos se muestran de la Tabla 8 a la

Tabla 10. Estos fueron reportados con medidas de prototipo para realizar una comparación directa de los resultados contra lo reportado en la literatura. Además, se incluyeron los valores normalizados al diámetro de las pilas.

Tabla 8. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E04.

E04	Min. (m) (D)		Max (m) (D)		Promedio (m) (D)	
Pila A	5.76	2 1/4	7.68	3	6.62	2 3/5
Pila B	6.10	2 2/5	8.09	3 1/6	6.85	2 2/3
Pila C	4.87	2	5.54	2 1/6	5.28	2
Pila D	4.87	2	7.30	2 6/7	6.17	2 2/5

Tabla 9. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E05

E05	Min. (m) (D)		Max. (m) (D)		Promedio (m) (D)	
Pila A	5.28	2	13.94	5 1/2	8.85	3 1/2
Pila B	6.50	2 1/2	11.30	4 3/7	8.54	3 1/3

Tabla 9 (continuación). Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E05

E05	Min. (m) (D)		Max. (m) (D)		Promedio (m) (D)	
Pila C	4.49	1 3/4	7.25	2 5/6	6.03	2 1/3
Pila D	4.27	1 2/3	8.83	3 1/2	6.26	2 4/9

Tabla 10. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E06.

E06	Min. (m) (D)		Max. (m) (D)		Promedio (m) (D)	
Pila A	5.98	2 1/3	8.54	3 1/3	7.16	2 4/5
Pila B	5.09	2	7.99	3 1/8	6.36	2 1/2
Pila C	5.81	2 1/4	7.25	2 5/6	6.38	2 1/2
Pila D	4.32	1 2/3	5.98	2 1/3	5.36	2

En esta serie de análisis, es evidente que, a excepción de las Pilas A y B del caso E05, todos los valores obtenidos se mantienen por debajo de cuatro veces el diámetro de las pilas. Sin embargo, para estos casos concretos, el umbral de referencia se superó en un 37.50% y un 10.71%, respectivamente. Una vez más, se observa que las pilas delanteras presentan valores más elevados en comparación con las pilas traseras. En general, se observa una disminución de los resultados obtenidos en relación con las pruebas E01 a E03, excepto en la prueba específica asociada al periodo de 12.16 s. A partir del ensayo E07 se realizó un incremento en el nivel inicial del fluido, pasando de los 8.00 m de profundidad a los 10.00 m, en prototipo. Los resultados de las pruebas E07 a E09, medidos desde el centro de las pilas, se muestran de las Figura 27-Figura 29 respectivamente.

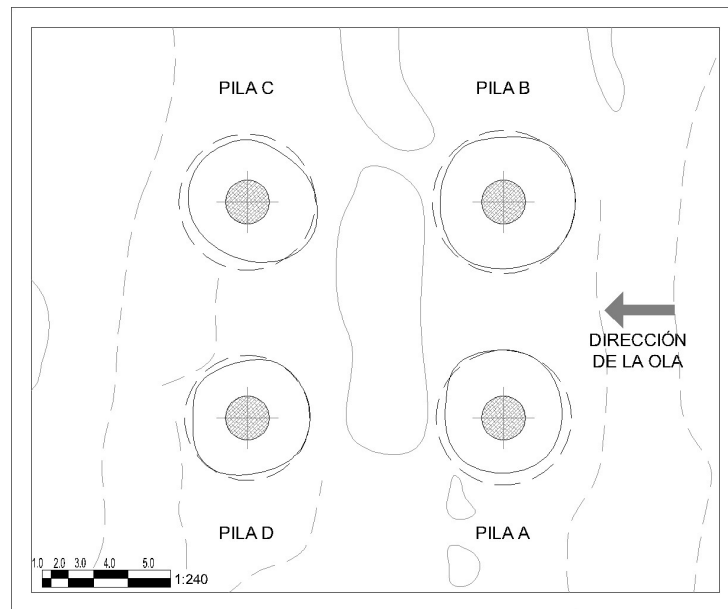


Figura 27. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E07, con ICC=4.00 m y T=9.04

s

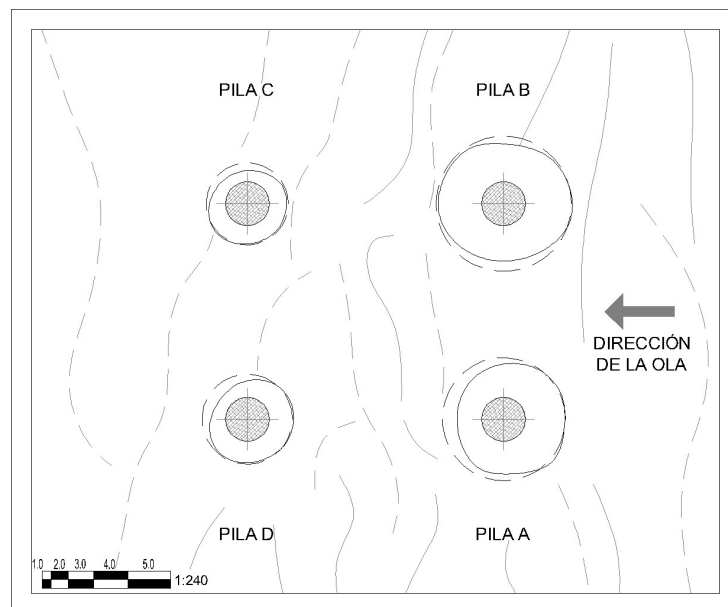
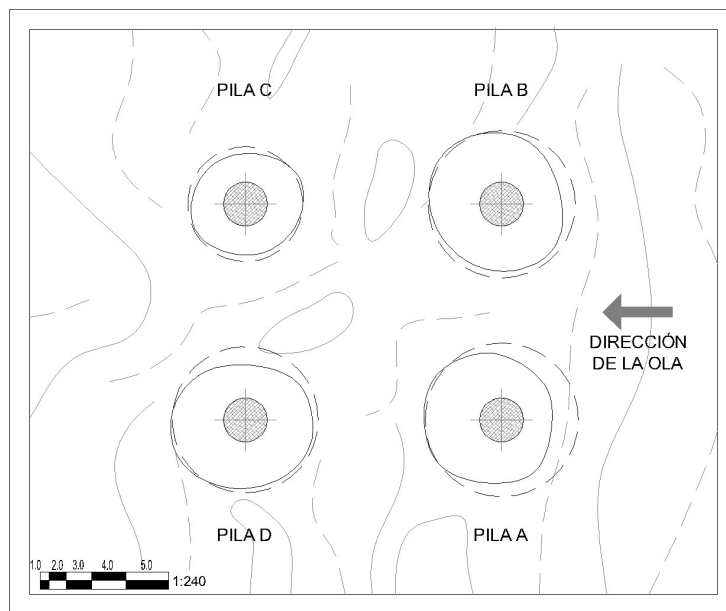


Figura 28. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E08, con ICC=0.00 m y T=12.16 s



**Figura 29. Extensión del agujero de socavación para el ensayo E09, con ICC=4.00 m y
T=15.57 s**

Al igual que en los casos anteriores, es evidente que la extensión del agujero de socavación alrededor de las Pilas A y B es más pronunciada en comparación con las Pilas C y D. Además, a medida que aumenta el periodo de ola, se observa un patrón más consistente entre los resultados registrados. Adicionalmente, se observa una disminución de la excentricidad y un contorno más circular de los agujeros de socavación.

Los valores máximos, mínimos y promedio para estos ensayos se muestran de la Tabla 8 a la Tabla 10. Estos fueron reportados con medidas de prototipo para realizar una comparación directa de los resultados contra lo reportado en la literatura. Además, se incluyeron los valores normalizados al diámetro de las pilas.

Tabla 11. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E07.

E07	Min. (m) (D)		Max. (m) (D)		Promedio (m) (D)	
Pila A	5.45	2 1/8	7.54	3	6.50	2 1/2
Pila B	6.70	2 5/8	8.04	3 1/7	7.38	2 8/9
Pila C	3.84	1 1/2	4.94	2	4.43	1 3/4
Pila D	3.91	1 1/2	5.45	2 1/8	4.84	1 8/9

Tabla 12. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E08.

E08	Min. (m) (D)		Max. (m) (D)		Promedio (m) (D)	
Pila A	6.46	2 1/2	8.26	3 2/9	7.15	2 4/5
Pila B	7.46	3	8.59	3 1/3	7.97	3 1/8
Pila C	6.41	2 1/2	8.54	3 1/3	7.26	2 5/6
Pila D	6.34	2 1/2	7.37	2 8/9	6.93	2 5/7

Tabla 13. Extensión de socavación máxima, mínima y promedio alrededor de cada pila, asociada al experimento E09.

E09	Min. (m) (D)		Max. (m) (D)		Promedio (m) (D)	
Pila A	5.88	2 1/3	9.26	3 5/8	7.60	3
Pila B	6.91	2 5/7	8.98	3 1/2	7.98	3 1/8
Pila C	5.88	2 1/3	7.03	2 3/4	6.27	2 4/9
Pila D	6.41	2 1/2	8.95	3 1/2	7.81	3

Revisando los datos, se observa que ninguno de los valores supera el valor de cuatro diámetros, siendo $3 \frac{5}{8} D$ el valor más próximo a tal referencia. Del mismo modo, se observa que los valores máximos registrados aumentan a medida que se incrementa el periodo de ola, lo que sugiere una correlación entre estos factores, siendo congruente con lo indicado en la bibliografía.

5.3. Comportamiento de la socavación - Modelación numérica

De acuerdo con lo establecido en la metodología se obtuvieron los siguientes resultados. En la Figura 30 se muestran las alturas de ola registradas en las dos probetas (Oleaje Entrada y Oleaje Salida). Como se puede observar, existe una reducción de las alturas en la salida contra las medidas a la entrada. De acuerdo con el modelo, la altura de ola significativa es 2.50m con un desfase de 2.5-3.0s entre crestas. La celeridad de ola fue de 11.11 m/s y un número de Froude de 0.102, lo que representa un número de Keulegan-Carpenter de 1.28.

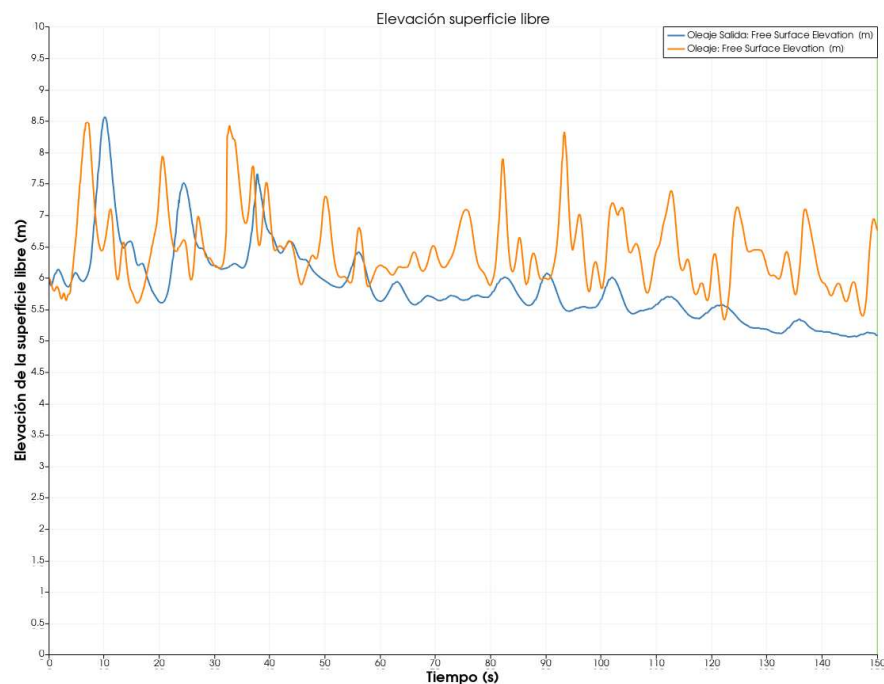


Figura 30. Alturas de ola medidas en las probetas Oleaje Entrada y Oleaje Salida con respecto al tiempo.

Con respecto a la velocidad a la profundidad promedio se confirma una distribución no uniforme del flujo a lo largo de los pilotes, lo que representa una pérdida significativa de la energía conforme se propaga el oleaje. Lo anterior permite que las fuerzas cortantes en el lecho sean más intensas, favoreciendo el transporte de sedimentos alrededor de las pilas (Figura 31).

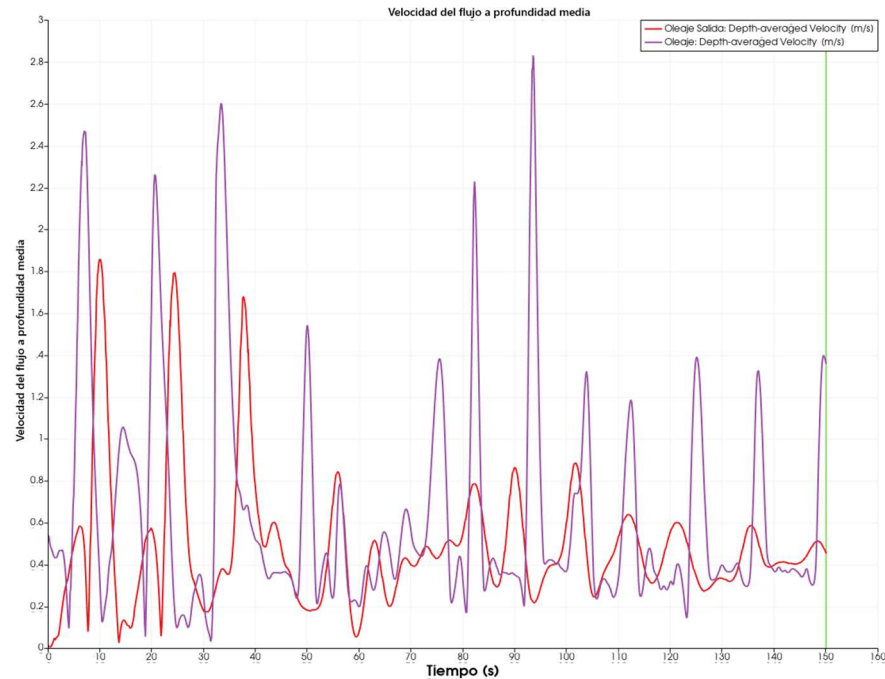


Figura 31. Velocidad del flujo a la profundidad media

En la Figura 32 se muestran los valores de la velocidad del flujo a 0.00 m del lecho marino. Del mismo modo que en el caso anterior, se observa una reducción en la velocidad entre la probeta de entrada y la de salida, lo que significa que la pendiente influye en el comportamiento del oleaje. Adicionalmente, los valores observados indican que las condiciones son favorables para la presencia del fenómeno de socavación, mostrando un patrón oscilatorio típico del flujo inducido por el oleaje irregular. Esta evolución temporal del régimen de velocidad es coherente con las observaciones obtenidas en el modelo físico, donde la mayor profundidad de

socavación se concentró en las pilas A y B, ubicadas en la zona frontal, donde el flujo retiene mayor capacidad de transporte energético.

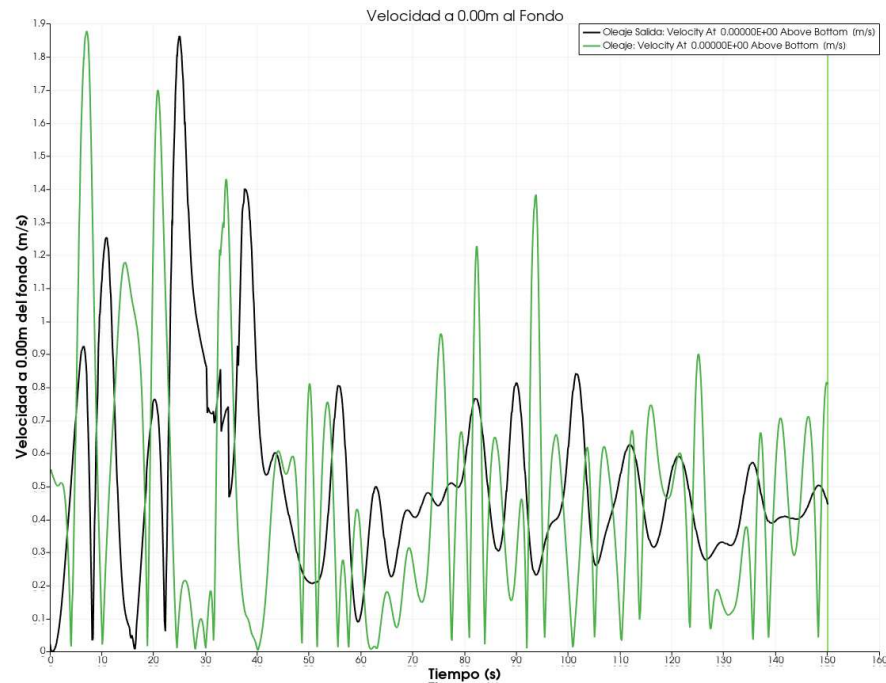


Figura 32. Velocidad del flujo a 0.00m sobre el lecho marino.

En la Figura 33 se puede observar que el comportamiento del oleaje es adecuado, ya que no se presentaron interferencias con las paredes del dominio computacional. Con respecto al outlet se verifica que no existe reingreso del oleaje, simulando correctamente las condiciones del modelo físico. Por otro lado, las cuatro pilas presentan interferencias en el campo de ondas, observables en la deformación de la superficie libre alrededor de las estructuras, donde se observa que en las dos pilas más próximas a la entrada del flujo (A y B) se presentan alteraciones más intensas en la superficie libre, lo que confirma que allí se concentran las condiciones de mayor energía en el flujo.

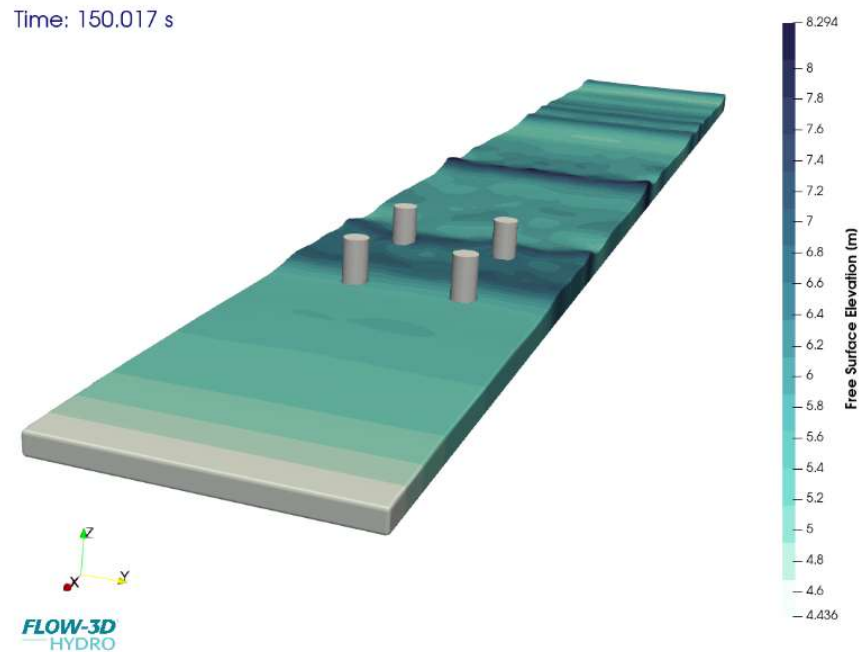


Figura 33. Elevación de la superficie libre medida en el modelo numérico.

Por otro lado, las Figura 34 y Figura 35 presentan el comportamiento de la socavación alrededor de las pilas modeladas. Se observa desplazamiento del material a los costados de la estructura, lo que corresponde con el desprendimiento de vórtices. Adicionalmente, se identifica la presencia de rizos en el lecho, tal y como se observó en el modelo físico. Con esto se puede responder a la falta de simetría en el agujero de socavación, sobre todo a bajas profundidades. Es importante recalcar que, al existir una zona de terreno elevado entre las pilas A-B y las pilas C-D, se generan comportamientos más erráticos, mismos que fueron observados en la experimentación física. Por lo tanto, aunque existe una notable reducción de la energía entre ambos puntos, es de esperarse que la rugosidad del lecho modifique la dinámica del flujo, lo que afecta el transporte de sedimentos.

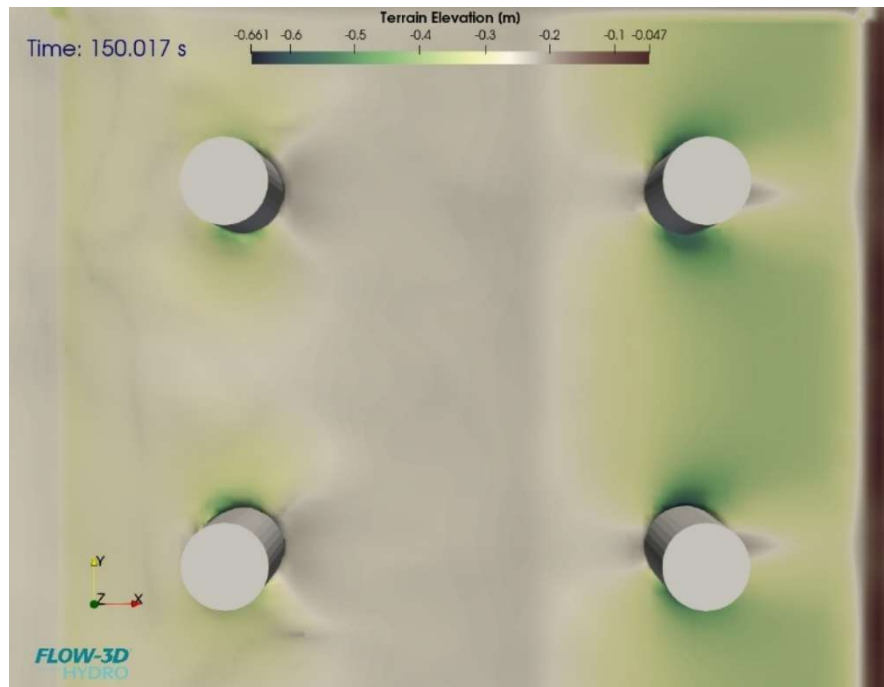


Figura 34. Patrones de socavación obtenidas del modelo numérico, vista en planta.

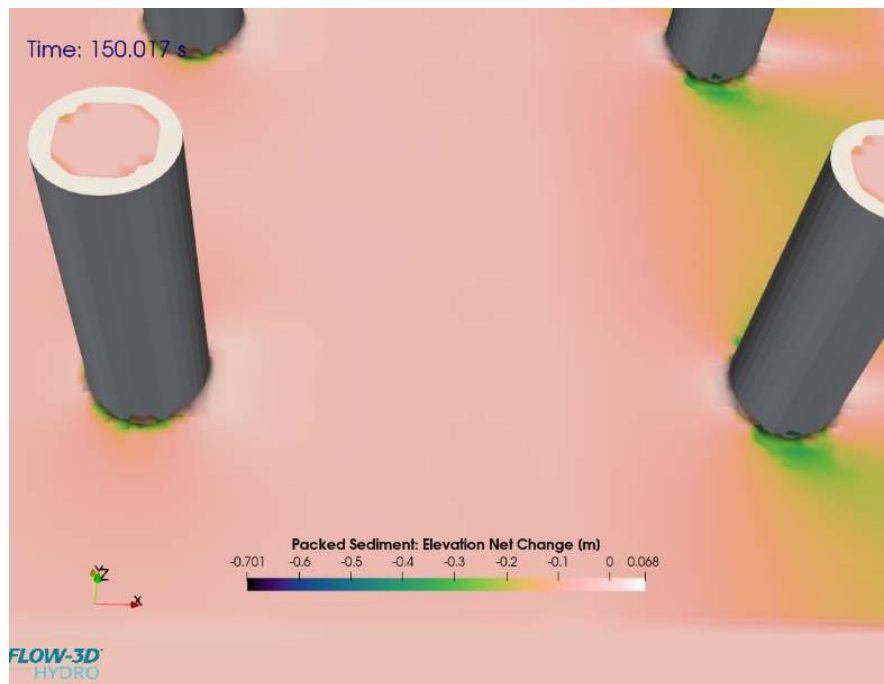


Figura 35. Comportamiento de la socavación alrededor de las pilas, vista isométrica.

5.4. Validación y análisis

En las Figura 36-Figura 38, se encuentra la relación entre la extensión máxima de socavación calculada a partir de (19) considerando los valores de profundidad máxima de socavación presentados en la Tabla 2 frente a los valores obtenidos a partir del modelo. Cada Figura está agrupada por periodos de ola, de forma que se puede observar cómo afecta el cambio de profundidad a la extensión de la socavación. Esta comparación se realiza sólo con la extensión máxima para tener congruencia entre los valores contrastados. Como puede observarse, en general, a medida que aumenta la profundidad, disminuye la extensión máxima de la socavación.

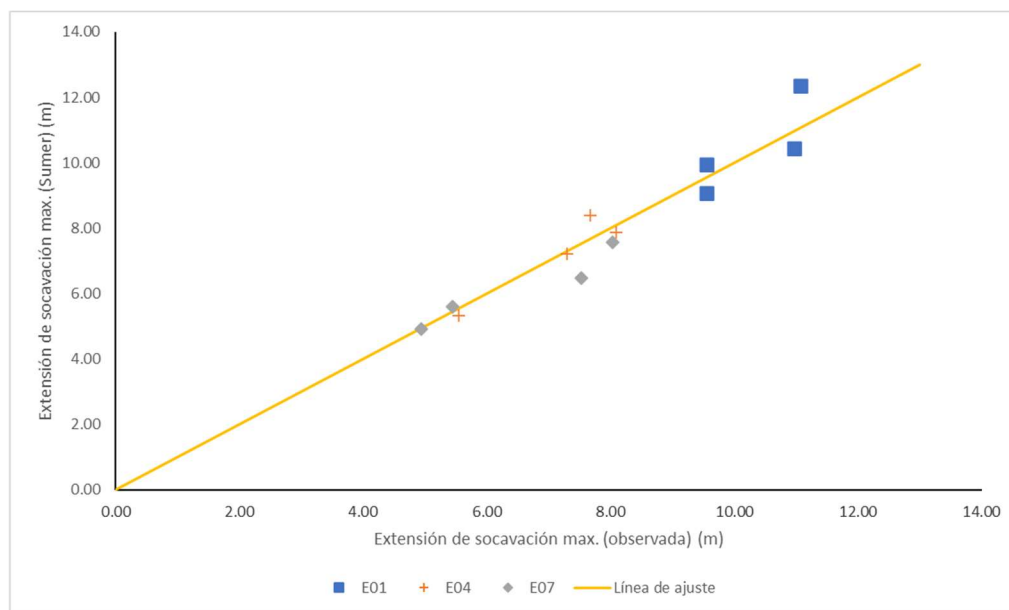


Figura 36. Extensión de socavación máxima observada vs extensión de socavación esperada para los ensayos E01, E04 y E07, con $T=9.04s$, $R^2=0.925$.

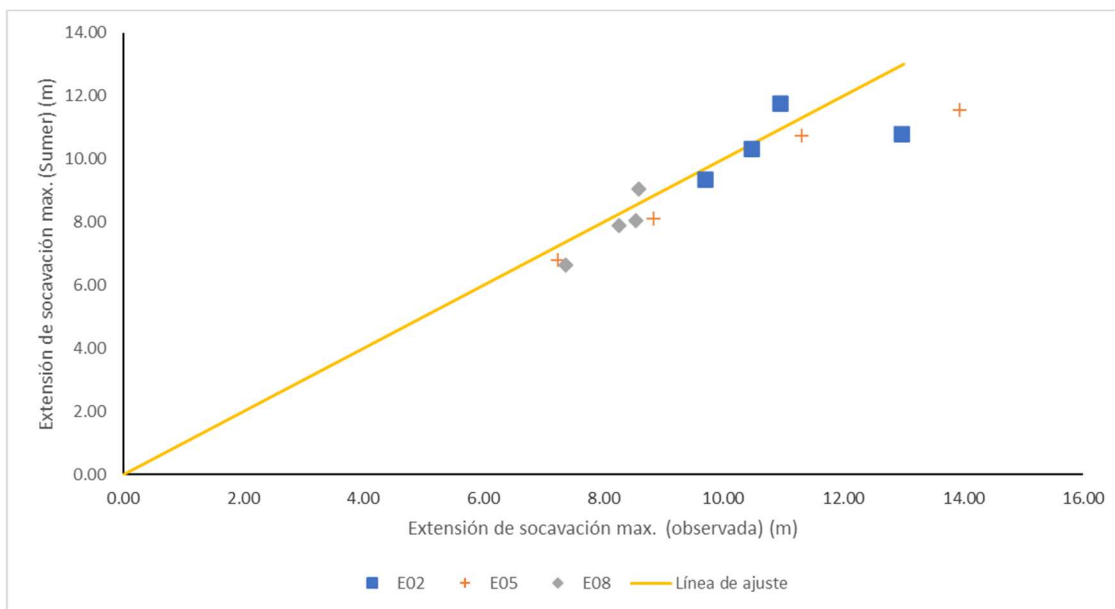


Figura 37. Extensión de socavación máxima observada vs extensión de socavación esperada para los ensayos E02, E05 y E08, con $T=12.16s$, $R^2=0.821$.

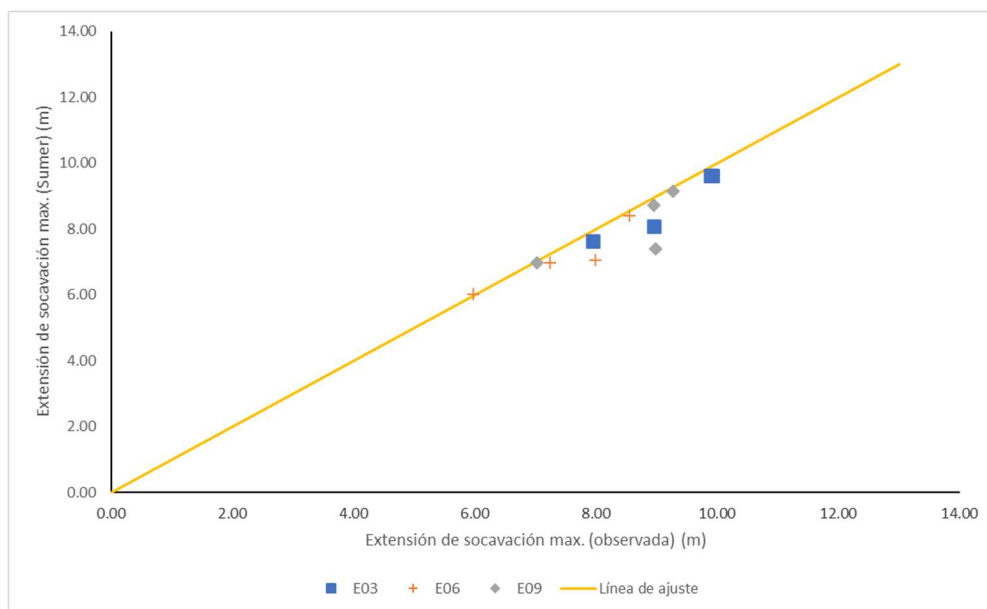


Figura 38. Extensión de socavación máxima observada vs extensión de socavación esperada para los ensayos E03, E06 y E09, con $T=15.57s$, $R^2=0.848$.

Por otra parte, la variación en la extensión de la socavación se analizó agrupando los experimentos según su ICC. De este modo, fue posible observar la variación de los resultados a medida que variaba el periodo de oleaje (Figura 39 al Figura 41). Los datos muestran que hay un aumento en la extensión máxima de la socavación a medida que aumentan las abscisas. Sin embargo, se observan lecturas atípicas en el experimento E05, como se muestra en la Figura 10.

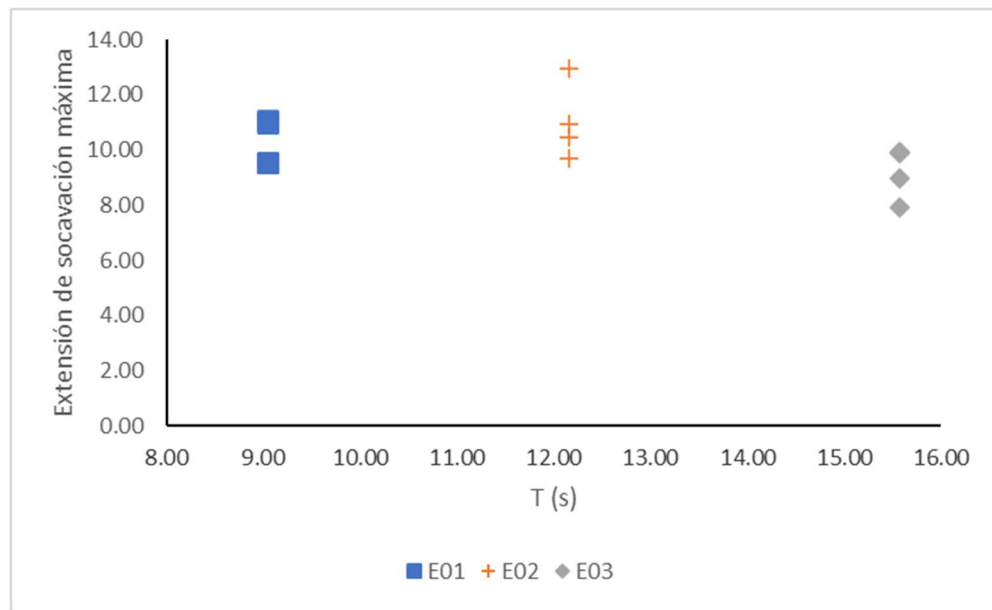


Figura 39. Extensión de socavación máxima para las pruebas E01, E02 y E03, ICC=0.00.

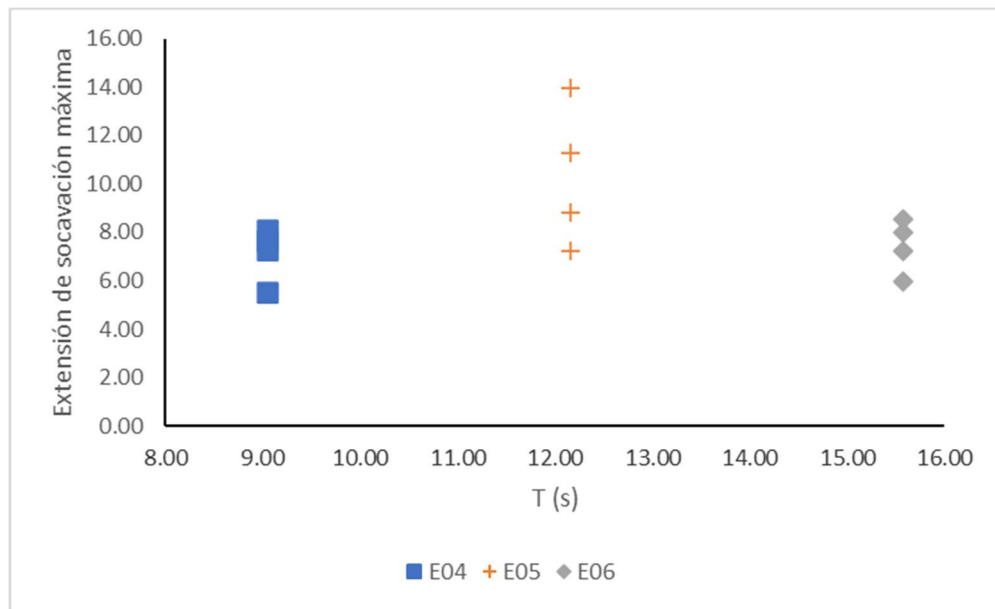


Figura 40. Extensión de socavación máxima para las pruebas E04, E05 y E06, ICC=2.00.

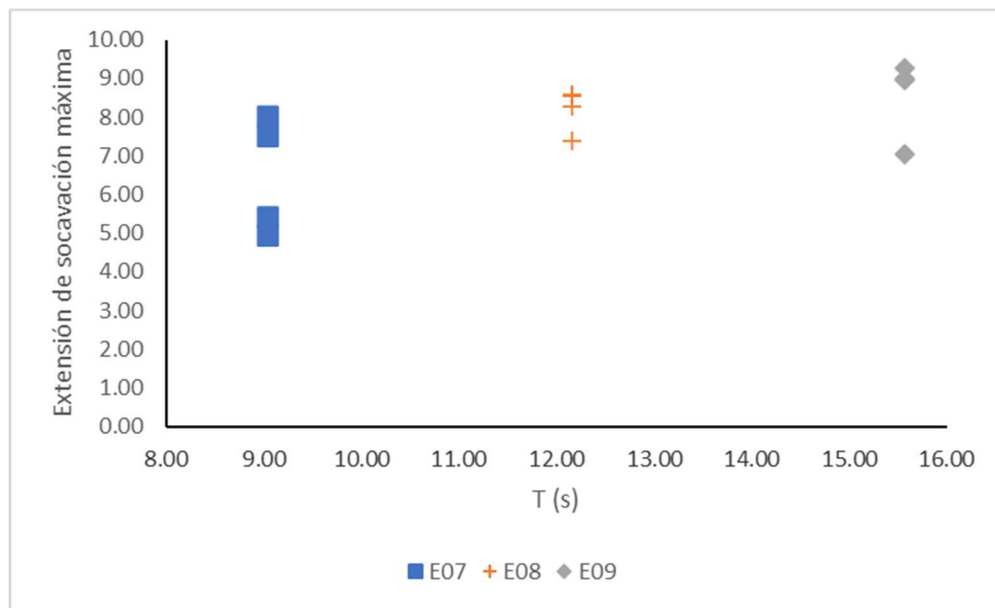


Figura 41. Extensión de socavación máxima para las pruebas E07, E08 y E09, ICC=4.00.

De acuerdo con los resultados mostrados anteriormente, se observa que, en general, la extensión del agujero de socavación fue mayor para las Pilas A y B por

estar expuestas al oleaje incidente. Esto se corresponde con lo reportado en Cho (2020), donde se indica que la intensidad de los vórtices herradura es proporcional a las alturas de ola cercanas a la estructura, considerando que una vez impactadas, éstas reducen su amplitud en la zona de interacción. Por otro lado, al analizar los resultados relativos al periodo, es decir, agrupando E01, E04 y E07; E02, E05, y E08; y E03, E06 y E09, se observó que la extensión de la socavación disminuía a medida que aumentaba el nivel de ICC. Esto tiene sentido si se considera cómo interactúa el oleaje con el fondo marino, teniendo menos influencia a medida que aumenta la profundidad (Negro et al., 2014).

Los resultados indican que, en condiciones de profundidad constante, la extensión de la socavación tiende a aumentar a medida que aumenta el periodo de oleaje. Las variaciones en la forma del agujero de socavación se deben principalmente al valor del número de Keulegan-Carpenter, ya que para valores inferiores a 8, se espera que la máxima profundidad de socavación se produzca en los laterales de la pila, mientras que para valores superiores, la mayor profundidad se produce en la parte posterior de la pila (Corvaro et al., 2018; Sumer y Fredsoe, 2002). Esta relación se puede atribuir al hecho de que, para una altura de ola fija, un aumento del periodo se corresponde con un aumento de la longitud de ola. En consecuencia, la ola interactúa con el suelo que rodea las pilas durante un periodo más largo, lo que provoca una mayor extensión de la socavación.

Los resultados indican que las extensiones de socavación se encuentran dentro del rango de $1 \frac{1}{2} D$ a $4 \frac{3}{7} D$, alineándose con los hallazgos reportados en estudios previos [28,30]. Finalmente, se puede inferir que el aumento del nivel del mar por sí mismo no representa un factor decisivo en el aumento de la extensión de la socavación; sin embargo, es necesario considerar otros factores asociados a este fenómeno, como el aumento de las alturas significativas y de los periodos de oleaje; por lo que serían necesarios estudios complementarios que consideren lo anterior.

CONCLUSIONES

Esta investigación se centró en la determinación de los rangos de socavación en soportes de estructuras marinas desplantadas a bajas profundidades, considerando la pendiente del fondo y una única dirección de oleaje. Se emplearon dos modelos con oleaje irregular unidireccional: el primero fue un modelo físico de fondo móvil con escala distorsionada y el segundo un modelo numérico tridimensional en Flow3D. A partir de ambos modelos se analizó el comportamiento de la socavación sobre un grupo de cuatro pilas de sección circular y se obtuvieron las siguientes conclusiones:

1. La pendiente suave del fondo marino influye significativamente en el fenómeno de socavación, al modificar la forma en que el oleaje interactúa con las pilas. Esto se pudo observar en la reducción de energía antes de impactar en las pilas posteriores.
2. En el modelo de fondo móvil se encontraron agujeros de socavación con forma irregular, con mayor extensión en los costados de las pilas. Esto se debe principalmente al número de Kaulegan-Carpenter, mismo que fue inferior a 8. Este comportamiento se relaciona con la acción de vórtices temporales y la presencia de rizos en el lecho marino, generados por la interacción del oleaje en presencia de la pendiente.
3. El modelo numérico logró representar el comportamiento del fenómeno de socavación, al presentarse inicialmente en los costados de las pilas y teniendo una mayor profundidad en las pilas de oleaje incidente. Sin embargo, se recomienda realizar simulaciones con una mayor duración.
4. Los resultados obtenidos en el modelo físico tuvieron una correlación mayor a 0.82 contra los resultados empíricos del modelo de Sumer, por lo que se puede asumir que, si bien tienen una predicción aceptable, se pueden sobrestimar los resultados si no se considera la pendiente del lecho marino.

5. Generalmente, se esperan valores mayores en las pilas de oleaje incidente. Esto puede servir como referencia para diseñar adecuadamente la protección contra la socavación, protegiendo cada pila hasta el alcance esperado, lo que podría tener un impacto económico positivo. Esto se observó en todos los valores de ICC y periodos estudiados.

A partir de este estudio se proponen las siguientes consideraciones para trabajos futuros:

1. Incluir más direcciones de oleaje en los modelos físicos y numéricos para tener un panorama más completo del fenómeno.
2. Acoplar los modelos de oleaje a corrientes marinas para estudiar su efecto con el fondo marino y su relación con la socavación.
3. Incorporar técnicas de inteligencia artificial para la predicción de la socavación, combinando condiciones geométricas y ambientales.

BIBLIOGRAFÍA

- Afzal, M. S., Bihs, H., Kamath, A., & Arntsen, Ø. A. (2015). Three-dimensional numerical modeling of pier scour under current and waves using level-set method. *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, 137(3). <https://doi.org/10.1115/1.4029999>
- Akrawi, P. (2011). Scour Forecasting for Offshore Wind Parks, Phd. Thesis, Aalborg University, Department of Civil Engineering, DCE Thesis No. 30
- Alemi, M., Pego, J., Maia, R. (2019). Numerical simulation of the turbulent flow around a complex bridge pier on the scoured bed. Elsevier journal, *European Journal of Mechanics / B Fluids*.
- Al-Hammadi, M., & Simons, R. R. (2020). Local Scour Mechanism around Dynamically Active Marine Structures in Noncohesive Sediments and Unidirectional Current. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 146(1). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WW.1943-5460.0000533](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000533)
- Ahmad, N., Bihs, H., Kamath, A., & Arntsen, Ø. A. (2015). Three-dimensional CFD modeling of wave scour around side-by-side and triangular arrangement of piles with REEF3D. *Procedia Engineering*, 116(1), 683–690. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.355>
- Boujia, N. Schmidt, F., Siegert, D., Pham Van Bang, D., Checalier, C. (2017). Modelling of a bridge pier subjected to scour. X International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN 2017.
- Byun, Y.-H., Park, K., & Lee, J.-S. (2015). Scour-monitoring techniques for offshore foundations. *Smart Structures and Systems*, 16(4), 667–681. <https://doi.org/10.12989/sss.2015.16.4.667>
- Chandrasekaran, S. (Ed.) (2015). *Dynamic Analysis and Design of Offshore Structures*. Springer India.

- Corvaro, S.; Crivellini, A.; Marini, F.; Cimorelli, A.; Capitanelli, L.; Mancinelli, A. (2019). Experimental and Numerical Analysis of the Hydrodynamics around a Vertical Cylinder in Waves. *JMSE*, 7, 453. <https://doi.org/10.3390/jmse7120453>.
- DNV GL. (2017). Offshore soil mechanics and geotechnical engineering (DNVGL-RP-C212). DNV GL.
- Ehteram, M., & Mahdavi Meymand, A. (2015). Numerical modeling of scour depth at side piers of the bridge. *Journal of Computational and Applied Mathematics*, 280, 68–79. <https://doi.org/10.1016/j.cam.2014.11.039>
- Frías, & Moreno. (1988). *Ingeniería de costas* (2da ed.). Limusa.
- Hamidi, A., & Siadatmousavi, S. M. (2018). Numerical simulation of scour and flow field for different arrangements of two piers using SSIM model. *Ain Shams Engineering Journal*, 9(4), 2415–2426. <https://doi.org/10.1016/j.asej.2017.03.012>
- Haritos, N. (2007). Introduction to the Analysis and Design of Offshore Structures—An Overview. *Electronic Journal of Structural Engineering*.
- Hartvig, P.A.; Thomsen, J.M.; Frigaard, P.; Andersen, T.L. (2010). Experimental study of the development of scour and backfilling. *Coast. Eng. J.*, 52, 157–194
- Huang, S., & Huang, Z. (2020). Three-phase flow simulation of local scour around a submerged horizontal cylinder. *Proceedings of the International Offshore and Polar Engineering Conference, 2020-October*, 1612–1617. <https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-85090877816&partnerID=40&md5=88518eb0e3514b92ab86b7d07575e074>
- Jatoliya, A., Bhattacharya, D., Manna, B., Bento, A. M., & Fazeres Ferradosa, T. (2024). Physics-based and machine-learning models for accurate scour depth prediction. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 382(2264). <https://doi.org/10.1098/rsta.2022.0403>

- Jiang, M., Li, L.-P., Han, L.-H., & Zhang, R.-X. (2011). Study on scour around vertical large-size cylinder base due to combined action of wave and current. *Journal of Harbin Institute of Technology (New Series)*, 18(4), 45–50.
- Karina, O. caña-E. spinosa d.e l.os M. (2022). Impacto del Incremento del Nivel del mar por Cambio Climático en el Diseño de Rompeola; Publicación técnica No. 704; IMT (Instituto Mexicano del Transporte) servicios: Querétaro Mexico City, México.
- Karimi, N., Heidarnejad, M., Masjedi, A., (2017). Scour depth at inclined bridge piers along a straight path: A laboratory study. Elsevier journal, Engineering Science and Technology, an International Journal.
- LarrartE, F., Checalier, C., Battist, L., Chollet, H., (2020). Hydraulics and bridges: A French case study of monitoring of a bridge affected by scour. Elsevier journal, Flow Measurement and Instrumentation.
- Li, L.-P., & Cui, L. (2005). Prediction of maximum scour depth around large-diameter cylinder under the effects of both wave and current. *Journal of Hydrodynamics*, 17(1), 74–79.
- Liang, D., Gotoh, H., Scott, N., (2013). Experimental Study of Local Scour around Twin Piles in Oscillatory Flows. J. Waterw. Port. C.
- Lin, Y., Lin, C., (2020). Scour effects on lateral behavior of pile groups in sands. Elsevier journal, Ocean Engineering.
- Liu, M., & Zhao, M. (2024). Study of local scour around rectangular and square subsea caissons under steady current condition. *Coastal Engineering*, 190. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2024.104513>
- Lu, L., Liu, M.-M., Teng, B., Tang, G.-Q., & Zhao, M. (2015). Numerical investigation of wave-induced local scour around a submarine pipeline. *Scour and Erosion - Proceedings of the 7th International Conference on Scour and Erosion, ICSE 2014*, 733–740. <https://doi.org/10.1201/b17703-94>

- Matutano, C., Negro, V., López-Gutiérrez, J., Dolores, M., (2013). Scour prediction and scour protections in offshore wind farms. Elsevier journal, Renewable Energy.
- Ma, H., Yang, J., Chen, L., (2018). Effect of scour on the structural response of an offshore wind turbine supported on tripod foundation. Elsevier journal, Applied Ocean Reserch.
- Mohamad, A., Al-Kadhimi, A. & Shaker, M. (2012). Dynamic Behavior of Jacket Type Offshore Structure. In: Jordan Journal of Civil Engineering, Volume 6, No. 4
- Negro, V., López-Gutiérrez, J., Dolores, M., Matutano, C., (2013). Uncertainties in the design of support structures and foundations for offshore wind turbines. Elsevier journal, Renewable Energy.
- Osroush, M., Abbas, S., Abbas, A., Khosrojerdi, A., 2019. The effects of height and vertical position of slot on the reduction of scour hole depth around bridge abutments. Elsevier journal, Ain Shams Engineering Journal.
- PEMEX, 2008. NRF-003-PEMEX-2007: Diseño y Evaluación de Plataformas Marinas Fijas en el Golfo de México. Petróleos Mexicanos, México
- PEMEX. 2018. Petróleos Mexicanos: Informe Anual 2017. Petróleos Mexicanos, México.
- Prendergast, L.j., Gavin, K., Doherty, P., 2015. An investigation into the effect of scour on the natural frequency of an offshore wind turbine. Elsevier journal, Ocean Engineering.
- Qi, W.; Gao, F. Equilibrium scour depth at offshore monopile foundation in combined waves and current. Sci. China Technol. Sci. 2014, 57, 1030–1039.
- Rocha, A., 2013. Introducción a la Hidráulica de las Obras Viales. Instituto de la Construcción y la Gerencia, Fondo Editorial ICG, Perú.
- Sarpkaya, T. & Isaacson, M., 1981. “Mechanics of Wave Forces on Offshore Structures”. 1st ed.

Sawaragi, T. (Ed.) 1995, Coastal Engineering – Waves, Beaches, Wave-Structure Interactions, Elsevier.

Song, Y., Darzikolaei, S. A. M., & Liu, X. (2022). Scour around underwater unexploded ordnances (UXOs): An experimental and computational investigation. *Ocean Engineering*, 262, 112146. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2022.112146>

Sumer, B. M., Fredsøe, J., & Christiansen, N. (1992). Scour Around Vertical Pile in Waves. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 118(1), 15–31. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-950X\(1992\)118:1\(15\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-950X(1992)118:1(15))

Sumer, B.M.; Fredsøe, J. (2002). The Mechanics of Scour in the Marine Environment; World Scientific: River Edge, NJ, USA; Volume 17, pp. 1–552.

The SWAMP Group, 1985. “Ocean Wave Modeling”, 1st ed. Springer, US.

Vuong, T.-H.-N.; Wu, T.-R.; Huang, Y.-X.; Hsu, T.-W. Numerical Analysis of Local Scour of the Offshore Wind Turbines in Taiwan. *JMSE* 2023, 11, 936. <https://doi.org/10.3390/jmse11050936>.

Umeda, S., Yuhi, M., & Ishida, H. (2009). Three-dimensional numerical model for wave-induced scour around a vertical cylinder. *Proceedings of the Coastal Engineering Conference*, 2717–2729. https://doi.org/10.1142/9789814277426_0224

U.S. Army Corps of Engineers. (1973) Coastal Engineering Research Center. Shore Protection Manual: Washington, DC, USA; 750p.

Vergara Sánchez, M. A. (1993). *Técnicas de modelación en hidráulica* (Alfaomega, Ed.; 1st ed.).

Wang, H., Liu, H., & Wang, X. (2014). Mechanism of seabed scour and its critical condition estimation by considering seepage forces. *Shuikexue Jinzhan/Advances in Water Science*, 25(1), 115–121. <https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-84897784132&partnerID=40&md5=ef2bf085ec17836858fffa9444cfaba4>

Welzel, M., Schendel, A., Hildebrandt, A., Schlurmann, T., 2019. Scour development around a jacket structure in combined waves and current conditions compared to monopile foundations. Elsevier journal, Coastal Engineering.

Yang, Q.; Yu, P.; Liu, Y.; Liu, H.; Zhang, P.; Wang, Q. Scour characteristics of an offshore umbrella suction anchor foundation under the combined actions of waves and currents. Ocean Eng. 2020, 202, 106701.

Yi-Ren, Z., & Guo-Ping, C. (2004). Experimental study on local scour around a large circular cylinder under irregular waves. *China Ocean Engineering*, 18(2), 245–256.

Yu, T., Li, Y., Chen, X., & Tang, J. (2022). Experimental study on wave- and current-induced scour around an anti-deposition permeable breakwater. *Ocean Engineering*, 257. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2022.111565>