



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

COMPORTAMIENTO DE SUELOS MARINOS BAJO LA ACCIÓN DEL OLEAJE

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
VALERIA CHÁVEZ CERÓN

TUTOR
Dr. EDGAR GERARDO MENDOZA BALDWIN
Instituto de Ingeniería

MÉXICO, D. F. OCTUBRE 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M. I. Víctor Franco
Secretario: Dr. Rodolfo Silva Casarín
Vocal: Dr. Edgar Gerardo Mendoza Baldwin
1^{er} Suplente: Dr. Rafael Bernardo Carmona Paredes
2^{do} Suplente: Dr. Carlos A. Escalante Sandoval

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:
Instituto de Ingeniería, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. EDGAR GERARDO MENDOZA BALDWIN

FIRMA

Agradecimientos

Al Dr. Edgar Mendoza Baldwin y al Dr. Rodolfo Silva Casarín por su confianza, dirección y enseñanzas recibidas a lo largo de la realización de este trabajo.

A mis compañeros del Grupo de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería por su compañerismo, consejos y motivación. Especialmente a Cesia, Erika, Citlali y Jacinto, por su gran colaboración y apoyo en la elaboración de los ensayos.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por el apoyo de beca recibido (262940) para la realización de mis estudios de posgrado.

A mi esposo, Miguel Ángel, por su amor, apoyo y comprensión.

Resumen

El presente estudio expone una metodología experimental desarrollada con el objetivo de analizar la respuesta de distintos materiales ante la acción de ondas progresivas.

Se presenta una revisión del estado del arte de trabajos, tanto teóricos como experimentales, que han sido realizados sobre el comportamiento de suelos bajo ondas progresivas y estacionarias, en suelos granulares y finos, a partir del análisis de los mecanismos de la presión de poro inducida y los criterios de falla del suelo, detallando aquellos de características similares a las de este estudio.

Los experimentos se llevaron a cabo en un canal de oleaje y el comportamiento del suelo fue registrado mediante la medición de la presión de poro, de la superficie libre, del perfil resultado de la acción de oleaje y de fotografías. Se empleó un material granular (arena natural), un material fino (caolín comercial) y mezclas de éstos en diferentes concentraciones, para los cuales, algunas propiedades físicas fueron determinadas en el laboratorio. De las señales de la presión de poro, el mecanismo oscilatorio fue comparado con la teoría de consolidación de Biot, dando muy buena aproximación. Además, a partir de dichas mediciones de presión, se calculó la presión de poro promediada en el periodo y se crearon mapas de contorno. Por otro lado, mediante el criterio del esfuerzo efectivo normal principal inicial (teoría poro-elástica), se corroboró que en ciertos ensayos se alcanzó la licuefacción.

Abstract

In the present study, an experimental methodology is developed in order to analyze the response of different materials exposed to progressive waves.

A review of previous studies, both theoretical and experimental, about sediment behavior under progressive and stationary waves, acting on sandy and fine soils, is presented. A detailed description about those with similar characteristics to this study is presented, describing the analysis of the mechanisms of induced pore pressure and the wave-induced seabed instability.

The experiments were carried out in a wave flume and the soil behavior was registered by measuring the pore pressure, the water-surface elevation, the bottom distance and by taking pictures. The materials used were natural sand, commercial kaolinite and mixtures of them in different concentrations, for which some physical properties were determined in the laboratory. From the pore pressure signals, the oscillatory mechanism was compared with Biot's consolidation theory; good approximation was observed. Additionally, from these pressure measurements, the period-averaged pore pressure was calculated and contour maps were created. Furthermore, using the initial mean normal effective stress criterion (pore-elastic theory), it was confirmed that in certain cases, the soil liquefied.

Contenido

I.	Introducción.....	1
I.1	Objetivos	3
I.2	Organización del trabajo	3
II.	Antecedentes y estado del arte.....	5
II.1	Modelos teóricos.....	6
II.1.1	Aproximaciones sobre la influencia del oleaje en el fondo marino	6
II.1.2	Presión de poro inducida por el oleaje.....	9
II.1.3	Presión de poro residual o en aumento	16
II.1.4	Inestabilidad en el fondo.....	20
II.2	Modelos físicos	22
III.	Desarrollo experimental.....	39
III.1	Modelo físico	39
III.1.1	Canal de oleaje.....	39
III.2	Instrumentación	41
III.3	Caracterización del material ensayado	46
III.3.1	Material granular	46
III.3.2	Material fino.....	48
III.3.3	Mezclas.....	49
III.4	Procedimiento experimental.....	51
III.4.1	Ensayos Tipo 1	51
III.4.2	Ensayos Tipo 2	53
IV.	Resultados y discusión	57
IV.1	Superficie libre	57
IV.2	Ensayos Tipo 1	58
IV.2.1	Comportamiento lineal de la presión de poro oscilatoria	58
IV.2.2	Efecto del cambio en la profundidad y desfase entre la presión de poro inducida y la superficie libre	60

IV.2.3	Efecto del incremento de altura de ola y cambio de fase	64
IV.2.4	Efecto sobre el fondo y fallo del suelo.....	66
IV.2.5	Mapas de presión	69
IV.3	Ensayos Tipo 2.....	71
IV.3.1	Efecto del cambio en la concentración y de fase del ensayo.....	71
IV.3.2	Efecto sobre el fondo y fallo del suelo.....	74
IV.3.3	Mapas de presión	77
V.	Conclusiones	79
V.1	Conclusiones.....	79
V.2	Recomendaciones y futuras líneas de investigación	80
Anexo A:	Coefficientes C_i	83
Anexo B:	Teoría lineal de ondas de pequeña amplitud sobre fondo horizontal.....	87
Referencias	97

Lista de Figuras y Tablas

Figura I-1 Accidente en la plataforma Usumacinta.....	2
Figura II-1 Deformación elástica de un suelo bajo la acción de ondas progresivas	5
Figura II-2 Presión de poro residual y oscilatoria.....	9
Figura II-3 Suelo de espesor finito bajo la acción del oleaje	13
Figura II-4 Distribución típica de la presión de poro durante el paso del valle de la ola.....	22
Figura II-5 Modelo físico de Maa y Mehta (1987)	23
Figura II-6 Modelo físico de Lindenberg, van Rijn y Winterwerp (1989)	24
Figura II-7 Registros de presión de poro (a) fluidización no resonante (b) fluidización resonante (Foda y Tzang, 1994)	25
Figura II-8 Modelo físico: canal de oleaje-corriente (de Wit, 1995)	27
Figura II-9 Modelo físico de Tsai y Lee (1995).....	28
Figura II-10 Modelo físico de Tzang (1998)	29
Figura II-11 Comportamiento de la presión de poro acumulada en largos periodos de tiempo (Sumer <i>et al.</i> , 1999)	31
Figura II-12 Modelo físico de Sumer <i>et al.</i> (2006b).....	32
Figura II-13 Registros de presión de poro para respuesta no fluida (a) arena, $d_{50} = 0.092$ mm (Tzang y Ou, 2006) (b) limo (Foda y Tzang, 1994).....	33
Figura II-14 Evolución de la interfase de deslizamiento (Liu <i>et al.</i> , 2009).....	34
Figura II-15 Registro de presión de poro: transición de no licuefacción a licuefacción (Sumer <i>et al.</i> , 2012)	36
Figura II-16 Imagen donde se observa el comportamiento de las oscilaciones en el fondo y en la superficie libre (Kirca <i>et al.</i> , 2013).....	37
Figura III-1 Canal de oleaje.....	39
Figura III-2 Pala generadora de oleaje.....	40
Figura III-3 Charola para la colocación del suelo dentro del canal de oleaje	40
Figura III-4 Monitores para las sensor de nivel	41
Figura III-5 Sensores de nivel.....	41
Figura III-6 Sensores de presión	42
Figura III-7 Distribución de los 28 sensores de presión.....	42
Figura III-8 Vista posterior y lateral de la charola perforada.....	43
Figura III-9 Ubicación de los sensores de nivel y presión en el canal de oleaje	43
Figura III-10 imc SPARTAN	45
Figura III-11 Vectrino II	45
Figura III-12 Localización de Puerto Morelos, Quintana Roo.....	46
Figura III-13 Curva granulométrica del material granular.....	47
Figura III-14 Definición de la variable x_c min.....	47

Figura III-15 Curva granulométrica del material fino: caolín comercial.....	48
Figura III-16 Equipo utilizado para la obtención del límite líquido.....	49
Figura III-17 Curvas granulométricas de las mezclas.....	50
Figura IV-1 Comparación entre señales para el ensayo 85A15C Fase 2a.....	58
Figura IV-2 Comparación entre señales para el ensayo 100C-1.5 Fase2.....	58
Figura IV-3 Comportamiento lineal de la presión de poro oscilatoria, Fase 1a.....	59
Figura IV-4 Comparación de la respuesta en las diferentes profundidades, Fase 1a.....	61
Figura IV-5 Detalle de la variación de la superficie libre y la presión de poro (100A: Fase 1a).....	62
Figura IV-6 Detalle de la variación de la superficie libre y la presión de poro (Fase 2a).....	63
Figura IV-7 Comparación entre Fase 1a y 1b para los diferentes materiales (z=0.08 m).....	64
Figura IV-8 Comparación entre Fase 1a y Fase 2a para 60A40c y 30A70C (z=0.08 m).....	65
Figura IV-9 Perfil resultante concluido el ensayo: 100A.....	66
Figura IV-10 Perfil final concluido el ensayo: 85A15C.....	67
Figura IV-11 Perfil final concluido el ensayo: 60A40C.....	67
Figura IV-12 Perfil final concluido el ensayo: 30A70C.....	67
Figura IV-13 Aumento en la presión de poro promediada en el periodo, Fase 1a.....	68
Figura IV-14 Mapas de presión promediada en el periodo en t=200 s para 30A70C.....	70
Figura IV-15 Mapas de presión promediada en el periodo máxima para 30A70C.....	70
Figura IV-16 Comparación del aumento en la presión de poro en los ensayos Tipo 2.....	72
Figura IV-17 Variación de la presión promediada en el periodo máxima en función de la concentración inicial.....	73
Figura IV-18 Perfil concluida la Fase 1: 100C-1.2.....	75
Figura IV-19 Perfil concluida la Fase 1: 100C-1.5.....	75
Figura IV-20 Perfil concluida la Fase 1: 100C-1.8.....	75
Figura IV-21 Perfil resultante concluido el ensayo (Fase1 y 2): 100C-1.8.....	75
Figura IV-22 Condición de fallo para los ensayos Tipo 2.....	76
Figura IV-23 Mapas de presión promediada en el periodo en t=200 s para 100C.....	77
Figura IV-24 Mapas de presión promediada en el periodo máxima para 100C.....	78
Tabla III-1 Coordenadas de posición de los sensores de presión.....	44
Tabla III-2 Resumen de las condiciones de los ensayos Tipo 1 y 2.....	55
Tabla IV-1 Propiedades físicas de los materiales (ensayos Tipo 1) requeridos para la presión de poro oscilatoria.....	58
Tabla IV-2 Propiedades físicas de los materiales (ensayos Tipo 1) y esfuerzo efectivo normal principal inicial.....	68
Tabla IV-3 Propiedades físicas de los materiales (ensayos Tipo 2) y esfuerzo efectivo normal principal inicial.....	75

Lista de Símbolos

c_v	coeficiente de consolidación
E	módulo de Young
e_x, e_y, e_z	deformaciones lineales del suelo en las direcciones x, y, z
ε	expansión volumétrica
f	término fuente de la ecuación de la acumulación de la presión de poro
G	módulo de cortante
H	altura de ola
η	nivel de la superficie libre
k	número de onda
K	coeficiente de permeabilidad del suelo hidráulicamente isotrópico
k_0	coeficiente de presión lateral en reposo
K'	módulo de elasticidad de masa aparente del agua
K_w	módulo de elasticidad de masa real del agua
γ'	peso específico sumergido del suelo
γ_s	peso específico de las partículas sólidas
γ_{sat}	peso específico saturado del suelo
γ_w	peso específico del agua (γ , capítulo IV)
$\gamma_x, \gamma_y, \gamma_z$	deformaciones angulares del suelo en las direcciones x, y, z
n	porosidad del suelo
N_ℓ	número de ciclos necesarios para la licuefacción residual
ν	módulo de Poisson
p	presión de poro
\bar{p}	presión de poro promediada en el periodo
p_0	amplitud máxima de la presión de poro ejercida sobre el fondo
P_{w0}	presión de poro absoluta

ρ_s/ρ_w	densidad relativa de los sólidos
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	esfuerzos normales en la direcciones x, y, z
$\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z$	esfuerzos normales efectivos en la direcciones x, y, z
S_r	grado de saturación del suelo
σ'_0	esfuerzo efectivo normal principal inicial
T	periodo de ola
τ	amplitud del esfuerzo cortante inducido por el oleaje
τ_x, τ_y, τ_z	esfuerzos cortante asociado a los esfuerzos principales x, y, z
u, v, w	componentes x, y, z del desplazamiento del suelo
V_x, V_y, V_z	componentes x, y, z de la velocidad del flujo en un medio poroso
ω	frecuencia angular del oleaje

Capítulo I

Introducción

La explotación de los recursos que pueden encontrarse dentro de la zona costera es vital para el desarrollo de la actividad humana, tanto económica como social. El aprovechamiento de la energía del viento y del oleaje, la extracción petrolera, pesca, acuicultura, transporte, comercio y turismo, son algunas de las actividades que se llevan a cabo en esta zona y para las cuales el contar con infraestructura eficiente es un factor indispensable. Es por ello que el diseño y protección de la infraestructura marítima, tal como líneas de conducción, estructuras de abrigo y plataformas petroleras, han sido estudiados ampliamente.

Dicha infraestructura puede presentar dos condiciones de fallo. La primera, por daño estructural generado por la acción del oleaje que afecta la estructura misma. Y la segunda, por la inestabilidad del fondo, que puede ser causada por licuefacción o erosión en la zona circundante de la estructura, resultando en el colapso total; por ejemplo, bloques de concreto ubicados al pie de las estructuras se han encontrado hundidos en el fondo, lo cual ha sido atribuido principalmente a la licuefacción del suelo inducida por el oleaje (de Wit, 1995). Este fenómeno se presenta debido a que al propagarse las ondas gravitatorias en el océano, las fluctuaciones de presión del oleaje inducen variaciones en los esfuerzos efectivos y en la presión de poro en el fondo marino; cuando se presenta la presión de poro en exceso, los esfuerzos efectivos verticales disminuyen y el fondo se vuelve inestable, lo cual provocará que las partículas sólidas sean propensas a ser transportadas como un denso fluido por las corrientes o por la acción del oleaje (Cha, 2009).

Dentro de los casos documentados de falla por inestabilidad del fondo pueden mencionarse los siguientes: dique vertical de bloques no unidos en el puerto de Valencia, España en 1926 (erosión del suelo constituido por arenas finas y limos); dique vertical de bloques unidos en Algiers, Algeria, de 1930 a 1934 (vuelco de bloques y erosión del suelo); dique vertical de bloques en Nápoles, Italia, en 1987 (vuelco); bocana del puerto de Barcelona, España, en 2001 (hundimiento cajones por licuefacción del fondo arcillo-limoso); diques en Nueva Orleans, E.U.A., en 2005 (rotura y deslizamientos por efectos del huracán Katrina y fallo en el suelo); y la rotura del muelle Prat de Barcelona, España, en 2007 (desplazamiento de los cajones por licuefacción del fondo) (Meneses *et al.*, 2012). Cabe destacar que fallas de esta naturaleza implican importantes pérdidas económicas asociadas al daño de la estructura, a los trabajos de recuperación y al retraso en su operación.

Caso reciente ocurrido en México en el año 2007, fue el de la plataforma de perforación auto-elevable Usumacinta (tipo MAT-Cantiliver) ubicada en la Sonda de Campeche, en el Golfo de México: después de la llegada de un frente frío, con vientos crecientes superiores a 100 km/h, se presentaron movimientos y asentamientos de la plataforma provocados por el fallo de la cimentación, esto generó fugas de gas y aceite que terminó causando el incendio de la plataforma (Figura I-1) y la muerte de 22 personas. De acuerdo con el informe de la investigación realizada por la empresa Battelle en 2008, el primer factor contribuyente del desastre fue la interacción entre el lecho marino, que es un material arcilloso, y la zapata (MAT) de la plataforma (Petróleos Mexicanos, 2008).



Figura I-1 Accidente en la plataforma Usumacinta
(Tomada de www.pemex.com)

Debido a fallas como estas, resultado de la inestabilidad del fondo, la comprensión de la interacción entre las estructuras, el oleaje y el fondo marino ha sido de gran interés en las últimas décadas. Al ser la presión de poro inducida por el oleaje un factor dominante para la evaluación de la licuefacción del suelo, estudios de campo, laboratorio y modelaciones numéricas han sido desarrollados para registrar dicho parámetro (Maa y Mehta, 1987; Lindenberg *et al.*, 1989; Hsu y Jeng, 1994; de Wit, 1995; Jeng, 1997; Sumer *et al.*, 1999; Cheng *et al.*, 2001; Liu *et al.*, 2009; Sumer *et al.*, 2012; Kirca *et al.*, 2013). A pesar de que los modelos teóricos requieren consideraciones y simplificaciones para llegar a la solución de problemas reales, y por otro lado, los modelos físicos han sido realizados en investigaciones que se encuentran en una primera etapa en el estudio de este fenómeno, su desarrollo resulta indispensable para el diseño adecuado y eficiente de la infraestructura marítima (Jeng, 2013).

I.1 Objetivos

Desarrollar un estudio experimental que permita el análisis del efecto del oleaje sobre el fondo por medio de la medición de la presión de poro inducida y el perfil resultante, a partir de una serie de estados de mar, que para este estudio se trata de ondas progresivas y regulares actuando sobre diferentes materiales, granulares (arena de origen natural), finos (caolín comercial) y mezclas de ellos, que permitan la simulación del fondo marino.

Realizar observaciones y propuestas de mejora al modelo experimental y a la metodología empleados que sean útiles para futuras investigaciones sobre la interacción oleaje-fondo-estructuras.

I.2 Organización del trabajo

El presente trabajo está constituido por cinco capítulos, en el primero de ellos, una introducción en la que se justifica la realización del trabajo; además, los objetivos son presentados.

En el capítulo II, se hace una revisión de los conceptos teóricos relacionados al comportamiento de los suelos marinos bajo la acción del oleaje, así como del estado del arte en estudios experimentales realizados sobre este tema.

La metodología desarrollada para los ensayos en el canal de oleaje del Laboratorio de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM, así como el detalle del modelo y materiales empleados, se describen en el capítulo III. Los resultados y análisis de los mismos se presentan en el capítulo IV.

Finalmente, en el capítulo V se encuentran las conclusiones del estudio experimental y las futuras líneas de investigación.

Capítulo II

Antecedentes y estado del arte

Al propagarse el oleaje sobre el fondo marino, el suelo se encuentra sometido a una deformación periódica provocada por los esfuerzos cortantes actuando sobre él que son resultado de la oscilación en la presión de poro en exceso (presión de poro oscilatoria), lo cual provoca el reacomodo de las partículas sólidas que ocuparán los vacíos del suelo. Un esquema simplificado de este fenómeno se muestra en la Figura II-1. Si la masa de suelo tiene una permeabilidad tan baja que pueda considerarse en condiciones no drenadas, como ocurre en el caso de materiales finos, y tiene una historia corta de consolidación, el reacomodo comprimirá el agua que se encontraba en los poros y la presión presentará un aumento y acumulación de ella (presión de poro residual). Así, mientras el oleaje continúa actuando, la presión de poro seguirá aumentando y provocará una reducción importante en la resistencia del suelo. Si este aumento llega a superar la sobrepresión, el suelo llegará al estado de licuefacción, las partículas sólidas perderán su configuración y quedarán libres, permitiendo así que se comporten como un fluido (Sumer *et al.*, 1999). En cambio, si el tipo de suelo permite el drenado del agua que se encuentra en los poros, la presión oscilará como resultado de la acción del oleaje, pero no existirá una acumulación tal que permita el aumento suficiente para superar la sobrecarga de presión y no se llegará al estado de licuefacción. Por otro lado, las fuerzas gravitatorias y las tormentas inducen también una acumulación de pequeñas deformaciones irreversibles por medio esfuerzos pico repetitivos inducidos en el suelo (Oumeraci, 1994) que pueden llegar a superar la resistencia al corte, generando el movimiento horizontal del sedimento que se traducirá en la inestabilidad del fondo.

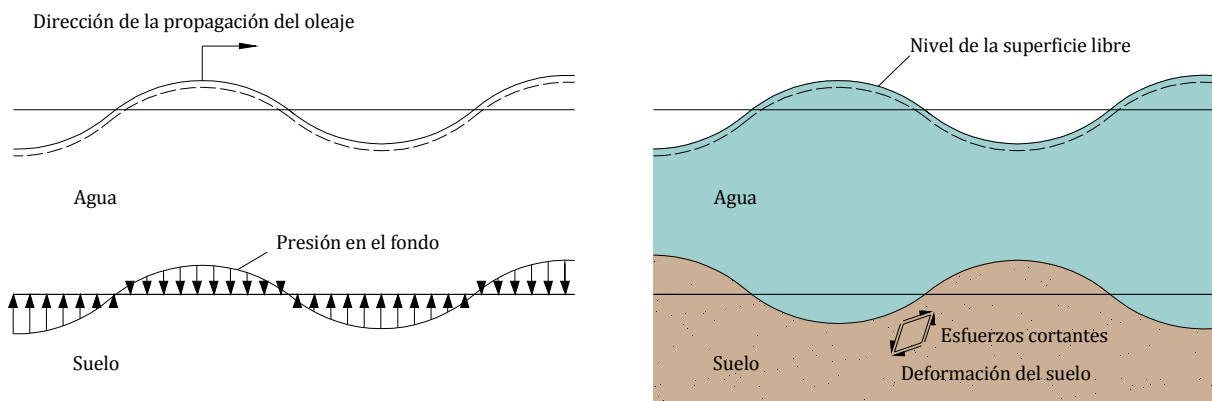


Figura II-1 Deformación elástica de un suelo bajo la acción de ondas progresivas
(Modificada de Sumer y Fredsøe, 2002)

A continuación se presentan los conceptos teóricos y un marco teórico y experimental referente a distintas aproximaciones que se han hecho con la finalidad comprender la naturaleza de estos fenómenos.

II.1 Modelos teóricos

II.1.1 Aproximaciones sobre la influencia del oleaje en el fondo marino

Debido al complejo proceso que se observa en la interacción del oleaje con el fondo marino al propagarse las ondas, de acuerdo con Jeng (2013), abordar teóricamente el fenómeno ha sido posible gracias a la consideración de ciertas simplificaciones que han ido evolucionando desde los años 40 en diversos trabajos, los cuales pueden clasificarse como se presenta en las siguientes secciones.

II.1.1.1 Modelos basados en la ecuación de Laplace

Estos modelos emplean la ecuación de Laplace como ecuación de gobierno y aceptan la incompresibilidad del fluido que se encuentra en los poros de la estructura, y del suelo rígido, permeable y arenoso sobre el cual se propagan las ondas. Entre estos trabajos puede mencionarse el de Putman en 1949, que concluye que la distribución de la presión depende sólo de los parámetros del oleaje y la geometría de la capa de arena y no de las características del suelo. Sleath en 1970 compara esta aproximación teórica con resultados experimentales obteniendo una considerable inconsistencia. Estudios realizados por Liu de 1973 a 1984, lo llevaron a concluir que la tasa de amortiguamiento de la presión de poro inducida depende de manera importante de la permeabilidad y de la profundidad del agua cuando el número de onda pueda considerarse constante. En 1977, Mallard empleó un modelo basado en el equilibrio de esfuerzos, despreciando la inercia del suelo; en 1978, Dawson incorporó el término de la inercia a este modelo concluyendo que ignorar la inercia puede llevar a un grave error en suelos incompresibles.

II.1.1.2 Modelos basados en la ecuación de difusión

Otro tipo de modelos son los que aceptan la compresibilidad del fluido en los poros de un suelo no deformable, isotrópico, con baja permeabilidad y poroso, y utilizan la ecuación de difusión como ecuación de gobierno. Bajos estas consideraciones, el trabajo de Nakumara *et al.* fue desarrollado en 1973, pero Yamamoto *et al.*, en 1978 reportaron importantes errores su trabajo de laboratorio y en sus cálculos. Otro estudio es el de Moshagen y Torum en 1975, los cuales concluyen que el considerar la compresibilidad del fluido altera significativamente las fuerzas

verticales relacionadas con la infiltración; dudas sobre la validez de esta aseveración fueron discutidas por Prevost *et al.* en 1975

Con estas primeras aproximaciones es posible determinar la presión de poro inducida por el oleaje empleando modelos que resultan poco complejos gracias a la consideración de que el suelo y/o el fluido son incompresibles y a que las aceleraciones debidas movimiento del suelo y del fluido que se encuentra en los poros son despreciadas, pero su aplicación es muy limitada; además, los esfuerzos efectivos y desplazamientos del suelo no pueden ser calculados.

II.1.1.3 Modelos basados en la teoría de consolidación de Biot

En estos modelos se emplean las ecuaciones de consolidación de Biot y la ecuación de almacenamiento de Verruijt como ecuaciones de gobierno y consideran compresibles tanto al suelo como al fluido localizado en los poros, pero las aceleraciones debidas movimiento del suelo y del fluido siguen siendo despreciadas. Permiten calcular la presión de poro inducida, de los desplazamientos del suelo y los esfuerzos efectivos.

Durante 1978, Madsen y Yamamoto *et al.* presentaron las primeras aproximaciones analíticas, ambos considerando un estrato de espesor infinito bajo el efectos de ondas progresivas. El modelo de Yamamoto *et al.* considera un fondo hidráulicamente isotrópico y parcialmente saturado, a diferencia de Madsen, quien plantea la solución para un estrato anisotrópico y no saturado. Una propuesta que redujo al cuarto orden las ecuaciones de gobierno empleadas por Yamamoto *et al.* fue la de Okusa en 1985, y a partir de sus resultados reportó que la respuesta de un suelo arenoso totalmente saturado e isotrópico de espesor infinito, depende únicamente de los parámetros del oleaje y no de las características del suelo.

Las soluciones anteriores describen casos ideales en los que el suelo se idealiza isotrópico y homogéneo, lo cual es poco representativo de la realidad. Aunque la descripción del fenómeno en suelos con permeabilidad variable resulta compleja debido a que las ecuaciones de gobierno incluyen coeficientes variables, Seymour *et al.* en 1996; Jeng y Seymour en 1997; Kitano *et al.* en 1999; y Kitano y Mase en 2001 propusieron soluciones analíticas para esta condición.

En 1981 Mei y Foda presentaron una solución simplificada para estratos de espesor finito utilizando la aproximación de la capa límite, la cual divide el problema en dos partes, la solución completa en el espesor de la capa límite, y una solución aproximada para en el resto del estrato. Sakai *et al.* en 1988 extendieron esta solución para aplicarla al efecto de las fuerzas gravitatorias e inerciales del oleaje sobre el fondo marino, verificando sus resultados con un modelo de elemento finito, de los cuales concluyeron que el término de la aceleración inercial sólo es importante en los casos de colapso, mientras que la gravedad puede ser ignorada. Otro trabajo basado en esta misma solución, pero en el cual se incluye la aceleración debida al fluido que se

encuentra en los poros (modelo dinámico) es el realizado por Yuhi e Ishida en 1998, en él se resuelve directamente la condición de frontera para un estrato infinito, sin utilizar la aproximación de la capa límite. Posteriormente, Jeng en 2001 extendió esta solución para estrato finito. También se han desarrollado modelos dinámicos como los de Jeng y Rahman en 2001, Cha et. al. en 2002, Jeng y Cha 2003.

Otra propuesta analítica es la hecha por Jeng entre 1996 y 1997, y por Yuhi e Ishida en 1997, en ella se considera un comportamiento anisotrópico cruzado y concluye que el considerar un suelo isotrópico puede sobreestimar la presión de poro, pero subestimar el valor de los esfuerzos efectivos. Misma consideración presenta la solución aproximación de la capa límite de Kinato y Mase de 1999. En la literatura, también pueden encontrarse soluciones numéricas basadas métodos de diferencias finitas, elemento finito y de elementos de frontera.

II.1.1.4 Modelos de presión de poro residual o en aumento

A partir de las ecuaciones de consolidación de Biot, resolviendo la variación respecto al tiempo, y la variación respecto a la profundidad en la ecuación de almacenamiento de Verruijt, se puede obtener la ecuación que describe el incremento en la presión de poro promediada en el periodo (presión residual o en aumento) que es acumulada en el suelo debido a la influencia de ondas progresivas propagándose sobre él y que puede llevarlo a la falla por licuefacción. En 1978, See y Rahman fueron los primeros en utilizar este modelo, seguidos de trabajos como el de McDougal en 1989. En 1999, Sumer y Cheng propusieron una solución analítica y Cheg *et al.* (2001) presentan una solución numérica, la cual validaron encontrando un error aceptable y concluyeron que el cálculo del término fuente debe considerarse de gran interés, pues es el más importante para el cálculo de la presión de poro. Por otro lado Jeng *et al.* (2006) propusieron también una solución numérica y realizaron un estudio paramétrico para determinar la influencia de las características del suelo y del oleaje en la acumulación de la presión de poro. Otra solución analítica, presentada de manera simplificada, es la propuesta por Jeng y Seymour (2007) utilizando una transformación de Laplace; exponen, además, una aproximación ingenieril para el cálculo del potencial de licuefacción.

II.1.1.5 Modelos poro-elastoplásticos

Zienkiewicz en 1980, propuso un modelo conocido como aproximación $u-p$ para oleaje propagándose sobre un medio poroso y está basado en las ecuaciones de la teoría poro-elástica de Biot, el cual es una aproximación simplificada del problema. En 1999 y 2000, Jeng y Rahman extendieron la aplicación de esta solución para un oleaje bidimensional. Estos modelos se encuentran limitados a deformaciones pequeñas, siendo esto una condición idealizada, por ello, fueron desarrollados los modelos poro-elastoplásticos, que permiten una mejor estimación de la

respuesta del suelo, pero debido a su complejidad, pocos trabajos se han hecho bajo esta consideración. En 1995, Sekiguchi *et al.* desarrollaron una solución analítica empleando una transformación de Laplace, la cual arrojó resultados bajo el supuesto de que el espesor del estrato es mucho menor que la longitud de onda y llegó a una diferencia importante al comparar los resultados con los referentes a un medio poro-elástico. Otros trabajos con modelos poro-elastoplásticos son los de Yang y Poorooshasb de 1997 y Li *et al.* en 2002.

II.1.2 Presión de poro inducida por el oleaje

Como se expone al inicio de este capítulo, la presión inducida por el oleaje se compone, en general, de dos mecanismos: oscilatorio, que se refiere a la variación del exceso de la presión de poro, y residual, cuando se trata del aumento que presenta al acumularse en la masa de suelo, que es representada por la presión de poro promediada en el periodo, como se ejemplifica en la Figura II-2, modificada de Jeng, 2007. A continuación, se presentan expresiones que permiten el cálculo de la presión, a partir de modelos que han sido desarrollados empleando la teoría de consolidación de Biot (sección III.1.1.3).

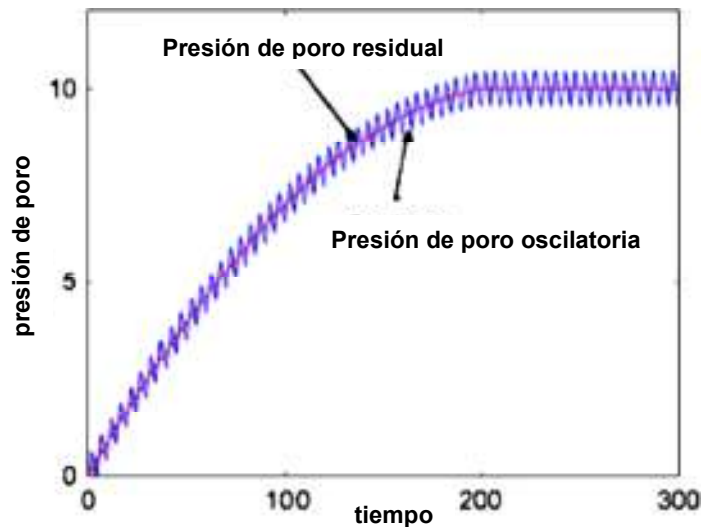


Figura II-2 Presión de poro residual y oscilatoria
(Modificada de Jeng, 2007)

II.1.2.1 Presión de poro residual

En esta sección se explica brevemente el modelo desarrollado por Hsu y Jeng (1994) para la solución analítica de la respuesta del suelo bajo la acción del oleaje bajo, para el caso de un estrato de espesor finito e hidráulicamente isotrópico y un criterio bidimensional (condiciones que resultan representativas de los ensayos realizados en el presente trabajo).

II.1.2.1.1 Ecuaciones de gobierno

El planteamiento de las ecuaciones de gobierno se describe de acuerdo con el desarrollo tridimensional presentado por Biot (1941) sobre la teoría de consolidación poro-elástica.

Esfuerzos en el suelo

Las condiciones de equilibrio de esfuerzos para un elemento cúbico diferencial del suelo en consolidación, quedan definidas por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_z}{\partial y} + \frac{\partial \tau_y}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_z}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_x}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_y}{\partial x} + \frac{\partial \tau_x}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= 0\end{aligned}\tag{Ec. II-1}$$

donde $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ son los esfuerzos normales en las direcciones x, y, z , respectivamente, y τ_x, τ_y, τ_z son los esfuerzos cortantes asociados a cada uno de ellos, según la notación empleada por Biot. Por ejemplo, para el esfuerzo normal σ_x en dirección x , τ_z representa el esfuerzo cortante en el plano perpendicular al eje x en dirección y . Físicamente, estos esfuerzos son soportados tanto por el agua que se encuentra en los poros, como por las partículas sólidas, lo cual bajo la teoría de elasticidad, se conoce como suelo poro-elástico.

Relaciones de las deformaciones con los esfuerzos y la presión de poro

Los desplazamientos del suelo, aceptando una deformación pequeña, en función de las componentes se pueden escribir como:

$$e_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad , \quad e_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad , \quad e_z = \frac{\partial w}{\partial z}\tag{Ec. II-2}$$

$$\gamma_x = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \quad , \quad \gamma_y = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \quad , \quad \gamma_z = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\tag{Ec. II-3}$$

donde e_x, e_y, e_z son las deformaciones lineales del suelo en las direcciones x, y, z , y $\gamma_x, \gamma_y, \gamma_z$ las deformaciones angulares.

Debido a que el suelo se supone elástico e isotrópico, las relaciones esfuerzo-deformación pueden ser representadas con la teoría de elasticidad por medio de la ley de Hooke en función del módulo de Young (E), el módulo de cortante (G) y la relación de Poisson (ν):

$$e_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_y + \sigma_z) ,$$

$$e_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_z) ,$$

$$e_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_y) \quad \text{Ec. II-4}$$

$$\gamma_x = \frac{\tau_x}{G} , \quad \gamma_y = \frac{\tau_y}{G} , \quad \gamma_z = \frac{\tau_z}{G} \quad \text{Ec. II-5}$$

donde

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \text{Ec. II-6}$$

A partir de estas expresiones, se pueden obtener los esfuerzos normales y cortantes:

$$\sigma_x = 2G \left[e_x + \frac{\nu}{1 - 2\nu} \varepsilon \right] ,$$

$$\sigma_z = 2G \left[e_z + \frac{\nu}{1 - 2\nu} \varepsilon \right] ,$$

$$\sigma_y = 2G \left[e_y + \frac{\nu}{1 - 2\nu} \varepsilon \right] \quad \text{Ec. II-7}$$

$$\tau_x = \gamma_x G , \quad \tau_y = \gamma_y G , \quad \tau_z = \gamma_z G \quad \text{Ec. II-8}$$

donde ε es la expansión volumétrica.

$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \quad \text{Ec. II-9}$$

Bajo estas condiciones, los esfuerzos normales son igual a los esfuerzos efectivos en las partículas sólidas ($\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z$).

Como ya se mencionó, los esfuerzos son soportados por las partículas sólidas, pero también por el agua que se encuentra en los poros. Para considerar este fenómeno, el cálculo de los esfuerzos

normales debe incluir no sólo la aportación de los sólidos, sino también la presión ejercida por el agua (presión de poro), la cual Biot llama σ (en función de la nomenclatura empleada en este trabajo, será representada por p). Las relaciones esfuerzo-deformación, para los esfuerzos normales en un suelo poro-elástico, resultantes bajo este supuesto, pueden escribirse como lo presentan Sumer y Fresøe (2002):

$$\begin{aligned}\sigma_x &= 2G \left[e_x + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right] - p, \\ \sigma_z &= 2G \left[e_z + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right] - p, \\ \sigma_y &= 2G \left[e_y + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right] - p\end{aligned}\tag{Ec. II-10}$$

Para el caso de los esfuerzos cortantes, las relaciones no cambian, debido a que estos son soportados únicamente por los sólidos.

Ecuaciones de gobierno generales para la consolidación

Las ecuaciones diferenciales que describen la distribución de los esfuerzos, el contenido de agua y los desplazamientos del suelo en función del tiempo se obtienen sustituyendo las relaciones esfuerzo-deformación (Ec. II-10) en las condiciones de equilibrio (Ec. II-1):

$$G\nabla^2 u + \frac{G}{(1-2\nu)} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} = \frac{\partial p}{\partial x}\tag{Ec. II-11}$$

$$G\nabla^2 v + \frac{G}{(1-2\nu)} \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} = \frac{\partial p}{\partial y}\tag{Ec. II-12}$$

$$G\nabla^2 w + \frac{G}{(1-2\nu)} \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} = \frac{\partial p}{\partial z}\tag{Ec. II-13}$$

donde las variables desconocidas son u , v , w , p , por lo que se requiere otra ecuación para encontrar la solución. Esto se logra empleando la ley de Darcy de gobierno para el flujo de agua en un medio poroso, con la cual se pueden escribir las componentes de la tasa de velocidad de dicho flujo (V_x, V_y, V_z) en función del gradiente de presión por el cual se genera (Sumer y Fresøe, 2002):

$$V_x = -\frac{K}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial x}, \quad V_y = -\frac{K}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial y}, \quad V_z = -\frac{K}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial z}\tag{Ec. II-14}$$

donde K es el coeficiente de permeabilidad del suelo hidráulicamente isotrópico y γ_w el peso específico del agua.

A partir de estas expresiones, la ecuación conservación de masa del agua en los poros es:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon + \frac{n}{K'} p \right) + \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \quad \text{Ec. II-15}$$

donde n es la porosidad del suelo y K' el módulo de elasticidad de masa aparente del agua, el cual es igual al módulo real (K_w), para el caso de un suelo totalmente saturado ($S_r=1$) debido a la relación que existe entre ellos $\left(\frac{1}{K'} = \frac{1}{K_w} + \frac{1-S_r}{P_{w0}} \right)$. El primer término de la Ec. II-15 representa el incremento en el volumen de agua, $\frac{\partial \varepsilon}{\partial x}$ debido a la expansión de las partículas sólidas, y $\frac{\partial n}{\partial x} \frac{p}{K'}$ debido a la compresibilidad misma del agua.

Finalmente, se obtiene la llamada ecuación de almacenamiento combinando la Ec. II-13 y Ec. II-15:

$$\frac{K}{\gamma_w} \nabla^2 p = \frac{n}{K'} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad \text{Ec. II-16}$$

II.1.2.1.2 Condiciones de frontera para el caso bidimensional de un estrato de espesor finito

Las condiciones de frontera necesarias para la solución de las ecuaciones de gobierno están en función de sus incógnitas: los esfuerzos normales efectivos, los esfuerzos cortantes, los desplazamientos y la presión de poro. Para el caso mostrado en la Figura II-3, la presión de poro inducida oleaje puede describirse mediante la teoría lineal de ondas de pequeña amplitud sobre fondo horizontal (Anexo B).

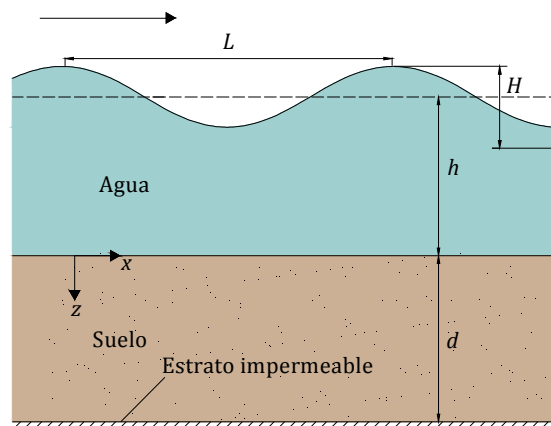


Figura II-3 Suelo de espesor finito bajo la acción del oleaje (Modificada de Sumer y Fredsøe, 2002)

Así, se tiene

$$\text{para } z = 0 \rightarrow p = p_0 \cos(kx - \omega t) , \sigma'_z = 0 , \tau_y = 0 \quad \text{Ec. II-17}$$

$$\text{para } z = d \rightarrow \frac{\partial p}{\partial z} = 0 , u = 0 , w = 0 \quad \text{Ec. II-18}$$

donde p_0 es la amplitud máxima de la presión de poro ejercida sobre el fondo, k es el número de onda y ω la frecuencia angular del oleaje de altura H y periodo T .

$$p_0 = \frac{\gamma_w H}{2 \cosh kh} \quad \text{Ec. II-19}$$

$$k = \frac{2\pi}{L} \quad \text{Ec. II-20}$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad \text{Ec. II-21}$$

II.1.2.1.3 Solución de las ecuaciones de gobierno para el caso bidimensional de un estrato de espesor finito

La solución general de Hsu y Jeng (1994) fue presentada para el caso tridimensional de un estrato finito horizontal, hidráulicamente anisotrópico, no saturado y sometido a un oleaje de cresta corta producido por dos componentes de propiedades iguales incidiendo sobre una pared vertical. Dentro del mismo trabajo se encuentran las soluciones bidimensionales para ondas progresivas y estacionarias (sólo una componente del número de onda diferente de cero) para un suelo anisotrópico y no saturado. Además, expone las simplificaciones requeridas para el análisis en condiciones de isotropía y saturación del suelo. A continuación se presentan las ecuaciones resultantes de la aplicación de estas simplificaciones, para los casos bidimensionales de ondas progresivas y estacionarias.

Ondas progresivas

Los desplazamientos, la presión de poro inducida por el oleaje y los esfuerzos una determinada profundidad z , para este caso son:

$$u = \frac{ip_0}{2Gk} [(C_1 - C_2 kz)e^{-kz} + (C_3 - C_4 kz)e^{kz} + k^2(C_5 e^{-\delta z} + C_6 e^{\delta z})] e^{i(kx - \omega t)} \quad \text{Ec. II-22}$$

$$w = \frac{p_0}{2Gk} \{ [C_1 - (1 + kz)C_2]e^{-kz} - [C_3 + (1 - kz)C_4]e^{kz} + k\delta(C_5e^{-\delta z} - C_6e^{\delta z}) \} e^{i(kx - \omega t)}$$

Ec. II-23

$$p = \frac{p_0}{1 - 2\nu} \{ (1 - 2\nu)(C_2e^{-kz} - C_4e^{kz}) + (1 - \nu)(\delta^2 - k^2)(C_5e^{-\delta z} + C_6e^{\delta z}) \} e^{i(kx - \omega t)}$$

Ec. II-24

$$\sigma'_x = -p_0 \left\{ (C_1 - C_2kz)e^{-kz} + (C_3 - C_4kz)e^{kz} + \left[k^2 - \frac{\nu(\delta^2 - k^2)}{1 - 2\nu} \right] (C_5e^{-\delta z} + C_6e^{\delta z}) \right\} e^{i(kx - \omega t)}$$

Ec. II-25

$$\sigma'_z = p_0 \left\{ (C_1 - C_2kz)e^{-kz} + (C_3 - C_4kz)e^{kz} + \frac{1}{1 - 2\nu} [\delta^2(1 - \nu) - k^2\nu] (C_5e^{-\delta z} + C_6e^{\delta z}) \right\} e^{i(kx - \omega t)}$$

Ec. II-26

$$\tau_y = ip_0 \{ (C_1 - kzC_2)e^{-kz} - (C_3 - kzC_4)e^{kz} + k\delta(C_5e^{-\delta z} - C_6e^{\delta z}) \} e^{i(kx - \omega t)}$$

Ec. II-27

Ondas estacionarias

$$v = \frac{-p_0}{2Gk} \{ (C_1 - C_2kz)e^{-kz} + (C_3 - C_4kz)e^{kz} + k^2(C_5e^{-\delta z} + C_6e^{\delta z}) \} \sin ky e^{-i\omega t}$$

Ec. II-28

$$w = \frac{p_0}{2Gk} \{ [C_1 - (1 + kz)C_2]e^{-kz} - [C_3 + (1 - kz)C_4]e^{kz} + k\delta(C_5e^{-\delta z} - C_6e^{\delta z}) \} \cos ky e^{-i\omega t}$$

Ec. II-29

$$p = \frac{p_0}{1 - 2\nu} \{ (1 - 2\nu)(C_2e^{-kz} - C_4e^{kz}) + (1 - \nu)(\delta^2 - k^2)(C_5e^{-\delta z} + C_6e^{\delta z}) \} \cos ky e^{-i\omega t}$$

Ec. II-30

$$\sigma'_y = -p_0 \left\{ (C_1 - C_2 kz)e^{-kz} + (C_3 - C_4 kz)e^{kz} + \left[k^2 - \frac{\nu(\delta^2 - k^2)}{1 - 2\nu} \right] (C_5 e^{-\delta z} + C_6 e^{\delta z}) \right\} \cos ky e^{-i\omega t} \quad \text{Ec. II-31}$$

$$\sigma'_z = p_0 \left\{ (C_1 - C_2 kz)e^{-kz} + (C_3 - C_4 kz)e^{kz} + \frac{1}{1 - 2\nu} [\delta^2(1 - \nu) - k^2\nu] (C_5 e^{\delta z} + C_6 e^{-\delta z}) \right\} \cos ky e^{-i\omega t} \quad \text{Ec. II-32}$$

$$\tau_x = p_0 \{ (C_1 - kzC_2)e^{-kz} - (C_3 - kzC_4)e^{kz} + k\delta(C_5 e^{-\delta z} - C_6 e^{\delta z}) \} \sin ky e^{-i\omega t} \quad \text{Ec. II-33}$$

donde $\delta^2 = k^2 - \frac{i\omega\gamma_w}{K} \left(\frac{1-2\nu}{2G(1-\nu)} \right)$ y los coeficientes C_i se encuentran en el Apéndice A.

II.1.3 Presión de poro residual o en aumento

A continuación se expone el planteamiento de las ecuaciones de gobierno, las condiciones de frontera y diferentes soluciones para el cálculo de la presión de poro, promediada en el periodo, que es acumulada en el suelo debido a la influencia del oleaje propagándose sobre él.

II.1.3.1 Ecuaciones de gobierno

Sumer y Fresøe (2002) presentan la deducción de las ecuaciones de gobierno de la presión de poro residual promediada en el periodo, a partir de las ecuaciones de Biot y la ecuación de almacenamiento descritas en la sección III.1.2.1.1, despreciando las variaciones en la dirección x . Bajos estas consideraciones, en la Ec. II-13 y la Ec. II-16:

$$\nabla^2 w = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \quad , \quad \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} = \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial z} + \frac{\partial^2 v}{\partial y \partial z} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \quad \text{Ec. II-34}$$

$$\nabla^2 p = \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} \quad , \quad \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial t} + \frac{\partial^2 v}{\partial y \partial t} + \frac{\partial^2 w}{\partial z \partial t} = \frac{\partial^2 w}{\partial z \partial t} \quad \text{Ec. II-35}$$

Por lo tanto, puede escribirse como:

$$G \frac{(2 - 2\nu)}{(1 - 2\nu)} \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} = \frac{\partial p}{\partial z} \quad \text{Ec. II-36}$$

$$\frac{K}{\gamma_w} \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = \frac{n}{K'} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial^2 w}{\partial z \partial t} \quad \text{Ec. II-37}$$

Derivando la Ec. II-36 respecto a t y la Ec. II-37 respecto a z , igualando el factor $\frac{\partial^2 p}{\partial z^2}$ que resulta común, e integrando respecto a z se obtiene:

$$\frac{\partial p}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + c \quad \text{Ec. II-38}$$

donde c_v es una constante llamada coeficiente de consolidación y c es una constante de integración.

$$c_v = \frac{GK}{\gamma_w} * \frac{(2 - 2\nu)}{(1 - 2\nu) + (2 - 2\nu) \frac{nG}{K'}} \quad \text{Ec. II-39}$$

Finalmente, la ecuación de gobierno para acumulación de la presión de poro promediada en el periodo o residual es:

$$\frac{\partial \bar{p}}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 \bar{p}}{\partial z^2} + f \quad \text{Ec. II-40}$$

donde f es el término fuente y $\bar{p} = \frac{1}{T} \int_t^{t+T} p dt$

II.1.3.2 Condiciones iniciales y de frontera

Para el caso mostrado en la Figura II-3 para el valor de la presión de poro promediada en el periodo, las condiciones iniciales son:

$$\bar{p}(z, 0) = 0 \quad \text{Ec. II-41}$$

$$\bar{p}(0, t) = 0 \quad \text{Ec. II-42}$$

Y la condición de frontera, para el fondo impermeable, es:

$$\frac{\partial \bar{p}(d, t)}{\partial z} = 0 \quad \text{Ec. II-43}$$

II.1.3.3 Soluciones

II.1.3.3.1 Término fuente

El término fuente de la Ec. II-40 representa la tasa de generación de la presión de poro, la cual puede sumirse lineal o no lineal. Si se asume lineal, sabiendo que al inicio la presión de poro es igual a cero y se considera que la licuefacción (sección III.4.2.1) se presentará en el suelo después de cierto número de ciclos (N_t) cuando esta presión llegue a ser igual al esfuerzo efectivo normal principal inicial (σ'_0), la variación de la presión de poro en el periodo (f) respecto al número de ciclos es:

$$f = \frac{\sigma'_0}{N_t T} \quad \text{Ec. II-44}$$

El esfuerzo efectivo normal principal inicial puede calcularse como:

$$\sigma'_0 = \gamma' z \frac{1 + 2k_0}{3} \quad \text{Ec. II-45}$$

donde k_0 es el coeficiente de presión lateral en reposo, que está relacionado con el ángulo de fricción interna (φ) y γ' peso específico sumergido del suelo, que puede obtenerse en función del el peso específico del agua (γ_w) y el peso específico saturado del suelo (γ_{sat}).

$$k_0 = 1 - \sin \varphi \quad \text{Ec. II-46}$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \gamma_w n + \gamma_s (1 - n) - \gamma_w \quad \text{Ec. II-47}$$

donde n es la porosidad de la masa de suelo.

El número de ciclos necesarios para licuar al suelo puede calcularse como (Cheng, 2001):

$$N_t = \left(\frac{1}{\alpha} \frac{\tau}{\sigma'_0} \right)^{1/\beta} \quad \text{Ec. II-48}$$

donde τ es la amplitud del esfuerzo cortante inducido por el oleaje y α , β son parámetros del suelo que dependen del tipo de suelo y la densidad relativa (McDougal *et al.* 1989).

Finalmente, el término fuente puede escribirse como:

$$f = \frac{\sigma'_0}{T} \left(\frac{1}{\alpha} \frac{\tau}{\sigma'_0} \right)^{-1/\beta} \quad \text{Ec. II-49}$$

II.1.3.3.2 Presión de poro en aumento promediada en el periodo

Una solución analítica para la ecuación de gobierno del aumento de la presión de poro promediada en el periodo (Ec. II-40), es la de Sumer y Cheng (1999), la cual expone para un estrato de espesor infinito y para uno finito. Para el segundo caso:

$$\begin{aligned} \bar{p}(z, t) = \frac{2}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \sin \left[\left(m - \frac{1}{2} \right) \pi \frac{z}{d} \right] * \int_{t'=0}^{t c_v \left(\frac{\pi}{d} \right)^2} dt' \\ * \int_{\xi=0}^{\pi} \exp \left[-\frac{1}{4} (2m-1)^2 \left[c_v \left(\frac{\pi}{d} \right)^2 t - t' \right] \right] \sin \left[\left(m - \frac{1}{2} \right) \xi \right] g(\xi) d\xi \end{aligned} \quad \text{Ec. II-50}$$

donde

$$g(\xi) = \frac{1}{c_v} \left(\frac{d}{\pi} \right)^2 \frac{1}{T} \gamma' \frac{1+2k_0}{3} \xi \frac{d}{\pi} \left[\frac{1}{\alpha} \frac{3}{1+2k_0} \frac{\tau}{\gamma' \xi} \left(\frac{d}{\pi} \right) \right]^{-1/\beta} \quad \text{Ec. II-51}$$

Posteriormente, Cheng *et al.* (2001) presentan esta misma solución de dos formas: una reducida y otra normalizada. Además, proponen la solución analítica de equilibrio haciendo $t = \infty$ (Ec. II-52), y otra numérica para la ecuación de gobierno, empleando la discretización del método Crank-Nicolson (Ec. II-53).

$$\bar{p}(z, \infty) = \sum_{m=1}^{\infty} \sin \left[\left(m - \frac{1}{2} \right) \pi \frac{z}{d} \right] \frac{2}{K_n^2} \int_0^d \sin \left[\left(m - \frac{1}{2} \right) \pi \frac{z}{d} \right] \frac{d}{c_v} \frac{\sigma'_0}{T} \left(\frac{1}{\alpha} \frac{\tau(z)}{\sigma'_0} \right)^{-1/\beta} dz \quad \text{Ec. II-52}$$

donde $K_n = \frac{m-1/2}{\pi}$

$$\begin{aligned} \frac{\bar{p}(z, t + \Delta t) - \bar{p}(z, t)}{\Delta t} = \\ \frac{1}{2} c_v \left[\frac{\bar{p}(z + \Delta z, t + \Delta t) + \bar{p}(z - \Delta z, t + \Delta t) - 2\bar{p}(z, t + \Delta t)}{\Delta z^2} + f(z, t + \Delta t) \right] \\ + \frac{1}{2} c_v \left[\frac{\bar{p}(z + \Delta z, t) + \bar{p}(z - \Delta z, t) - 2\bar{p}(z, t)}{\Delta z^2} + f(z, t + \Delta t) \right] \end{aligned}$$

En esta última expresión se encuentra escrita tal como aparece Cheng *et al.* 2001 (sólo se ha intercambiado el símbolo p por \bar{p}). Se observan dos errores: el primero que se debe seguramente a un error de escritura ya que aparece un corchete que se supone agrupa en un factor a los primeros dos términos del lado derecho de la ecuación; y el segundo, debido a que en la Ec. II-40, el coeficiente de consolidación aparece multiplicanda únicamente a la segunda derivada de la presión respecto a z , y no al término fuente, como ocurre en este caso. Exponen también en dicho trabajo, el arreglo algebraico que permite la aplicación de la solución por medio de una una matriz tridiagonal o con un método iterativo, en la cual aparece nuevamente el coeficiente de consolidación multiplicando al término fuente.

Jeng et al. (2007) presentan una solución analítica similar a las ya descritas, y también una simplificación para el caso de un estrato poco profundo y una la solución numérica. Esta última que se escribe como (se ha intercambiado el símbolo u por \bar{p}):

$$\frac{\bar{p}(z, t + \Delta t) - \bar{p}(z, t)}{\Delta t} = \frac{1}{2} c_v \left[\frac{\bar{p}(z + \Delta z, t + \Delta t) - 2\bar{p}(z, t + \Delta t) + \bar{p}(z - \Delta z, t + \Delta t)}{\Delta z^2} + \frac{\bar{p}(z + \Delta z, t) - 2\bar{p}(z, t) + \bar{p}(z - \Delta z, t)}{\Delta z^2} \right] + \frac{1}{2} [f(z, t + \Delta t) + f(z, t)] \quad \text{Ec. II-54}$$

Y la condición de frontera es:

$$\frac{3\bar{p}(h, t + \Delta t) - 4\bar{p}(h - \Delta z, t + \Delta t) + \bar{p}(h - 2\Delta z, t + \Delta t)}{2\Delta z} = 0 \quad \text{Ec. II-55}$$

En ella aparece, como ya se mencionó, el coeficiente de consolidación multiplicando sólo al término fuente.

Para todas las soluciones presentadas, el cálculo del esfuerzo cortante se plantea utilizando la solución de Hsu y Jeng (1994) (Ec. II-27), el cual puede inducir a un error importante en el cálculo de la acumulación en la presión de poro si no es obtenido adecuadamente.

II.1.4 Inestabilidad en el fondo

II.1.4.1 Falla por -cortante

Cuando el esfuerzo cortante inducido por el oleaje en el suelo supera la resistencia al corte del suelo, se presentará la falla y las partículas serán movidas horizontalmente. El modo de fallo

dependerá de la distribución espacial de la falla inducida y de la resistencia del suelo. La determinación de esta condición puede ser determinada empleando el criterio de Mohr-Coulomb. Entre los trabajos realizados para el análisis de la estabilidad del fondo de acuerdo al estado de esfuerzos, puede mencionarse el de Henkel de 1970, en el cual realiza un análisis de esfuerzos totales en el delta Birdfoot del Missisipi, para el caso de un equilibrio limitado y una superficie circular de falla bajo la acción de ondas estacionarias. Rahman en 1991 concluye que es poco probable que suelos arenosos presenten este tipo de falla, contrario al caso de suelos cohesivos. Especial interés ha atraído el estudio de la interacción de las estructuras con el fondo y el oleaje cuando se presenta una falla por cortante, como el trabajo de Bea en 1975 realizado para el análisis de los efectos provocados por el paso del huracán Camille de 1969; también puede mencionarse el trabajo de Sulisz en 1995 sobre estabilidad cimentaciones de diques verticales de acuerdo al efecto de la permeabilidad. Jeng (1997) investigó la estabilidad de rompeolas para el caso de la falla por cortante y por licuefacción, basado en la solución de Hsu y Jeng (1994).

II.1.4.2 Licuefacción

II.1.4.2.1 Licuefacción residual

El proceso que puede llevar al suelo a la falla por licuefacción residual es el aumento en la presión de poro, que como ya se mencionó, puede alcanzar un valor tal que supere la resistencia del suelo provocando que las partículas sólidas pierdan la estructura consolidada en la que se encontraban y queden completamente libres, permitiendo así que el suelo se comporte como un fluido. Por lo tanto, los modelos teóricos que consideran este fenómeno son los que analizan el aumento en la presión de poro (sección II.1.1.2). Este aumento puede deberse no sólo a la acción del oleaje, sino también a terremotos; a choques causados, por ejemplo, por fallas repentinas de pendientes; o por movimientos oscilatorios de las estructuras bajo cargas cíclicas (Sumer y Fresøe 2002).

Sumer *et al.* (2012), reportan la existencia de dos criterios para definir el estado de licuefacción residual: el primero, afirma que se llega a este estado a cierta profundidad cuando la presión de poro acumulada alcanza un valor máximo que supera el esfuerzo efectivo inicial a esa profundidad; para el segundo, el umbral que debe superar la presión es igual al esfuerzo efectivo normal principal inicial (Ec. II-45), el cual es menor a la presión de poro máxima que alcanza. En este trabajo concluye, a partir de una investigación experimental, que el segundo criterio es el que da una mejor aproximación.

II.1.4.2.2 Licuefacción momentánea

Este tipo de licuefacción ocurre con el paso del valle de la ola, durante el cual, la presión de poro tiene un signo negativo (Figura II-4). En suelos no saturados, el gradiente de presión que se

genera es muy grande, especialmente en profundidades bajas, debido a que en estas condiciones el suelo contiene aire atrapado que permite que la presión sea disipada a una tasa más alta con el aumento de la profundidad (contenidos incluso menores a 1% pueden causar una gran disipación), lo que implica que un importante incremento en la presión puede ser generado en la capa superior del suelo durante el paso del valle. Si este incremento excede el peso sumergido del suelo, el suelo fallará y como resultado licuará. De esta forma, durante el resto del periodo, el suelo permanecerá en un estado no licuado. En suelos completamente saturados este tipo de falla es poco probable, pues el gradiente de presión no es muy grande (Sumer y Fredsøe 2002).

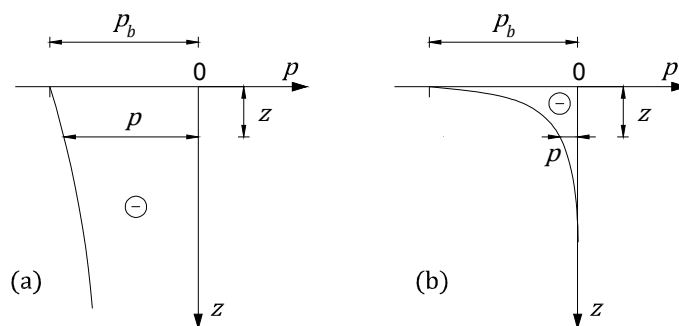


Figura II-4 Distribución típica de la presión de poro durante el paso del valle de la ola
(a) Suelo saturado (b) Suelo no saturado (Modificada de Sumer y Fredsøe, 2002)

II.2 Modelos físicos

El estudio experimental del comportamiento del suelo ante la acción del oleaje ha sido desarrollado ampliamente, tanto para materiales arenosos como finos, bajo diferentes condiciones de modelos y metodologías. En laboratorio, estos experimentos se han realizado en canales de oleaje, con ensayos de compresión y bajo modelado centrífugo. Los ensayos de compresión han sido llevados a cabo particularmente por ingenieros geotécnicos, dando especial interés a las características del suelo. Por otro lado, los modelos centrífugos han comenzado a realizarse por la problemática que implica el realizar los experimentos bajo un solo ambiente de aceleración gravitacional, pero aún resulta especialmente complejo de implementar tanto la instrumentación, como la generación de oleaje de manera controlada. Finalmente, los ensayos en canales de oleaje han sido llevados a cabo en numerosas investigaciones realizadas por ingenieros costeros (Jeng, 2013); a continuación se mencionan trabajos que incluyen condiciones similares a las empleadas en el presente estudio (Capítulo III), con la finalidad de proporcionar un marco de referencia para los mismos.

Maa y Mehta (1987)

- Descripción: trabajo sobre erosión provocada por el oleaje realizado en un canal de 20 m de longitud, 0.46 m de ancho y 0.45 m de altura. El material fue colocado formando un fondo falso en 8 m de longitud (Figura II-5). Se realizó también una caracterización reológica del sedimento.
- Material empleado: caolinita comercial ($d_{50} = 1\mu\text{m}$) y lodo recabado en campo ($d_{50} = 2\mu\text{m}$).
- Preparación y colocación del material: la mezcla agua-suelo se realizó fuera del canal, y después fue vertida en el interior. El espesor del estrato varió entre 8 y 16 cm. No se reporta la concentración de la mezcla.
- Tiempo de consolidación: 2 a 14 días
- Condiciones de oleaje: olas progresivas monocromáticas propagándose en profundidades que variaron entre 17 y 28 cm, altura de ola entre 2.7 y 7.3 cm, y periodos entre 1.0 y 1.9 s.
- Mediciones realizadas: amplitud de las olas, periodo, presión dinámica en el fondo, concentración del sedimento en la columna de agua y en el fondo, componentes horizontales de la velocidad orbital.
- Duración de la acción del oleaje: entre 3 y 7.3 horas.
- Comparación con un modelo teórico: se utilizó un modelo hidrodinámico multicapa que considera al material viscoelástico para evaluar el esfuerzo cortante en el fondo.
- Conclusiones de interés: la fluidización del lodo es determinante para la erosión inducida por el oleaje y para la tasa de transporte de sedimento, lo cual es confirmado por las concentraciones medidas, que variaron entre 10^4 y 10^5 mg/L en el lodo fluido, y entre 10^2 y 10^3 mg/L cerca de la superficie. Fue observado que el material erosionado permanece en suspensión en las cercanías de donde fue desprendido, por lo tanto, la acción de corrientes provocaría que fuera transportando horizontalmente. Se encontró una variación espacial, en sentido del flujo, para el proceso de erosión debido a que la energía del oleaje es disipada dentro del lodo con la distancia.

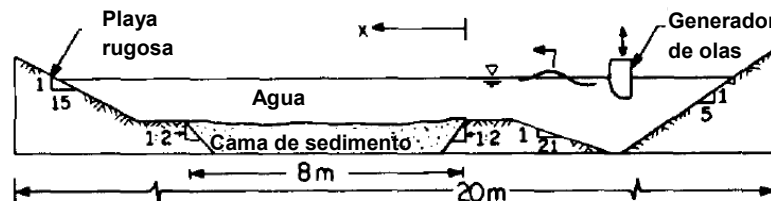


Figura II-5 Modelo físico de Maa y Mehta (1987)

Lindenberg, van Rijn y Winterwerp (1989)

- Descripción: realización de ensayos sobre licuefacción inducida por el oleaje sobre material cohesivo colocado en un canal de 17 m de largo, 0.30 m de ancho y 0.50 m de alto. El material fue depositado formando un fondo falso en 10 m de longitud (Figura II-6).
- Material empleado: caolín comercial ($d_{50} = 4\mu\text{m}$), arena fina ($d_{50} = 100\mu\text{m}$) y mezclas (75% caolinita y 25% arena). Se presenta además, la composición química de estos materiales.
- Preparación y colocación del material: la mezclas sedimento-agua fueron realizadas en un mezclador colocado fuera del canal y posteriormente se llenó la sección de ensayos con una suspensión uniforme. La concentración media inicial fue de 500 kg/m^3 para la caolinita y 600 kg/m^3 para la mezcla con arena.
- Tiempo de consolidación: 3 días, después de los cuales se formó una capa de 0.05 m de espesor y un concentración media de 640 kg/m^3 para la caolinita y 790 kg/m^3 para la mezcla. El oleaje se generó en diferentes fases para un mismo material, con tiempos de consolidación de 20 a 40 horas entre ellas.
- Condiciones de oleaje: olas regulares progresivas, profundidad del agua (31 ‰ de salinidad) de 0.25 m, alturas de ola de 0.048 m y 0.070 m, y periodos de 2.5 y 1.5 s.
- Mediciones realizadas: superficie libre (sensor de conductividad), velocidades horizontales instantáneas (anemómetro láser-Doppler), concentraciones (métodos del sifón, óptico y de la pipeta), espesor de la capa fluida (por observación), presión de poro (generada por un dispositivo agitador).
- Duración de la acción del oleaje: dos fases de 3 horas cada una.
- Comparación con un modelo teórico: se utilizó el modelo propuesto por Yamamoto *et al.* en 1978.
- Conclusiones de interés: el proceso de licuefacción en la cama de caolinita resultó similar al que ocurre en la arena y puede ser descrito por métodos desarrollados para suelos no-cohesivos.

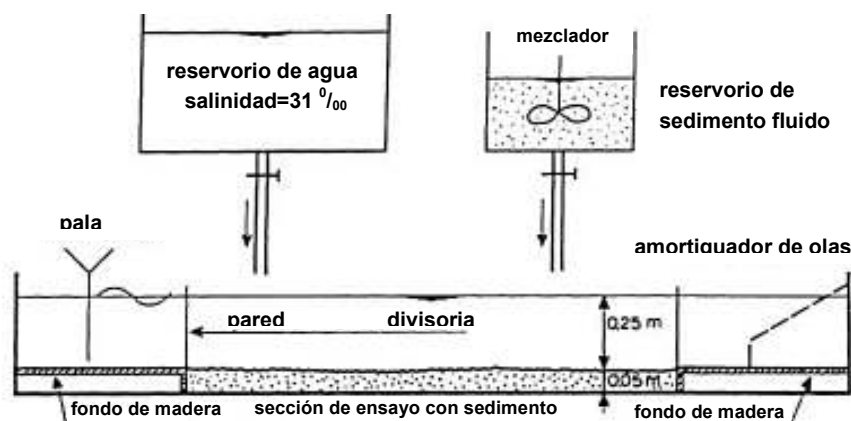


Figura II-6 Modelo físico de Lindenberg, van Rijn y Winterwerp (1989)

Foda y Tzang (1994)

- Descripción: se desarrollaron ensayos en un canal de 54.8 m de largo, 2.4 de ancho y 1.5 de alto, en los cuales clasificó la respuesta fluida del suelo como resonante y no resonante (Figura III-7). Se colocó un fondo falso de 12.2 m y 2.4 m de ancho, dentro del cual el material fue depositado en una bandeja de madera de 3 m de largo, 0.9 m de ancho y 0.6 de alto.

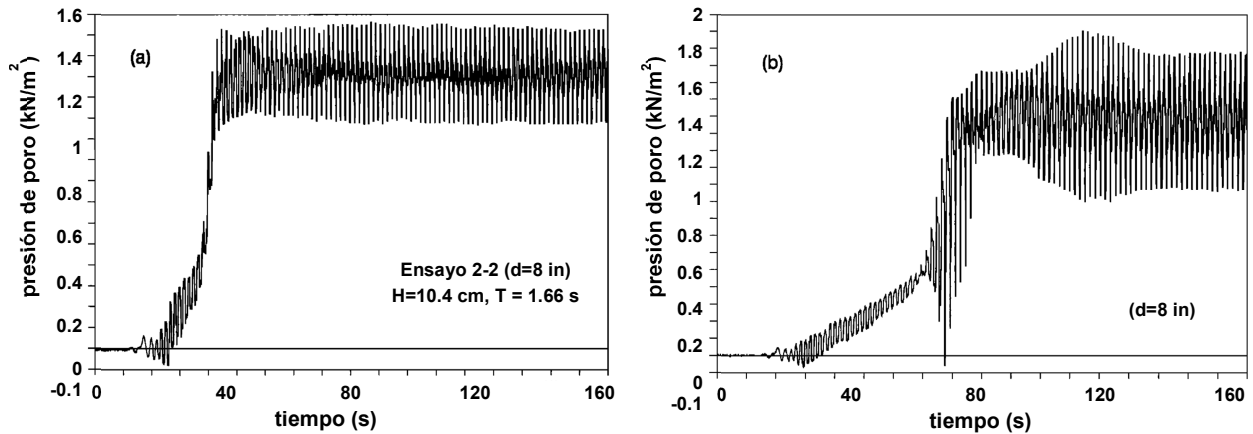


Figura II-7 Registros de presión de poro (a) fluidización no resonante (b) fluidización resonante (Foda y Tzang, 1994)

- Material empleado: limo comercial ($d_{50} = 0.05\text{mm}$).
- Preparación y colocación del material: la mezcla agua-sedimento se preparó en un contenedor y después fue colocada por capas cuidadosamente en la bandeja hasta llenarla, entre cada capa se dejó un tiempo de consolidación para drenar la capa de agua que yacía sobre el suelo. No se reporta la concentración de la mezcla.
- Tiempo de consolidación: después de llenada la bandeja se dejó consolidar por varias horas para llenar posteriormente el canal; después, se dejó consolidar por 2 días más. El contenido de agua final osciló entre 0.374 y 0.423. El oleaje se generó en diferentes fases para un mismo material, con tiempos de consolidación de 1 a 5 días entre ellas.
- Condiciones de oleaje: olas regulares progresivas, profundidad de 0.50 m de agua, alturas de ola entre 5.6 y 12.1 cm, y periodos entre 1.37 y 2.21 s.
- Mediciones realizadas: presión de poro (de 2 a 3 columnas, al centro de 4 sensores, y el resto de 2 o 3 sensores cerca de las paredes de la bandeja) y superficie libre.
- Duración de la acción del oleaje: de 180 a 260 segundos.
- Comparación con un modelo teórico: aplicación del modelo propuesto por Mei y Foda en 1981 cuando el suelo no presenta fluidización. Aplicación de un modelo viscoelástico para el análisis de la respuesta post-fluidización (no lograron una adecuada aproximación).

- Conclusiones de interés: la respuesta de fluidización no resonante sólo se presenta en un suelo que previamente ha sido fluidizado de manera resonante, lo cual ocurre debido a la rotura del esqueleto del suelo mediante la acción de los esfuerzos provocados por la amplificación resonante del drenado.

de Wit (1995)

- Descripción: se presenta un análisis teórico y experimental del efecto del oleaje y las corrientes inducidas en lodos, realizados en un canal de oleaje-corriente (Figura III-8) y también un análisis sobre el inicio de la licuefacción, desarrollado en un túnel oscilante de agua. El canal tiene 40 m de largo, 0.80 m de ancho y 0.80 m de alto. La sección de ensayo fue de 8 m de longitud, con un espesor aproximadamente de 0.20 del material.
- Material empleado: dos arcillas artificiales, caolín y arcilla Westland. Se determinaron diferentes propiedades físico-químicas de estos materiales.
- Preparación y colocación del material: se realizaron 3 m³ de mezcla agua-sedimento en un mezclador colocado fuera del canal y posteriormente se llenó la sección de ensayos con una suspensión uniforme que alcanzaba 0.42 m de profundidad. La concentración inicial fue de 275 kg/m³ para el caolín y 135 kg/m³ para la arcilla Westland. Ya colocada en el canal, se mezcló nuevamente durante 2 horas.
- Tiempo de consolidación: entre 1 y 14 días, dependiendo el tipo y fase del ensayo.
- Condiciones de oleaje: olas regulares y progresivas, profundidad del agua de 0.30 m, periodo de 1.5 s y alturas de ola entre 15 y 93 mm. El oleaje se alternó y combinó con corrientes de velocidades entre 5 y 22 cm/s.
- Mediciones realizadas: presión (4 sensores a diferentes profundidades y no sobre la misma vertical), superficie libre, velocidades del oleaje y de las corrientes, concentración.
- Duración de la acción del oleaje: periodos de 1, 1.5 y 4 horas, en diferentes fases.
- Comparación con un modelo teórico: se utilizó un modelo poro-elástico para estimar los esfuerzos cortantes inducidos por el oleaje.
- Conclusiones de interés (para los ensayos realizados en el canal): en los registros del cambio de presión se observó una disminución transitoria que se atribuye a la ruptura de la estructura del suelo provocada por los esfuerzos cortantes inducidos por el oleaje. Debido al peso de la capa superior de suelo, la presión de poro incrementa gradualmente para compensar la reducción de los esfuerzos efectivos después de la ruptura, este exceso de presión no es disipado directamente dada la baja permeabilidad del suelo, lo cual provoca la fluidización del material (proceso de licuefacción). Para el caso del caolín, después del aumento se observó que la presión se mantuvo en un valor máximo, a diferencia de la arcilla Westland, en el que se presentó una disminución, debida probablemente a que su permeabilidad es más baja. Se compararon las presiones registradas contra el caso en que el esfuerzo efectivo del suelo es

nulo, encontrando que este es mayor a las mediciones, indicando que los esfuerzos pueden encontrarse aún presentes. Durante la consolidación, hay presión de poro en exceso, y ya que los ensayos se iniciaron antes de finalizado este proceso, las mediciones se realizaron relativas a la presión que existía en ese momento, por los esfuerzos efectivos sí podrían ser cero.

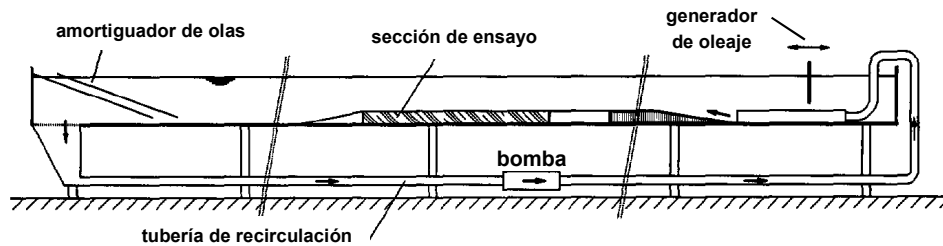


Figura II-8 Modelo físico: canal de oleaje-corriente (de Wit, 1995)

Tsai y Lee (1995)

- Descripción: se presenta un análisis teórico y experimental del efecto del oleaje incidente perpendicular al ser reflejado en un rompeolas, generando olas estacionarias, lo cual propicia de manera importante la socavación en las estructuras y una variación temporal y espacial en la respuesta del suelo, a diferencia del caso de ondas progresivas. El desarrollo experimental fue realizado en un canal de oleaje de 100 m de largo, 2 m de ancho y 2 m de alto. La simulación del rompeolas fue utilizando una pared vertical y la sección de ensayo fue de 2 m de longitud a partir de dicha pared, con un espesor de 0.50 m del material.
- Material empleado: arena ($d_{50} = 0.187\text{mm}$), además se reportan otras características físicas del material.
- Condiciones de oleaje: ondas estacionarias, profundidad del agua de 0.45 m sobre el material, periodos entre 1 y 3 s y alturas de ola incidentes entre 4 y 16 cm.
- Mediciones realizadas: presión de poro (1 fila y 1 columna de 5 transductores cada una, donde la fila coincide con el antinodo de la onda) y superficie libre.
- Comparación con un modelo teórico: aplicación de la teoría de consolidación de Biot.
- Conclusiones de interés: la variación espacial y temporal de la presión inducida por el oleaje arrojó buenos resultados al ser comparada con el modelo teórico. Un desfase entre la presión inducida y las presiones de poro en la arena no saturada es observado, mientras que en un suelo completamente saturado no se presenta tal fenómeno y la respuesta del fondo se vuelve independiente de la permeabilidad. La presión de poro bajo una condición totalmente saturada presenta valores más altos que el suelo parcialmente saturado, y este último tiene un mayor potencial de licuefacción bajo la acción del oleaje.

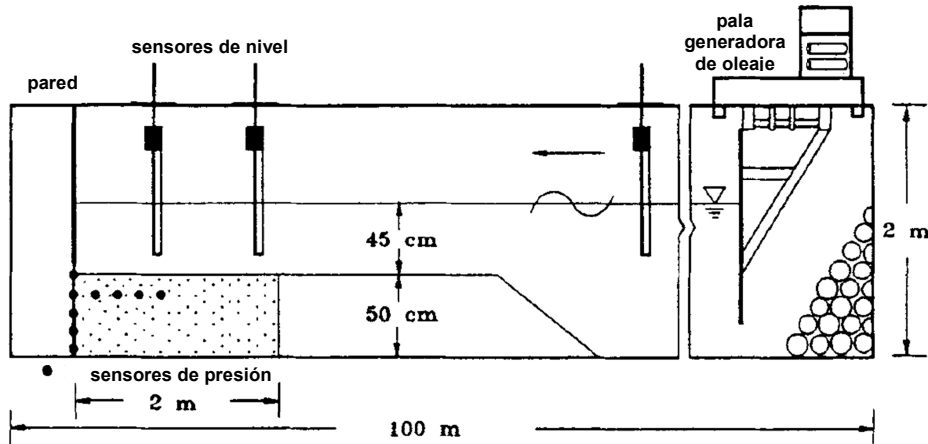


Figura II-9 Modelo físico de Tsai y Lee (1995)

Tzang (1998)

- Descripción: se desarrollaron ensayos en un canal de 54.8 m de largo, 2.4 m de ancho y 1.5 m de alto (el mismo utilizado por Foda y Tzang, 1994), en los cuales se comparó la respuesta no fluida de un material limoso con uno arenoso. Se colocó un fondo falso de 12.2 m y 2.4 m de ancho, dentro del cual el material fue depositado en una bandeja de madera de 1.5 m de largo, 0.46 m de ancho y 0.6 m de alto (Figura II-10).
- Material empleado: limo comercial ($d_{50} = 0.05$ mm) y arena ($d_{50} = 0.29$ mm)
- Preparación y colocación del material: la mezcla agua-sedimento se preparó en un contenedor y después fue colocada en la bandeja hasta llenarla, No se reporta la concentración de la mezcla.
- Tiempo de consolidación: un día después del llenado, se removió el exceso de material y se llenó el canal. Posteriormente, el suelo fue dejado para consolidar por 2 o 3 días más. El oleaje se generó en diferentes fases para un mismo material, con tiempos de consolidación de 0.5 y 19.5 horas entre ellas.
- Condiciones de oleaje: olas regulares progresivas, profundidad de 0.54 m de agua, alturas de ola entre 1.38 y 11.5 cm, y periodos entre 1.38 y 2.44 s.
- Mediciones realizadas: presión de poro (de 2 a 3 columnas de transductores, al centro y el resto cerca de las paredes de la bandeja) y superficie libre.
- Duración de la acción del oleaje: de 180 a 260 s.
- Comparación con un modelo teórico: aplicación del modelo propuesto por Mei y Foda en 1981.
- Conclusiones de interés: se determinó que la respuesta del limo es poro-elástica, similar a la de las arenas. La presión de poro inducida por el oleaje en el suelo limoso presentó oscilaciones regulares y un pequeño aumento respecto a la presión hidrostática, el cual incrementa ligeramente con la profundidad. Este aumento se presenta rápidamente en el suelo pero no es

suficiente para reducir los esfuerzos efectivos. Se observó una fluidización superficial causada por los esfuerzos ejercidos dentro de la capa límite y por la suspensión interna debida al drenado, esto para la respuesta no fluida del suelo limoso. Para el caso del limo, se encontró más material en suspensión a lo largo de la acción del oleaje, en comparación con el caso de la arena.

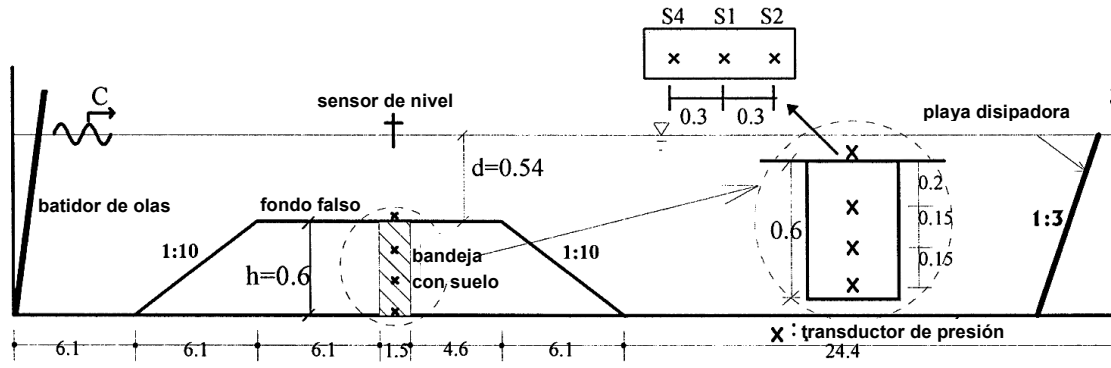


Figura II-10 Modelo físico de Tzang (1998)

van Kessel y Kranenbutg (1998)

- Descripción: presentan un análisis teórico y experimental sobre la licuefacción y el transporte de lodos inducidos por el oleaje. El trabajo experimental se realizó sobre una cama inclinada de lodos en un canal de oleaje de 40 m de largo, 0.80 m de ancho y 0.80 m de alto. La sección de ensayo fue de 4.67 m de longitud, 0.65 m de ancho, espesor de 0.12 m y una inclinación de 0.05 rad.
- Material empleado: caolín comercial (las propiedades se asumen igual a las determinadas por de Wit, 1995) y lodo natural ($d_{50} = 2 \mu\text{m}$). Las características del modelo y de los ensayos variaron entre cada material, debido a la cantidad limitada de lodo natural con que contaban, se mencionan sólo las empleadas para en ensayo con caolín.
- Preparación y colocación del material: se preparó una suspensión de agua (0.5 % NaCl)-sedimento con una concentración de 275 kg/m^3 que fue mezclada durante 2 semanas para dejar consolidar, al término de este tiempo se le dio la inclinación al fondo.
- Tiempo de consolidación: 1 semana
- Condiciones de oleaje: periodo de 1.65 s, amplitud de ola creciente de 0.004 m a 0.055 m, profundidad de 0.70 m de agua en el canal (de 0.25 a 0.50 sobre el material).
- Mediciones realizadas: presión de poro (3 sensores a diferentes profundidades), perfil de concentración, velocidades en la cama y sobre ella (medidores electromagnéticos de flujo) y superficie libre.
- Duración de la acción del oleaje: para cada altura de ola el tiempo la duración varió entre 420 y 890 s.

- Comparación con un modelo teórico: modelo matemático de flujo, en el cual se incluye el comportamiento reológico del lodo.
- Conclusiones de interés: para material que aún no ha sido sometido a esfuerzos efectivos mayores a los que se presentan por el estado mismo del suelo, un aumento en la presión de poro es generado durante el fallo, y la licuefacción ocurre. Los desplazamientos y velocidades de los lodos durante la licuefacción son muy difíciles de modelar, ya que sus propiedades constitutivas varían rápida y no linealmente en espacio y tiempo; en cambio, para el lodo ya fluido es más sencillo pues sus propiedades no sufren cambios repentinos. El flujo del material fluido generado por la licuefacción puede resultar en altas tasas de transporte en un periodo corto de tiempo. El mecanismo observado puede esperarse en zonas de deposición, donde las capas de material se encuentran en un proceso de consolidación, y no en zonas donde el material está sobre consolidado y ha sido sometido a esfuerzos mayores a los actuales, en estos casos prevalece la erosión gradual de la superficie en condiciones drenadas.

Sumer *et al.* (1999)

- Descripción: se realizó un estudio experimental sobre el hundimiento y flotación de tuberías ($D=40$ mm) y otros objetos (un cubo $D=55$ mm y una esfera $D=40$ y 69 mm) sobre un fondo limoso. Las pruebas se realizaron en un canal de 26.5 m de largo, 0.60 m de ancho y 0.80 m de alto. La sección de ensayo fue un caja de 0.17 m de profundidad, 0.9 m de largo y del ancho del canal, ubicada a 12 m del generador de olas (la superficie del sedimento coincidente con el fondo del canal); la superficie interior fue cubierta por un papel de rugosidad similar a la del suelo ensayado. Se realizaron también ensayos en un flujo sin perturbaciones y se analizó el efecto de una larga exposición al oleaje y de la historia de dicha exposición.
- Material empleado: limo ($d_{50} = 0.045$ mm), además se reportan otras características físicas del material.
- Preparación y colocación del material: se llenó la caja con agua para colocar el suelo dentro manualmente, mezclando para eliminar burbujas de aire y grumos. El espesor inicial del material fue entre 17.3 y 17.3 cm.
- Tiempo de consolidación: 3 horas, finalizando con un espesor de 17 cm.
- Condiciones de oleaje: ondas progresivas, periodo de 1.6 s, profundidad de 0.42 cm, altura de ola variable entre 6.6 y 16.6 cm. Además se realizaron pruebas con oleaje irregular de periodo pico de 2.3 s y altura de ola de 11.3 cm.
- Mediciones realizadas: presión de poro (cinco profundidades distintas en una misma vertical), superficie libre, el desplazamiento de las estructuras, concentraciones.
- Duración de la acción del oleaje: de 20 a 40 min, para el análisis del efecto de la historia de exposición, se realizaron corridas de 20 min con 10 min de separación.

- Comparación con un modelo teórico: para la presión en el fondo se utilizó la teoría lineal de ondas de pequeña amplitud, y para el criterio de licuefacción el utiliza como umbral el esfuerzo efectivo normal principal inicial.
- Conclusiones de interés: de los ensayos sin estructura, se observó que la presión de poro aumenta hasta alcanzar un valor máximo; mientras la acción del oleaje continúa su valor se mantiene y posteriormente comienza a disiparse hasta regresar al valor inicial. Dicho aumento es mayor conforme la profundidad aumenta (Figura II-11). Por otro lado, se identificó una altura de ola crítica a partir de la cual el suelo licuó; a mayor altura, la licuefacción se alcanzó con un menor número de olas. Se encontró también que la presión máxima alcanzada se reduce de manera importante cuando el suelo ha sido expuesto a la acción del oleaje previamente, lo cual se atribuye a que durante la primera exposición se presenta un reacomodo de las partículas sólidas, las cuales, para la siguiente exposición, cuenta con menos vacíos en los cuales reacomodarse y la presión de poros se acumula en menor cantidad.

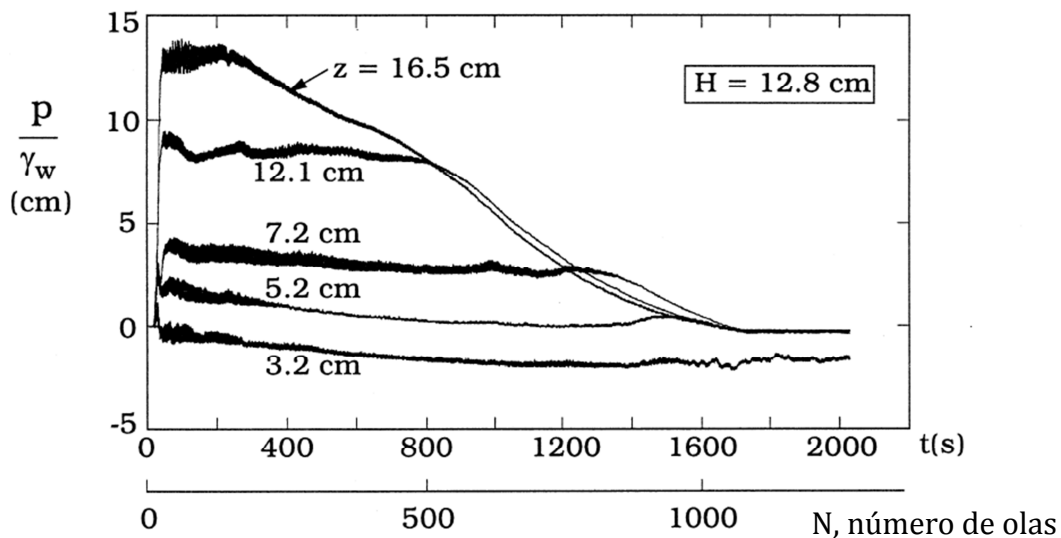


Figura II-11 Comportamiento de la presión de poro acumulada en largos periodos de tiempo (Sumer *et al.*, 1999)

Sumer *et al.* (2006b)

- Descripción: se realizó una investigación experimental del comportamiento de un limo bajo la acción del oleaje. Se analizó el desarrollo de la capa fluida y las características del movimiento orbital del sedimento licuado. El modelo experimental es el mismo al utilizado por Sumer *et al.* (1999), sólo que en este caso la profundidad del material fue de 17.5 cm.
- Material empleado: limo ($d_{50} = 0.06$ mm)
- Preparación y colocación del material: igual a lo descrito por Sumer *et al.* (1999).

- Tiempo de consolidación: ninguno.
- Condiciones de oleaje: alturas de ola entre 9 y 17 cm, periodo de 1.6 s, profundidad de 42 cm.
- Mediciones realizadas: presión de poro (cuatro profundidades distintas en una misma vertical), superficie libre, grabación de video, concentraciones y velocidades.
- Duración de la acción del oleaje: entre 20 y 30 min.
- Comparación con un modelo teórico: para el criterio de licuefacción el utiliza como umbral el esfuerzo efectivo normal principal inicial y el esfuerzo efectivo inicial.
- Conclusiones de interés: después del aumento en la presión de poro, durante la licuefacción, se observaron olas internas en la interfase agua-sedimento licuado. Posteriormente ocurre la disipación de la presión, compactación del sedimento bajo la acción del oleaje y finalmente, la formación de rizos. La compactación comienza en el fondo impermeable, gradualmente asciende debido a que el agua en los poros es drenada fuera del sedimento, y así se va disipando la presión de poro. Las formas de fondo encontradas resultaron iguales a las que se presentan si el suelo no tiene una historia de licuefacción. Concluye también que ninguno de los dos criterios de licuefacción empleados describen adecuadamente el fenómeno.

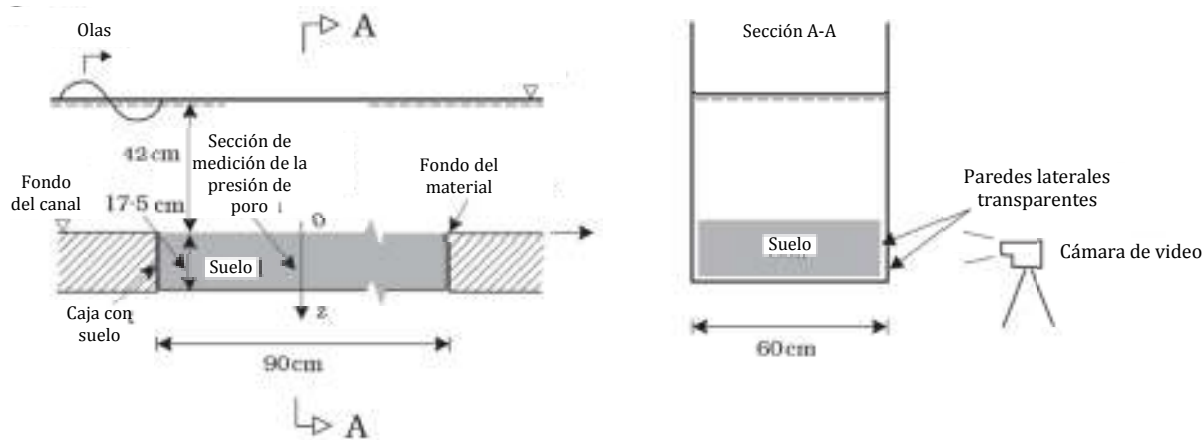


Figura II-12 Modelo físico de Sumer *et al.* (2006b)

Tzang y Ou (2006) y Tzang, Ou y Hsu (2009)

- Descripción: se realizaron ensayos para investigar las características de la respuesta de un suelo fluido (2006) y el fenómeno de suspensión de los sedimentos sobre un fondo fluido (2009). El canal tiene 37 m de largo, 1.2 m de alto y 1 m de ancho. El material fue depositado formando un fondo falso en 3 m de longitud.
- Material empleado: dos arenas finas ($d_{50} = 0.134$ mm y 0.092 mm), además se reportan otras características físicas del material.
- Preparación y colocación del material: la mezcla agua-sedimento fue preparada en un tanque revolvente y posteriormente fue colocado en la sección de ensayo, dejando un volumen en

exceso para asegurar el llenado de la sección de ensayo. No se reporta la concentración de la mezcla.

- Tiempo de consolidación: 1 día, después del cual se retiró el material en exceso para dejar una profundidad de 0.5 m, se llenó el canal y se dejó consolidar por 2 días más. El oleaje se generó en diferentes fases para un mismo material, con tiempos de consolidación de 0.25 a 120 horas entre ellas.
- Condiciones de oleaje: profundidades de 45 cm (para el material más grueso) o 50 cm (para ambos materiales), alturas de ola entre 7 y 13.5 cm, y periodos entre 1.40 y 1.80 s.
- Mediciones realizadas: presión de poro (6 a 7 transductores en la misma vertical), superficie libre y perfil de concentraciones.
- Duración de la acción del oleaje: entre 200 y 360 s.
- Comparación con un modelo teórico: se asume el comportamiento de una estructura porosa bifásica para el cálculo del esfuerzo total estático en el suelo.
- Conclusiones de interés: para la arena con $d_{50} = 0.134$ mm no se encontró respuesta fluida, por otro lado, en la arena con $d_{50} = 0.092$ mm se observaron también respuestas fluidas resonantes y no resonantes, como lo clasifican Foda y Tzang (1994), similares a las que éstos obtuvieron. Para la respuesta no fluida de la arena, no se observó una acumulación de poro, a diferencia del caso del limo empleado por Foda y Tzang (1994). Se encontró que un suelo con mayor contenido de finos, menor módulo de cortante y permeabilidad, y una capa límite más delgada, es más susceptible a la fluidización. El espesor de la capa fluida disminuye para respuestas fluidas repetidas, para periodos de consolidación más largos y para mayores profundidades de agua. Se determinó que la concentración de sedimento suspendido en un suelo que presenta fluidización resonante es mayor que para la respuesta no resonante, y para el caso de no fluidización, es relativamente baja.

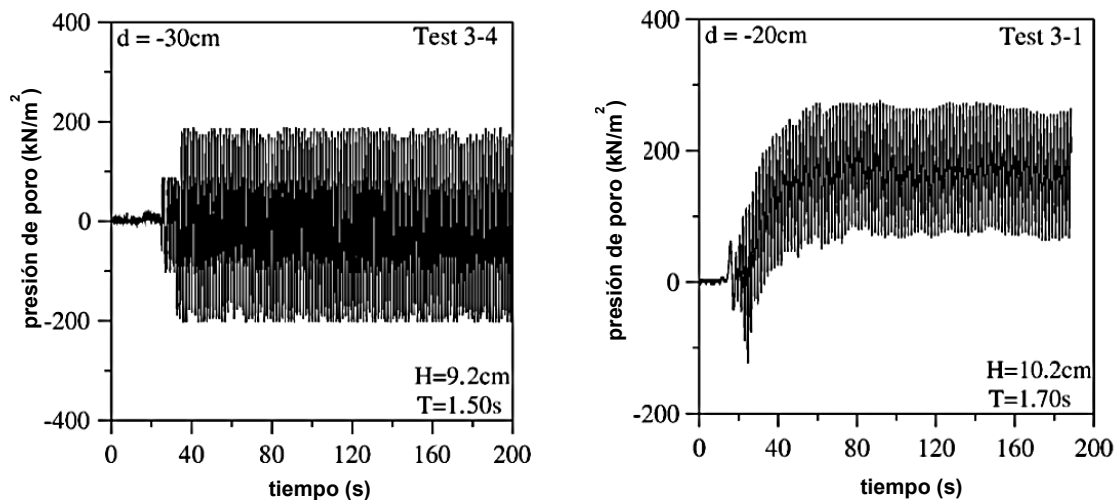


Figura II-13 Registros de presión de poro para respuesta no fluida (a) arena, $d_{50} = 0.092$ mm (Tzang y Ou, 2006) (b) limo (Foda y Tzang, 1994)

Liu et al. (2009)

- Descripción: se analizaron experimentalmente las características de un material limoso durante la consolidación, las variaciones en la presión de poro y la fuerza de penetración del suelo. El canal donde se desarrollaron los ensayos tiene 15 m de largo, 1 m de alto y 0.5 m de ancho.
- Material empleado: suelo limoso extraído del Delta del Río Amarillo, China.
- Preparación y colocación del material: se realizó la mezcla agua-sedimento en un tanque y posteriormente se llenó la bandeja, coincidiendo la superficie del material con el fondo del canal.
- Tiempo de consolidación: 1 día. El oleaje se generó en diferentes fases para un mismo material, con un tiempo de consolidación de 22 horas entre ellas.
- Condiciones de oleaje: ondas progresivas, profundidad de 0.45 m, altura de ola de 14.8 cm y periodo de 1.13 s.
- Mediciones realizadas: presión de poro (4 transductores en una vertical) y resistencia del suelo.
- Duración de la acción del oleaje: cinco fases de 120 minutos cada una.
- Comparación con un modelo teórico: se asume el comportamiento de una estructura porosa bifásica para el cálculo del esfuerzo total estático en el suelo.
- Conclusiones de interés: la interfase de deslizamiento, determinada visualmente, entre la capa oscilatoria (fluida) y la capa estable (subyacente) se mueve hacia el fondo impermeable conforme es sometido a continuas fases de oleaje (contrario a lo planteado por Tzang, Ou y Hsu, 2009), separadas por cierto tiempo de consolidación, mientras que la magnitud de la oscilación será menor a la anterior. La resistencia del suelo aumenta continuamente de manera desigual en la profundidad bajo la acción del oleaje, y la velocidad de consolidación es mayor que para agua estática.

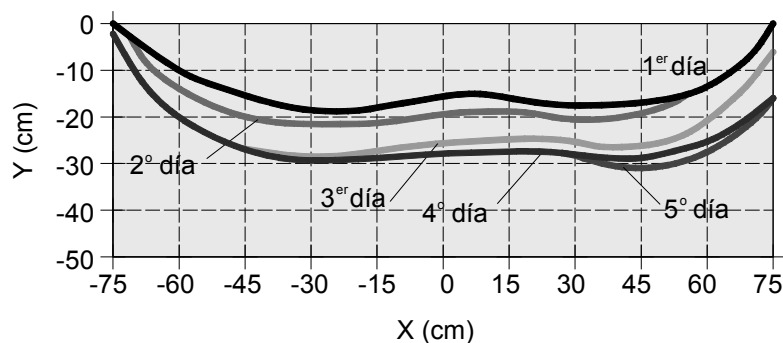


Figura II-14 Evolución de la interfase de deslizamiento (Liu et al., 2009)

Wang *et al.* (2007) y Pan *et al.* (2009)

- Descripción: se realizó una investigación experimental sobre un fondo arenoso y uno limoso para analizar la respuesta inducida por el oleaje. Se propuso el uso de un geotextil para aumentar la resistencia del suelo, encontrando resultados favorables. Se nombró licuefacción superficial a la llamada licuefacción momentánea, para la cual se desarrolló un modelo semi-analítico basado en el equilibrio de fuerzas para una partícula sólida.

Sumer *et al.* (2012)

- Descripción: el trabajo resume los resultados de un estudio experimental para la validación del modelo matemático para el aumento de la presión de poro propuesto por Sumer y Fredsøe, (2002). Los ensayos se realizaron en el canal presentado por Sumer *et al.* (1999), pero la colocación del material se empleó en una bandeja de 0.40 m de profundidad, 0.60 m de ancho y 0.78 m de largo, ubicada a 14 m del generador de oleaje.
- Material empleado: limo ($d_{50} = 0.07$ mm), además se reportan otras características físicas del material.
- Preparación y colocación del material: utilizando un chorro de agua de alta presión, el suelo fue disgregado dentro de la bandeja, siguiendo una malla y dirigiendo el chorro hasta el fondo.
- Tiempo de consolidación: después de colocado el material, se llenó el canal, en aproximadamente 30 minutos, y se inició el oleaje.
- Condiciones de oleaje: ondas progresivas, profundidad de 0.55 m, periodo de 1.6 s y alturas de ola entre 7.7 cm y 18 cm.
- Mediciones realizadas: presión de poro (5 transductores a diferentes profundidades en la misma vertical), superficie libre y grabación de video.
- Comparación con un modelo teórico: validación de las ecuaciones de aumento en la presión de poro para la teoría poro-elástica de consolidación de Biot.
- Conclusiones de interés: se utilizaron tres valores para el módulo de Young, con la finalidad de calibrar el modelo teórico por medio de los datos experimentales. Se identificó un altura de ola para la cual, la respuesta al inicio de la acción del oleaje es no licuada, pero al paso del tiempo, se presenta una transición y la presión supera el umbral (Figura II-15); esto lo explican de la siguiente manera: inicialmente el suelo está sujeto a esfuerzo demasiado pequeño como para causar la licuefacción, pero después de continuar expuesto a la acción del oleaje y a grandes deformaciones cíclicas, los granos del suelo comienzan a reacomodarse como lo produciría la acción de una ola más alta, y el suelo logra licuar. Este fenómeno no es reproducido por el modelo. Finalmente, se confirma que la licuefacción ocurre cuando la presión de poro acumulada alcanza el esfuerzo efectivo normal principal inicial.

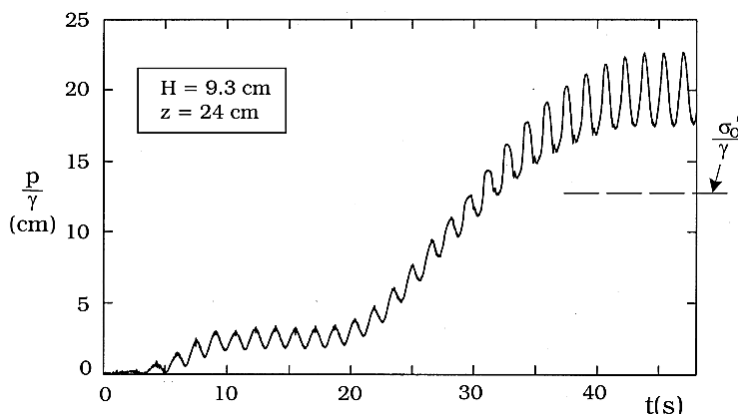


Figura II-15 Registro de presión de poro: transición de no licuefacción a licuefacción (Sumer *et al.*, 2012)

Kirca *et al.* (2013)

- Descripción: se presentan los resultados de un estudio experimental sobre licuefacción de suelos bajo la acción de ondas estacionarias. Los ensayos se realizaron en el canal presentado por Sumer *et al.* (1999), pero para la colocación del material se empleó en una bandeja de 0.40 m de alto, 0.60 m de ancho y 0.78 m de largo, ubicada a 14 m del generador de oleaje. Una pared vertical fue ubicada al final de la bandeja, para conseguir una reflexión total. Para comparar resultados, también se hicieron algunos ensayos con ondas progresivas, removiendo la pared vertical.
- Material empleado: limo ($d_{50} = 0.07 \text{ mm}$), además se reportan otras características físicas del material (es el mismo material al empleado por Sumer *et al.*, 2012).
- Preparación y colocación del material: utilizando un chorro de agua de alta presión, el suelo fue disgregado dentro de la bandeja, siguiendo una malla y dirigiendo el chorro hasta el fondo.
- Tiempo de consolidación: se dejó el material mientras el canal era llenado, se colocaba la pared vertical y se sincronizaban los equipos de medición.
- Condiciones de oleaje: ondas estacionarias, profundidad de 0.30 m, periodo de 1.09 s y alturas de ola medidas entre 5.9 cm y 12 cm para las ondas estacionarias, y entre 6.2 y 11 cm para las ondas progresivas. Estas condiciones fueron seleccionadas de manera que la mitad de la longitud de onda fuera igual a largo de la bandeja.
- Duración del oleaje: hasta que la presión acumulada en el ensayo fuera disipada totalmente.
- Mediciones realizadas: presión de poro (9 transductores, 6 en la vertical central a diferentes profundidades y 3 en una misma horizontal cercana a la pared vertical), superficie libre y grabación de video.
- Comparación con un modelo teórico: ecuaciones de aumento en la presión de poro para la teoría poro-elástica de consolidación de Biot.

- Conclusiones de interés: la licuefacción bajo ondas estacionarias presenta diferencias respecto a lo observado para ondas progresivas, pero se encontró, para una misma altura de ola, que el número de olas requerido para alcanzar la presión máxima y para la licuefacción en la sección nodal (centro de la bandeja) es similar al del caso de ondas progresivas. Se observó una variación en la dirección horizontal en el aumento en la presión de poro y en la licuefacción resultante. La presión de poro es acumulada en las cercanías del nodo y posteriormente se propaga hacia los antinodos (extremos de la bandeja). Se determinó que el transporte se debe a un mecanismo de difusión con un coeficiente igual al de consolidación.

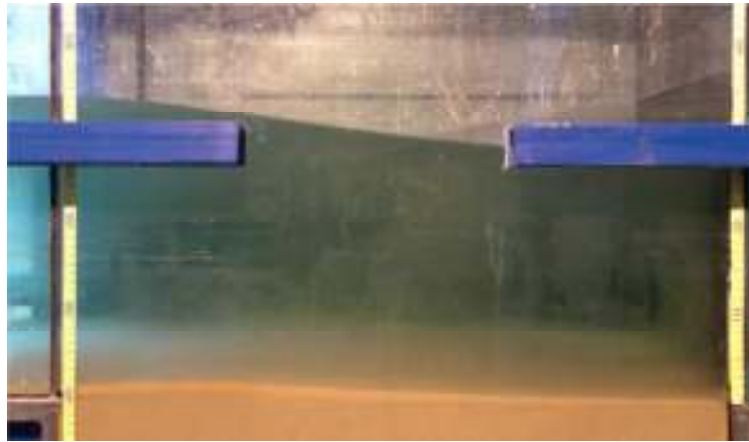


Figura II-16 Imagen donde se observa el comportamiento de las oscilaciones en el fondo y en la superficie libre (Kirca *et al.*, 2013)

Capítulo III

Desarrollo experimental

Los ensayos fueron desarrollados en el en el Laboratorio de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM. El modelo físico, instrumentación, materiales y metodología empleados se describen a continuación.

III.1 Modelo físico

III.1.1 Canal de oleaje

Para la realización de los ensayos, se llevó a cabo la construcción un canal de oleaje (Figura III-1), el cual tiene 22 m de largo, 0.60 m de alto, 0.40 m de ancho, con paredes de vidrio templado y una estructura de acero inoxidable. Cuenta con dos secciones de 0.90 m de largo y 0.30 de ancho con fondo removible ubicadas a 13 y 15.5 m de la pala generadora.



Figura III-1 Canal de oleaje

El sistema de generación de oleaje, de la firma HR Wallingford, con el que fue equipado el canal, está integrado por una pala de tipo pistón de acero inoxidable montada debajo de un transmisor de accionamiento eléctrico, el cual se encuentra suspendido de una estructura ajustada a las paredes del canal (Figura III-2).



Figura III-2 Pala generadora de oleaje

Para la simulación de distintos estados de mar, el software HR Merlin permite generar oleaje regular e irregular al indicar distintos parámetros como amplitud de la ola, frecuencia, o el espectro de oleaje, altura significativa y periodo pico, de acuerdo al tipo de oleaje seleccionado. Además, el sistema está equipado con un sistema de absorción dinámica de ondas re-reflejadas para el control preciso de las condiciones del oleaje, el cual es activado de manera opcional. En la parte final del canal, fue colocada una estructura disipadora de grava de río para disminuir la reflexión del oleaje y poder estar así bajo un estado de ondas progresivas.

La colocación del material ensayado requirió la construcción de una charola de acrílico de 10 mm de espesor con una armadura de soleras y ángulos de acero inoxidable de 1 pulgada, la cual cuenta con 27x84.5x20 cm ($a \times l \times d$) de dimensiones interiores y fue ubicada en una de las secciones de fondo removible del canal, la más cercana a la pala generadora (ubicada a 13 m), (Figura III-3).

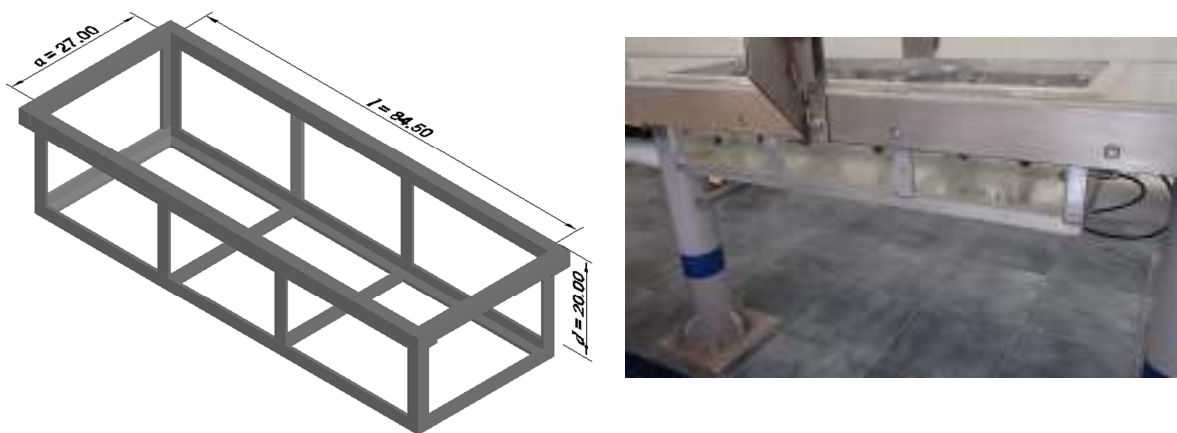


Figura III-3 Charola para la colocación del suelo dentro del canal de oleaje (Acotaciones en cm)

III.2 Instrumentación

III.2.1.1 Sensores de nivel

Para determinar la variación de la superficie libre del agua se utilizaron sensores de nivel conectados a dos monitores de la firma HR Wallingford, de 8 y 4 canales (Figura III-4). El principio de medición este equipo está basado en el flujo de corriente en una sonda sumergida, la cual consiste en un par de barras paralelas de acero inoxidable: el flujo de corriente entre las barras de la sonda será proporcional a la profundidad sumergida; así la corriente es convertida en un voltaje de salida proporcional a la profundidad instantánea de inmersión.

El voltaje de salida puede ser calibrado a partir de la variación en la profundidad de inmersión en agua estática si se conoce el valor del cambio en el nivel de la señal de salida. Este procedimiento fue realizado con la ayuda del sistema de medición, imc SPARTAN, que se describe posteriormente dentro de esta sección.

Para los ensayos realizados se emplearon 11 sensores a lo largo de 5.05 m del canal, estando el primer sensor ubicada a 10.5 m de la pala generadora de oleaje. La distribución de las sensores a lo largo del canal se presenta en la Figura III-9.



Figura III-4 Monitores para las sensor de nivel



Figura III-5 Sensores de nivel

III.2.1.2 Sensores de presión

El registro del cambio espacial y temporal de la presión de poro en el suelo contenido en la charola fue determinado mediante la instrumentación de la misma por medio de 28 transmisores de presión piezoresistivos PR-36X de la firma Keller Druck (Figura III-6). Los sensores indican el valor de la presión relativa a partir de una variación en la resistencia de la célula de medida, inducida por el cambio en la presión, la cual es transformada en una señal analógica de manera que el voltaje es registrado en unidades de presión. Dicha célula es de silicio monocristalino y está cubierta con una membrana de acero inoxidable, que a su vez protegida por un tapón de plástico. El transmisor tiene 94 mm de longitud y 21 mm de diámetro y es capaz de registrar una presión relativa desde 0 hasta 1 bar con una precisión de ± 1 mbar.

Para la colocación de los sensores de presión dentro de la charola, se realizaron las perforaciones necesarias con una distribución como se indica en la Figura III-7, además, en dicha figura se presenta el sistema de referencia empleado para la identificación de las coordenadas correspondientes a los puntos de medición de los sensores, en el cual el origen coincide con la frontera agua-suelo, la dirección positiva del eje X con la de la propagación del oleaje y el eje Z es positivo en el sentido del aumento en la profundidad del suelo. La distancia al eje de los sensores se detalla en la Figura III-8.



Figura III-6 Sensores de presión Keller Druck PR-36X

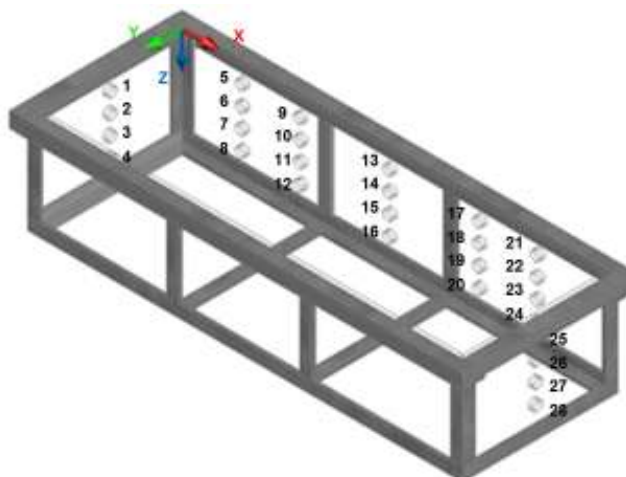


Figura III-7 Distribución de los 28 sensores de presión

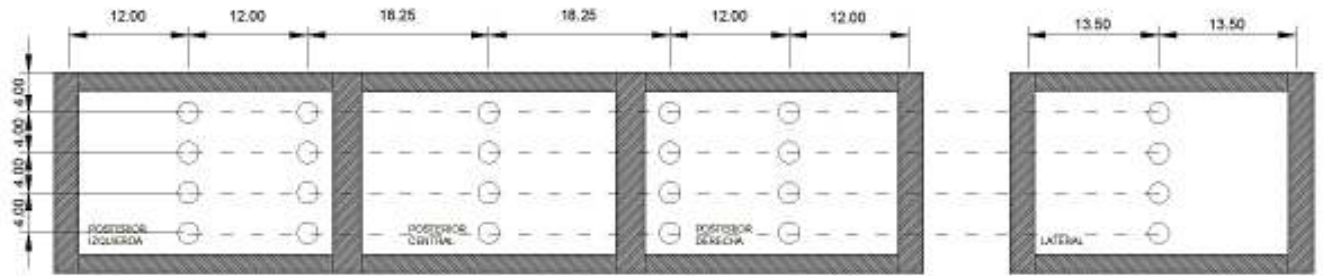


Figura III-8 Vista posterior y lateral de la charola perforada (Acotaciones en cm)

La ubicación de los sensores de presión y los sensores de nivel dentro del canal, se presenta en la Figura III-9. En ella se encuentran identificados los 11 sensores de nivel con el prefijo “SN” junto al número consecutivo del sensor, comenzando en el 02, esto debido a que el SN01 no fue utilizado. Por otro lado, los sensores de presión aparecen con el prefijo “KD” junto al número consecutivo del 01 al 28, en la Tabla III-1 se especifican las coordenadas de la ubicación del punto de medición de los sensores, de acuerdo al sistema de referencia seleccionado (Figura III-7).

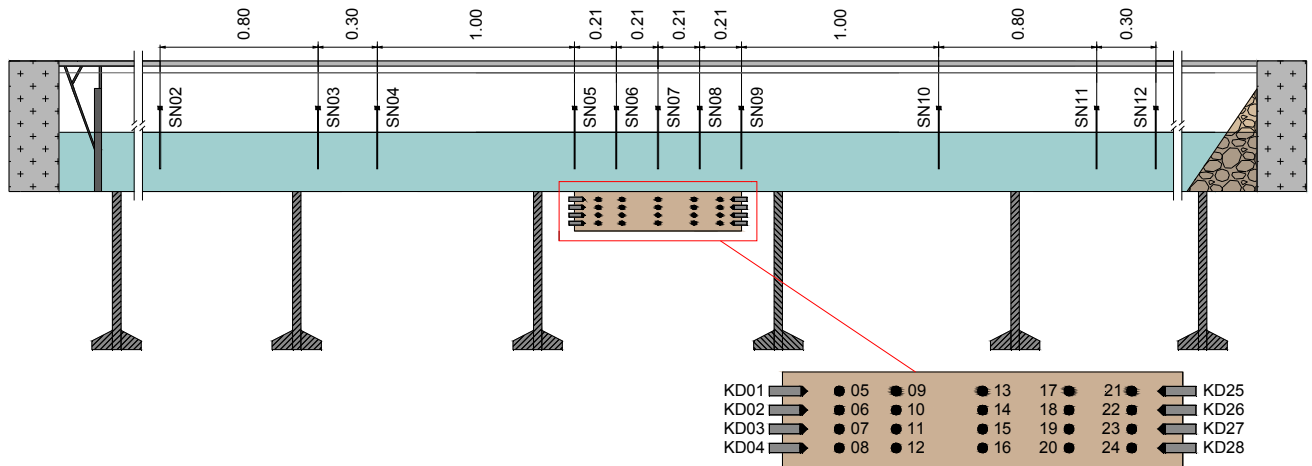


Figura III-9 Ubicación de los sensores de nivel y presión en el canal de oleaje (Acotaciones en m)

Tabla III-1 Coordenadas de posición de los sensores de presión

Sensor	x (m)	y (m)	z (m)	Sensor	x (m)	y (m)	z (m)
KD01	0.050	0.135	0.040	KD17	0.605	0.070	0.040
KD02	0.050	0.135	0.080	KD18	0.605	0.070	0.080
KD03	0.050	0.135	0.120	KD19	0.605	0.070	0.120
KD04	0.050	0.135	0.160	KD20	0.605	0.070	0.160
KD05	0.120	0.070	0.040	KD21	0.725	0.070	0.040
KD06	0.120	0.070	0.080	KD22	0.725	0.070	0.080
KD07	0.120	0.070	0.120	KD23	0.725	0.070	0.120
KD08	0.120	0.070	0.160	KD24	0.725	0.070	0.160
KD09	0.240	0.070	0.040	KD25	0.795	0.135	0.040
KD10	0.240	0.070	0.080	KD26	0.795	0.135	0.080
KD11	0.240	0.070	0.120	KD27	0.795	0.135	0.120
KD12	0.240	0.070	0.160	KD28	0.795	0.135	0.160
KD13	0.423	0.070	0.040				
KD14	0.423	0.070	0.080				
KD15	0.423	0.070	0.120				
KD16	0.423	0.070	0.160				

III.2.1.3 Sistema de medición: imc SPARTAN

Para la sincronización del registro de los sensores de nivel y de presión, se utilizó un sistema de medición de alta precisión llamado SPARTAN de la firma imc, el cual permite el control integrado de distintos tipos de señales (de voltaje, corriente, temperatura y tensión), el uso múltiples frecuencias de muestreo (hasta 500 Hz) y condiciones de inicio de medición, y la realización de cálculos en tiempo real en canales sincrónicos.

El SPARTAN empleado para los ensayos tiene capacidad de entrada de 48 canales analógicos (12 conectores de 4 canales) y 16 digitales (4 conectores de 4 canales). Para el caso de las señales analógicas generadas por los sensores de nivel, se adaptaron las salidas de los monitores en 3 grupos para la entrada a conectores de 15 pines que van conectados al SPARTAN, de esta manera quedaron disponibles del canal 1 al 12 para los sensores de nivel, aunque se emplearon únicamente 11. Las señales analógicas de los 28 sensores de presión fueron adaptadas de la misma forma, en 7 conectores del canal 13 al 40. El SPARTAN con los conectores empleados se presentan en la Figura III-10.



Figura III-10 imc SPARTAN

La adquisición de los datos recabados por el SPARTAN se realizó a través del software de operación y configuración imc STUDIO, el cual permite capturar, procesar y visualizar las señales analógicas y digitales, además, es posible automatizar las mediciones con duraciones desde un segundo hasta un año. El procesamiento de los datos obtenidos por el imc Studio, fue realizado en una primera etapa con la ayuda del software imc FAMOS (Fast Analysis and Monitoring of Signals), el cual es un programa de la misma firma para el análisis y evaluación de los resultados de las mediciones.

III.2.1.4 Vectrino II

El perfil resultado de la acción del oleaje sobre el suelo contenido en la charola, fue medido utilizando un Vectrino II 3D de la firma Nortek (Figura III-11), el cual es un velocímetro acústico Doppler de alta resolución que puede ser utilizado para medir turbulencia y un perfil de velocidades 3D en 30 mm. Está formado por una sonda de titanio con cuatro transductores receptivos ubicados dentro de cada uno de los brazos receptores y uno de transmisión que se encuentra en el centro de la sonda. La configuración de la medición y los valores registrados son almacenados por el software Vectrino II Profiling. Además de medir velocidades, el Vectrino II registra a una frecuencia ajustable, el valor de la distancia del transductor central al fondo, por lo que haciendo uso de esta función se pudo determinar, para los casos en que el tipo de ensayo lo permitiera, la forma del fondo al finalizar la acción del oleaje.



Figura III-11 Vectrino II

III.3 Caracterización del material ensayado

III.3.1 Material granular

El material granular empleado para los ensayos, el cual será identificado como 100A, corresponde a sedimento de la zona costera del estado de Puerto Morelos, Quintana Roo, el cual fue tomado frente a la Unidad Académica de Sistemas Arrecifales de la UNAM (Figura III.12).

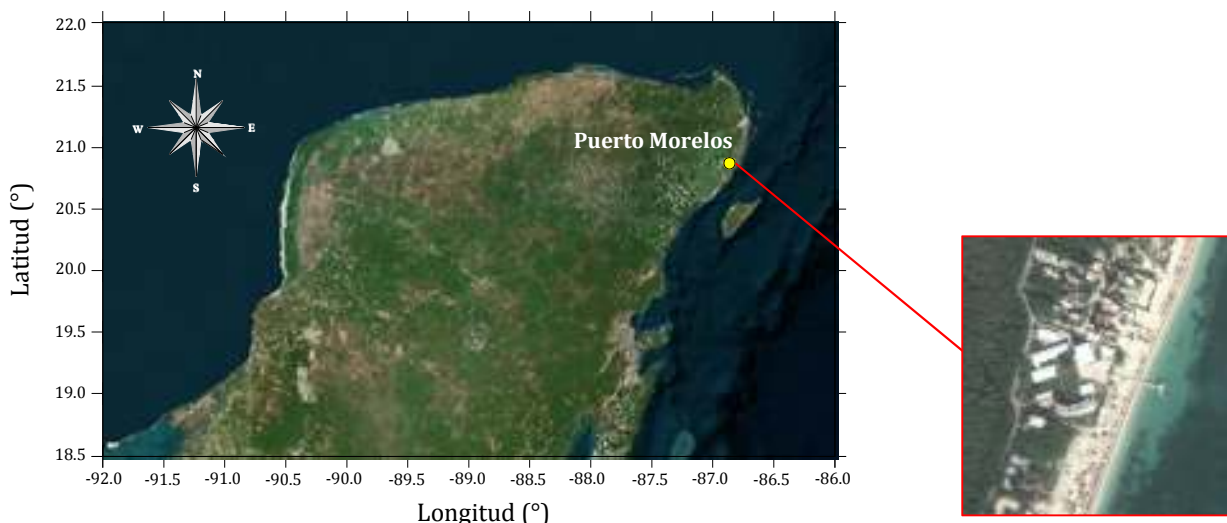


Figura III-12 Localización de Puerto Morelos, Quintana Roo (Tomada de DigitalGlobe)

La curva granulométrica y densidad de la arena fueron determinadas utilizando el Sistema de análisis granulométrico por imágenes CAMSIZER de la firma Retsch Technology, el cual es capaz de medir el tamaño y la forma de partículas sueltas y en seco, en un rango de 30 μm hasta 30 mm, y está basado en el principio del análisis dinámico de imágenes: el material suelto cae entre la luz de la fuente y dos cámaras digitales, las imágenes de las partículas son grabadas ópticamente, digitalizadas y procesadas por una computadora equipada con el CAMSIZER software, el cual realiza el análisis estadístico de la muestra en función del número de partículas detectadas o del volumen de la muestra, y cuenta además con algoritmos que permiten simular el análisis por tamices.

Entre los resultados de procesamiento con el CAMSIZER software, se encuentra la curva granulométrica del material granular mostrada en la Figura III-13 y el diámetro mediano (d_{50}) de 0.267 mm. En dicha figura se observa que el eje horizontal representa una variable $x_{c\text{ min}}$, la cual define al diámetro de la partícula como la cuerda más corta del conjunto de cuerdas máximas de

la proyección de la partícula, el cual es un resultado muy aproximado al diámetro de cribado (Figura III-14).

Por otro lado, en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM se obtuvo el valor de la densidad en húmedo para las partículas sólidas, teniendo así una densidad relativa, ρ_s/ρ_w , igual a 2.85.

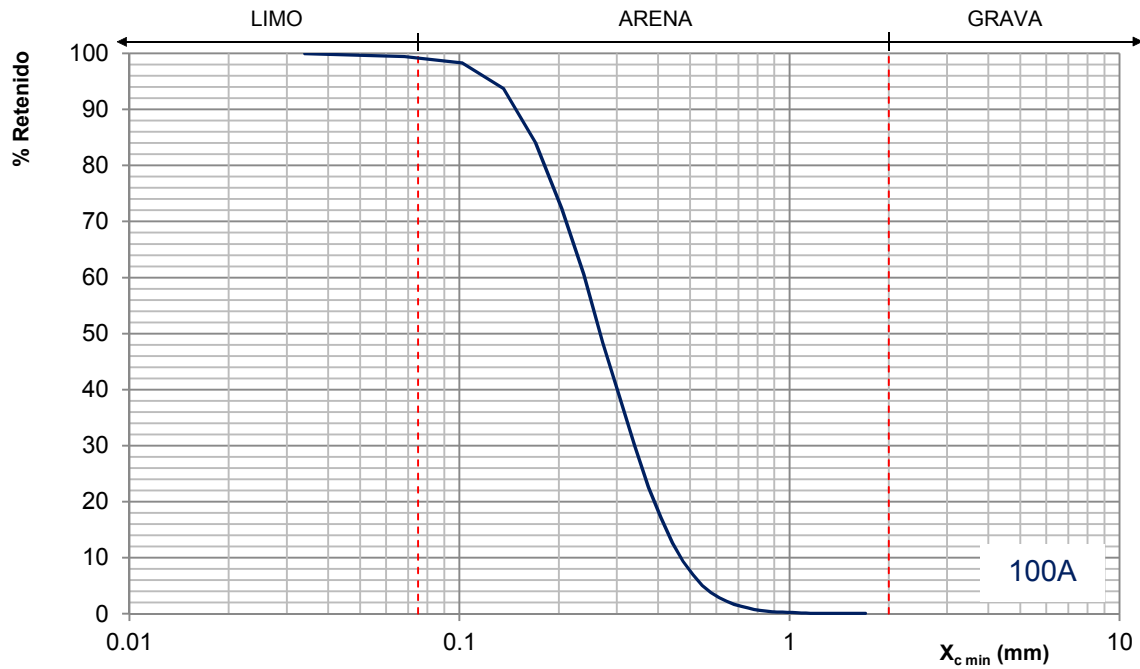


Figura III-13 Curva granulométrica del material granular

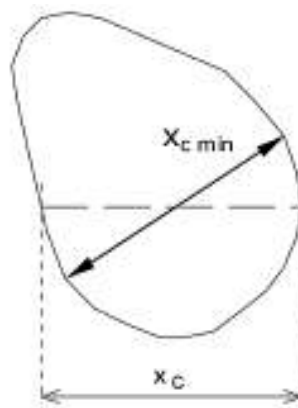


Figura III-14 Definición de la variable $x_{c \min}$
(Tomada de: Sistema de análisis granulométrico CAMSIZER:
Manual de instrucciones de uso)

III.3.3 Mezclas

Para los diferentes ensayos realizados, que se detallan en la sección III.3.1, se emplearon, además de la arena y el caolín, mezclas de los mismos en diferentes porcentajes en peso. Así, las mezclas seleccionadas fueron:

- 85A15C: 85% arena – 15% caolín
- 60A40C: 60% arena – 40% caolín
- 30A70C: 30% arena – 70% caolín

Al igual que para el caso del caolín, en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del II, UNAM se obtuvieron las densidades relativas de las partículas sólidas de los materiales 85A15C, 60A40C y 30A70C, resultando igual 2.82, 2.73, y 2.60, respectivamente.

Como puede observarse, de acuerdo con el porcentaje de fino seleccionado para las mezclas, se trata de dos materiales gruesos y uno fino. Por ello, se realizaron las pruebas para la obtención de los límites de Atterberg sólo para el material 30A70C (>50% de finos). Para el caso del límite líquido, debido al alto contenido granular en dicho material, no fue posible utilizar la Copa de Casagrande como sí fue para el material 100C, por lo que se empleó el método del Cono Sueco (Figura III-16). Los valores obtenidos fueron: LL=33.07, LP=21.95, y IP=11.12, y puede clasificarse como una arcilla de baja plasticidad (CL).



Figura III-16 Equipo utilizado para la obtención del límite líquido
Copa de Casagrande para 100C (izquierda) y Cono Sueco para 30A70C (derecha)

A partir de la información del caolín y la arena, se hizo la composición de las granulometrías de las mezclas seleccionadas, las cuales se muestran en la Figura III-17. De ellas se obtiene, para el material 85A15C, $d_{50} = 0.245\text{mm}$; para 60A40C, $d_{50} = 0.018\text{mm}$; y para 30A70C, $d_{50} = 0.070\text{mm}$.

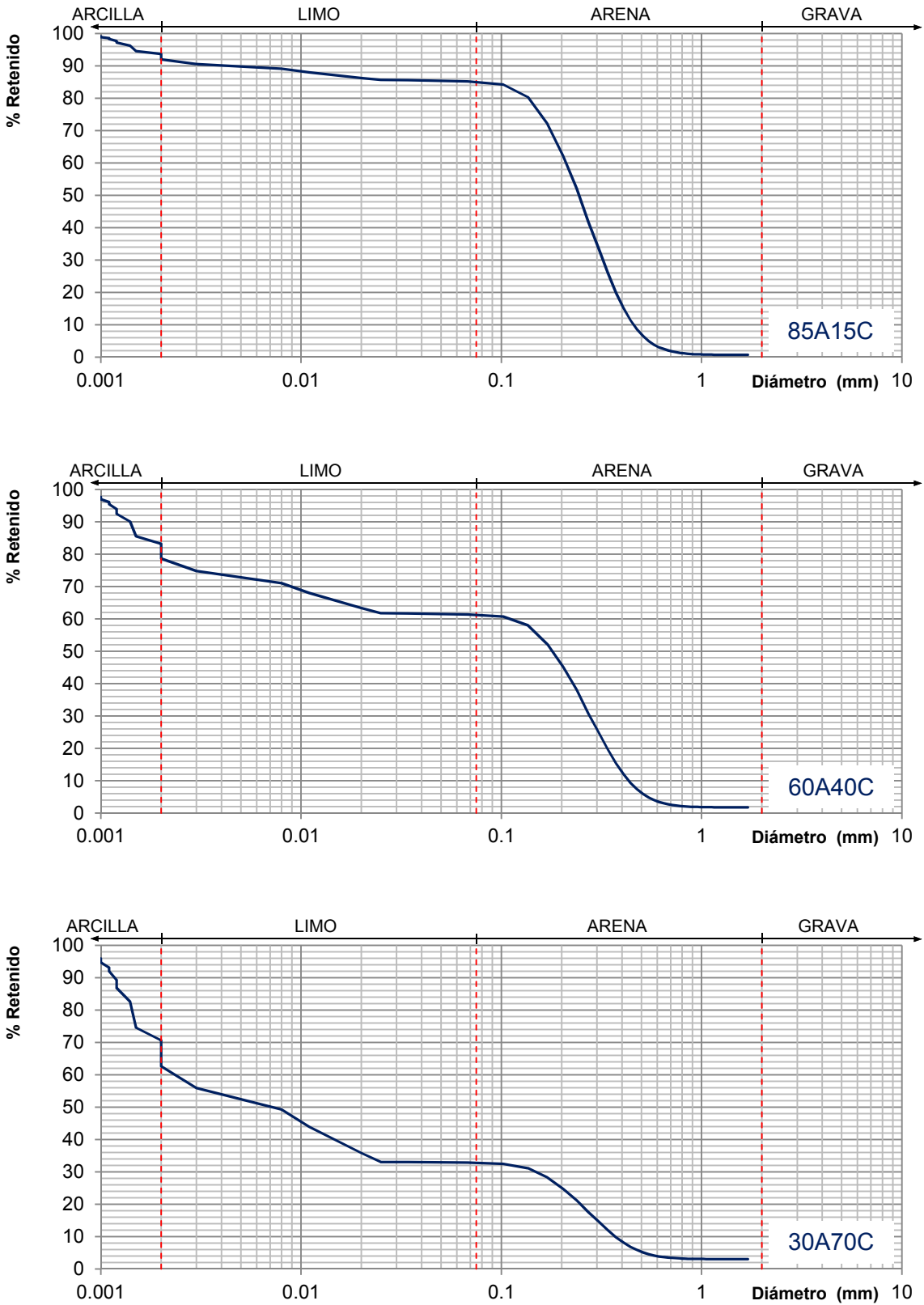


Figura III-17 Curvas granulométricas de las mezclas

III.4 Procedimiento experimental

A partir de la revisión del estado del arte sobre ensayos en suelos para el análisis de la presión inducida por oleaje, se propusieron dos tipos de ensayos. El primero con la finalidad de analizar la diferencia en la respuesta ante el oleaje, del material granular con diferentes porcentajes de material fino, actuando bajo diferentes condiciones iniciales del estado del suelo. En el segundo tipo, se analiza el efecto del contenido de agua inicial del suelo tiempo y el de consolidación, para el material fino.

III.4.1 Ensayos Tipo 1

Los ensayos Tipo 1 fueron llevados a cabo en dos fases (Fase 1 y Fase2) sobre los materiales 100A, 85A15C, 60A40C y 30A70C. En los cuatro ensayos se siguió la metodología que se describe a continuación.

III.4.1.1 Metodología de los ensayos Tipo 1

1. Preparación y colocación del material

Para el caso del material 100A, se llenó la charola con agua y después se fue colocando manualmente la arena hasta dejar la charola enraizada. El resto de los materiales fueron preparados fuera del canal y en seco en una primera etapa, mezclando hasta eliminar los grumos y lograr un material homogéneo. Posteriormente, se agregó agua hasta conseguir una mezcla saturada y homogénea, la cual fue colocada en la charola, verificando que durante el llenado no quedara aire atrapado, hasta enraizarla.

2. Primer periodo de consolidación (excepto para 100A)

Se llenó el canal con un tirante de 10 cm, para evitar el secado del material superficial, y se dejó consolidar durante 3 días. Para el caso del material 100A, no se realizó este paso.

3. Llenado del canal

Con el material listo dentro de la charola, se llenó el canal con $h=0.30$ m de agua.

4. Fotografía de las condiciones iniciales de la Fase 1

Desde 5 posiciones fijas, se tomaron fotografías antes de iniciar la generación del oleaje.

5. Calibración de los sensores

Los sensores de presión se tararon para obtener un registro de la variación respecto al valor de la presión presente antes del inicio de la acción de oleaje. Los sensores de nivel fueron calibrados mediante la determinación del valor correspondiente al volteje cero igual al nivel medio y con ayuda del voltaje de salida de dos puntos conocidos.

6. Generación de oleaje y medición: Fase 1a

La Fase 1a consistió en la generación de oleaje regular durante 3 horas, con periodo $T=1.2$ s y una altura de ola de $H=0.08$ m. La selección del periodo y profundidad permiten cumplir con una relación L/l entre la longitud de la onda ($L=1.77$ m) y la longitud cubierta con material ($l=0.845$ m) de prácticamente 2. Para 30A70C, la grabación de los registros de presión y superficie libre se iniciaron simultáneamente con el inicio de la generación del oleaje. Para el resto de los materiales, esta grabación inició 5 s después de iniciada la generación, de manera que sobre el material ya se encontraban actuando olas de altura y periodo seleccionados.

7. Fotografías y medición del perfil de las condiciones intermedias de la Fase 1a

Se tomaron las fotografías de las 5 posiciones fijas y utilizando el Vectrino II, se midió el perfil resultado de la acción del oleaje, siempre y cuando existiera algún cambio visible en la configuración del material y el material en suspensión no limitara la claridad de la fotografía.

8. Generación de oleaje y medición: Fase 1b

Inmediatamente después de realizado el punto 6, se aumentó $H=0.10$ m, con el mismo periodo de $T=1.2$ s, y se mantuvo el oleaje durante 3 horas. Para 30A70C, la grabación de los registros de presión y superficie libre se iniciaron simultáneamente con el inicio de la generación del oleaje. Para el resto de los materiales, esta grabación inició 5 s después de iniciada la generación, de manera que sobre el material ya se encontraban actuando olas de altura y periodo seleccionados.

9. Fotografías y medición del perfil de las condiciones finales de la Fase 1b

Se tomaron las fotografías de las 5 posiciones fijas y utilizando el Vectrino II, se midió el perfil resultado de la acción del oleaje, siempre y cuando existiera algún cambio visible en la configuración del material y el material en suspensión no limitara la claridad de la fotografía.

10. Segundo periodo de consolidación (excepto para 100A)

Terminada la Fase 1, se dejó el material consolidar por 24 horas, con $h=0.30$ m de nivel de agua dentro del canal. Para el caso del material 100A, no se realizó la Fase 2 de los ensayos.

11. Calibración de los sensores (excepto para 100A)

Se tararon los sensores de presión y los sensores de nivel fueron calibrados.

12. Generación de oleaje y medición: Fase 2 (excepto para 100A)

Al concluir el segundo periodo de consolidación, se llevó a cabo la Fase 2, que consistió en la repetición de los pasos 4 al 7 (Fase 2a y 2b).

13. Limpieza y revisión de la instalación

Una vez finalizado el ensayo, se retiró el material y se realizó una limpieza del canal.

III.4.2 Ensayos Tipo 2

Los ensayos Tipo 2 se realizaron en dos fases (Fase 1 y Fase 2) utilizando únicamente el material 100C, en 3 diferentes concentraciones iniciales:

- 100C-1.2: 1200 kg de caolín/m³ de agua
- 100C-1.5: 1500 kg de caolín /m³ de agua
- 100C-1.8: 1800 kg de caolín /m³ de agua

En los tres ensayos se siguió la metodología que se describe a continuación.

III.4.2.1 Metodología de los ensayos Tipo 2

1. Preparación y colocación del material

El material, en sus diferentes concentraciones, fue preparado fuera del canal mezclando el caolín y el agua hasta eliminar los grumos y lograr un material homogéneo. Posteriormente, fue colocado en la charola, verificando que durante el llenado no quedara aire atrapado, hasta enzararla.

2. Primer periodo de consolidación

Se llenó el canal con un tirante de 10 cm, para evitar el secado del material superficial, y se dejó consolidar durante 24 horas.

3. Llenado del canal

Una vez concluido el primer periodo de consolidación, se llenó el canal con $h=0.30$ m de agua.

4. Fotografía y medición del perfil en condiciones iniciales

Se tomaron fotografías que permitieran registrar el estado del material y utilizando el Vectrino II, se midió el perfil resultado de la consolidación.

5. Calibración de los sensores

Se tararon los sensores de presión y los sensores de nivel fueron calibrados.

6. Generación de oleaje y medición: Fase 1

La Fase 1 consistió en la generación de oleaje regular durante 30 minutos, con $T=1.2$ s y $H=0.10$ m. La grabación de los registros de presión y superficie libre se iniciaron simultáneamente con el inicio de la generación del oleaje.

7. Medición del perfil de las condiciones finales de la Fase 1

Se midió el perfil resultado de la acción del oleaje. Debido a la alta concentración de caolín suspendido, no fue posible tomar fotografías.

8. Segundo periodo de consolidación

Terminada la Fase 1, se dejó el material consolidar por 3 días, con los 0.30 m de nivel de agua dentro del canal.

9. Fotografía y medición del perfil de las condiciones iniciales de la Fase 2

Finalizados los 3 días, parte del material logró asentarse, por lo que se tomaron fotografías, además de la medición del perfil.

10. Calibración de los sensores

Se tararon los sensores de presión y los sensores de nivel fueron calibrados.

11. Generación de oleaje y medición: Fase 2

Al concluir el segundo periodo de consolidación, se llevó a cabo la Fase 2, que consistió en la generación de oleaje regular durante 30 minutos, con $T=1.5$ s y $H=0.13$ m. La grabación de los registros de presión y superficie libre se iniciaron simultáneamente con el inicio de la generación del oleaje.

12. Medición del perfil de las condiciones finales de la Fase 2

Se midió el perfil resultado de la acción del oleaje. Debido a la alta concentración de caolín suspendido, no fue posible tomar fotografías.

13. Limpieza y revisión de la instalación

Una vez finalizado el ensayo, se retiró el material, se desechó y se realizó una limpieza del canal.

En la Tabla III-2 se presenta un resumen comparativo de las metodologías de los dos tipos de ensayos descritos.

Tabla III-2 Resumen de las condiciones de los ensayos Tipo 1 y 2

Característica	Ensayos Tipo 1	Ensayos Tipo 2
Número de ensayos	4	3
Materiales ensayados	100A, 85A15C, 60A40C, 30A70C	100C-1.2, 100C-1.5, 100C-1.8
h (m)	0.30	0.30
d (m)	0.20	0.20
Primer periodo de consolidación (días)	3	1
Fase 1: H (m)	Fase 1a: 0.08 Fase 1b: 0.10	0.10
Fase 1: T (s)	1.2	1.2
Segundo periodo de consolidación (h)	1	3
Fase 2*: H (m)	Fase 2a: 0.08 Fase 2b: 0.10	0.13
Fase 2*: T (s)	1.2	1.5
Duración de la acción del oleaje en cada fase (h)	3	0.5

*La Fase 2 de los ensayos Tipo 1 no se realizó en 100A, debido a la independencia del efecto del tiempo en la consolidación y en la resistencia del suelo granular.

Capítulo IV

Resultados y discusión

En las siguientes secciones se muestran señales representativas de los resultados obtenidos durante la realización de los ensayos. En ellas se analizan las respuestas de los materiales ensayados a diferentes profundidades para las alturas ola y tiempos de consolidación empleados.

Primero, se hace una revisión del comportamiento de la superficie libre. Después, para los ensayos Tipo 1 y Tipo 2, se utilizan los registros correspondientes a los sensores SN07, KD13, KD14, KD15 y KD16, los cuales se ubican en la vertical central de la caja, para las cuatro profundidades de medición de los sensores de presión (ver Figura III-9 y Tabla III-1). Esta selección se hizo en función de la lejanía de los sensores con las fronteras, para considerar así un comportamiento representativo del fenómeno. Además, se presentan mapas de presión generados a partir de los valores registrados por todos los sensores, en los cuales se observa el comportamiento de la presión inducida en dirección de la propagación del oleaje y en la profundidad, para un tiempo determinado y el valor máximo que alcanzó durante los ensayos.

IV.1 Superficie libre

Como se muestra en la Figura III-9, sobre la charola contenedora de suelo se ubicaron 5 sensores de nivel equidistantes, siendo SN7 el central. Para dicho sensor, se presenta, en la Figura IV-1 y en la Figura IV-2 una comparación entre el registro y la señal calculada empleando teoría lineal (Ec. B-38). En dichas figuras se encuentran representadas las condiciones de oleaje extremas empleadas para los dos tipos de ensayos, con la finalidad de determinar gráficamente la validez de la aplicación de la teoría.

En la Figura IV-1, se observa el mismo comportamiento entre ambas curvas. Sin embargo, en la Figura IV-2 los valles presentan un pequeño tallo indicando que con el aumento del periodo y la altura, para la misma profundidad, las olas comienzan a alejarse del comportamiento lineal, pero no de manera significativa. La altura de la ola permanece prácticamente igual a la solicitada en el mecanismo generador de oleaje, por lo que el efecto de reflexión al llegar la ola al final de canal, es disipado adecuadamente por la estructura colocada en dicha zona. Estas dos señales son representativas de lo observado en los registros del resto de los sensores para las diferentes condiciones de oleaje.

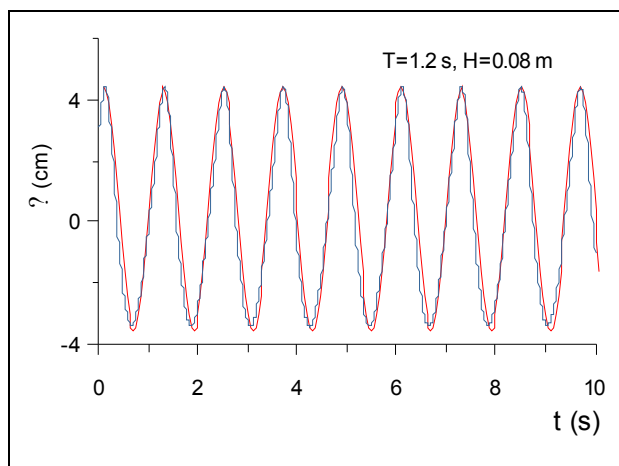


Figura IV-1 Comparación entre señales para el ensayo 85A15C Fase 2a (- SN07 - Teoría lineal)

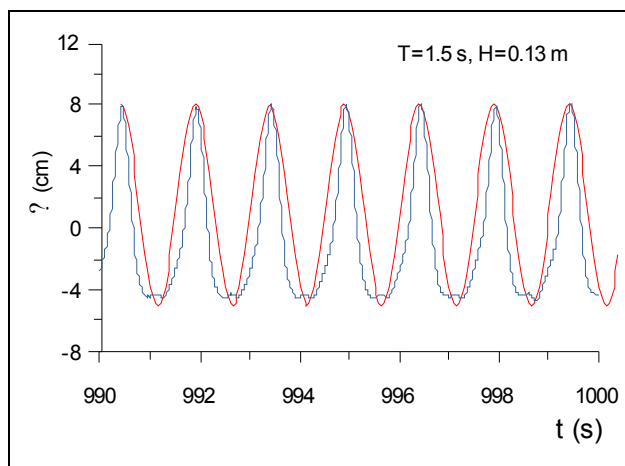


Figura IV-2 Comparación entre señales para el ensayo 100C-1.5 Fase2 (- SN07 - Teoría lineal)

IV.2 Ensayos Tipo 1

IV.2.1 Comportamiento lineal de la presión de poro oscilatoria

Se comparó la presión de poro oscilatoria registrada con la calculada empleando la ecuación desarrollada en el modelo basado en la teoría de consolidación de Biot propuesto por Hsu y Jeng (1994), para el caso de ondas progresivas. Las propiedades físicas requeridas para dicho cálculo, fueron determinadas con valores típicos de acuerdo con el tipo de material (Bowles, 1988; Sanders, 1998; Sumer y Fredsøe, 2002; Angelone *et al.* 2006) y se encuentran en la Tabla IV-1.

Tabla IV-1 Propiedades físicas de los materiales (ensayos Tipo 1) requeridos para la presión de poro oscilatoria

Material	ν	K (m/s)	E (MPa)
100A	0.30	6.5×10^{-5}	30
85A15C	0.44	5.0×10^{-5}	100
60A40C	0.47	3.0×10^{-5}	80
30A70C	0.49	1.2×10^{-5}	45

En la Figura IV-3 se grafican los resultados del cálculo y las señales medidas por el sensor central ubicado a una profundidad de 0.04 m (KD13). Se presentan sólo 20 s para que sea posible observar la variación de la presión de poro oscilatoria sin aumento; por ello, para 100A y 85A15C, donde no hubo acumulación (sección IV.2.2) se observan los primeros 20 s del ensayo. Para 60A40C y 30A70C, se muestra a partir de los 980 s para representar dicha condición. Esto debido a que aún no existe una teoría sobre la oscilación de la presión en presencia del aumento del mecanismo residual (Sumer *et al.*, 1999). Se observa que con los valores seleccionados de las propiedades físicas, se tiene un buen ajuste entre ambas curvas, corroborando el comportamiento lineal de la presión inducida.

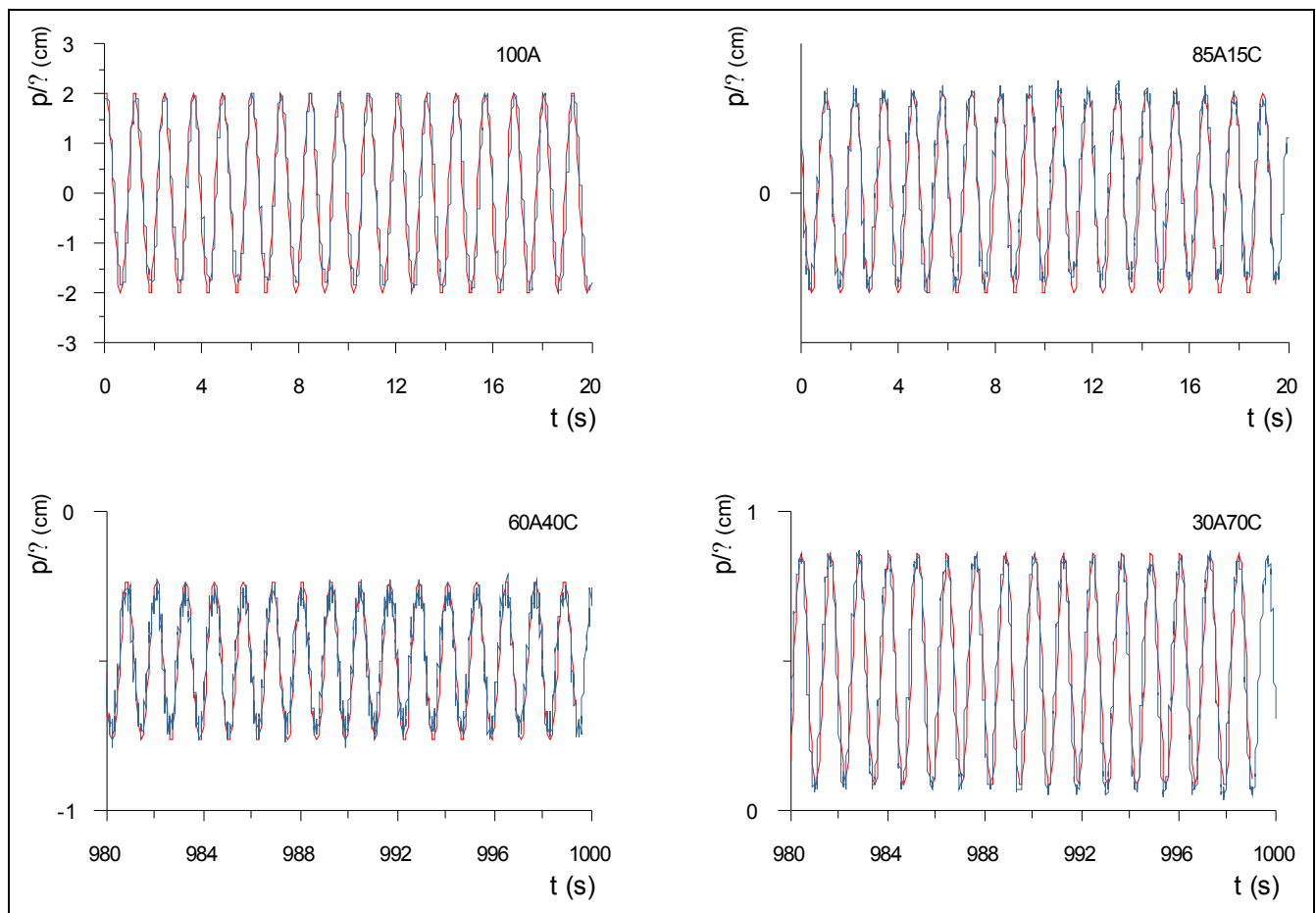


Figura IV-3 Comportamiento lineal de la presión de poro oscilatoria, Fase 1a
 (— Registro KD13: $z=0.04$ m — Teoría lineal)

IV.2.2 Efecto del cambio en la profundidad y desfase entre la presión de poro inducida y la superficie libre

Mecanismo residual: acumulación de la presión de poro

La respuesta de los diferentes materiales ante la acción del oleaje durante los primeros 1000 s de la Fase 1a se muestra en la Figura IV-4, esto a través de los registros de presión de poro para las profundidades de medición (KD13, KD14, KD15 y KD16). En ella se encuentran agrupados los registros en función de dicha profundidad y se observa lo siguiente:

El material granular (100A) y la mezcla con 15% de finos (85A15C), no presentan aumento en la presión de poro residual, es decir, es igual a cero (el detalle de la oscilación se presenta en las Figuras IV-5 y IV-6). Esto ocurre debido a que los esfuerzos inducidos por el oleaje empleado en los ensayos, son muy pequeños para provocar el reacomodo de las partículas sólidas de estos dos materiales. En cambio, para 60A40C y 30A70C la acumulación ocurre gracias a que los esfuerzos inducidos sí provocan que las partículas sólidas ocupen el volumen de los poros, generando un exceso en la presión del agua localizada en dichos poros. Este fenómeno es posible al encontrarse el suelo en condiciones no drenadas (Sumer *et al.*, 2006).

Como se explica en la sección III.4.1.1, el inicio de la grabación de los registros para 100C, 85A15C y 60A40C fue posterior al inicio de la generación del oleaje, por lo que no se tienen los valores de la presión de poro en el tiempo en que las olas viajaban de la pala generadora a la zona donde se encontraba el suelo. En 100A y 85A15C, al no haber acumulación en la presión, la falta de esta información no tiene mayor importancia. Además, a partir de la observación del valor de la tara, se determinó que el suelo no se encontraba en un proceso de consolidación que provocara que la presión de poro, antes de la generación del oleaje, fuera distinta a la presión hidrostática, por lo tanto la oscilación se registró respecto al cero una vez asignada la tara.

En cambio, para 60A40C y 30A70C se observó, a partir de los ensayos en que la generación no fue iniciada inmediatamente después de haber tarado los sensores, que el valor inicial medido de la presión era diferente de cero, siendo resultado del exceso en la presión de poro presente durante el proceso de consolidación en el cual aún se encontraba el suelo, tal como lo reporta de Wit (1995). De esta forma, los resultados de 30A70C fueron corregidos restando el valor inicial de la medición, logrando así observar el aumento en la presión de poro inducida por el oleaje respecto a dicho exceso. Por otro lado, al no contar con esa información para los datos obtenidos en el ensayo de 60A40C, en las gráficas se observa el registro tal y como fue medido.

A pesar de ello, sí puede identificarse el efecto que causa el porcentaje de material fino presente en la mezcla, en la acumulación de la presión de poro. Comparando el comportamiento de los materiales 30A70C y 60A40C, se observa que, a mayor contenido de material fino:

- El aumento en la presión de poro es más lento, y

- La presión residual acumulada alcanza un valor máximo más alto, pero requiere la acción de un mayor número de olas para alcanzarlo.

Por ejemplo, en $z=0.04$ m (Figura IV-4), el valor máximo alcanzado por la presión de poro residual en 60A40C ocurre a los 50 s de iniciada la grabación de los registros, y es igual a 0.5 cm de columna de agua; en cambio, para 30A70C el valor máximo se encuentra a los 200 s y es igual a 1.0 cm de columna de agua.

Debido a que en el caso 60A40C la permeabilidad del material es más alta respecto a la de 30A70C, existe un mayor flujo del agua en los poros que libera la acumulación de la presión rápidamente y esto impide un mayor aumento en la presión. Este fenómeno (la acumulación) es el responsable de la licuefacción del suelo, como se detalla en la sección IV.2.4.

Un comportamiento atípico es registrado por el sensor KD16 ($z=0.16$ m) en el ensayo de 30A70C, en el cual se encuentra una disminución en la presión, sin acumulación, indicando que hay un flujo ascendente del agua en los poros (drenado). Esto se atribuye a una irregularidad del material en esa zona, debida a la presencia de aire atrapado en los poros.

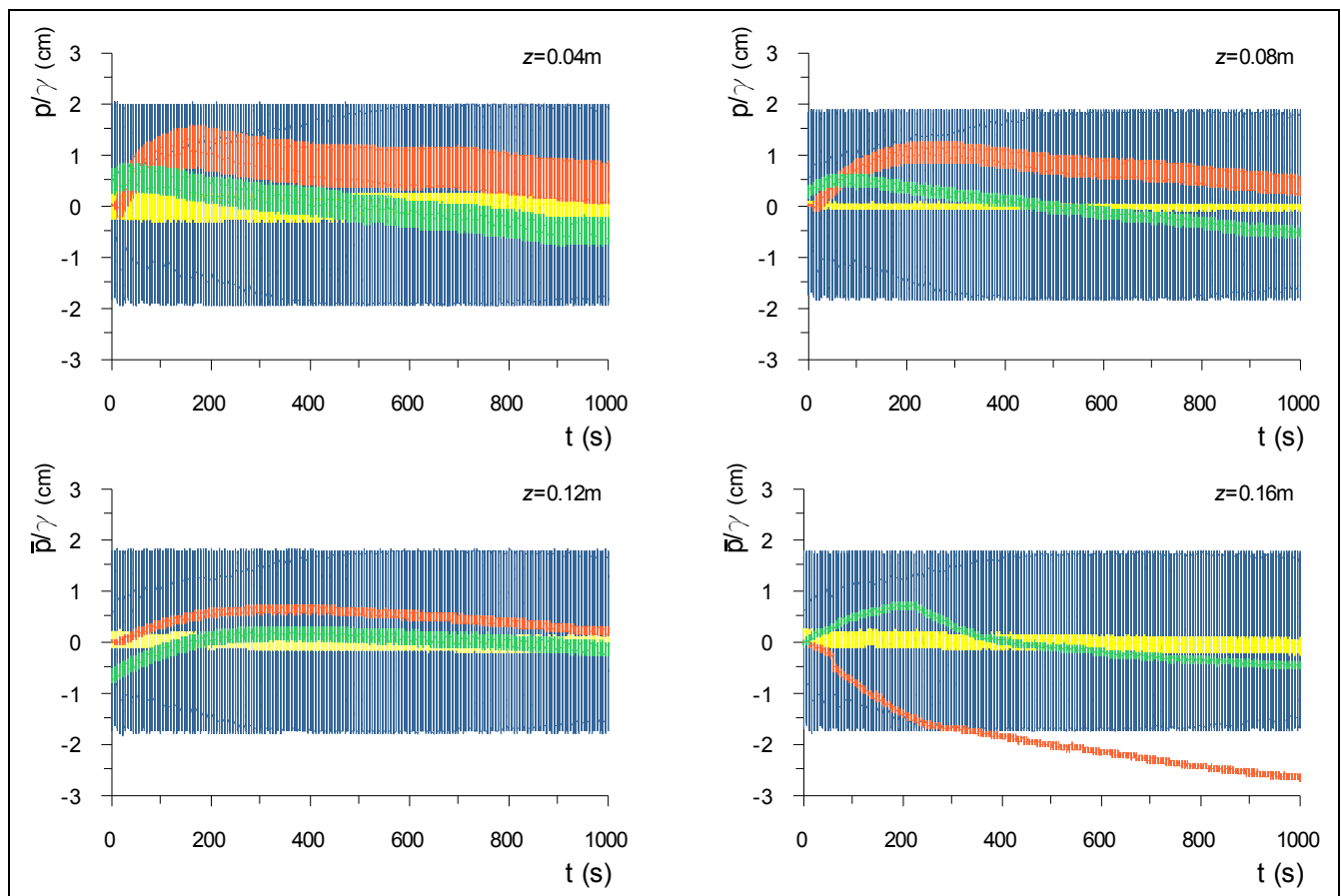


Figura IV-4 Comparación de la respuesta en las diferentes profundidades, Fase 1a
 (- 100A - 85AQ5C - 60A40C - 30A70C)

Mecanismo oscilatorio de la presión de poro y desfase

La disminución en la amplitud del mecanismo oscilatorio con el aumento en la profundidad se corrobora en los resultados obtenidos en los materiales ensayos. En la Figura IV-4 puede distinguirse este fenómeno, y en la Figura IV-5 y la Figura IV-6 se observa a detalle.

Para el caso de 100A, se presentan en la Figura IV-5 los primeros segundos de los registros de la variación de la superficie libre y la presión de poro inducida por el oleaje a diferentes profundidades (SN07, KD13, KD14, KD15 y KD16), para la Fase 1. Como se observa, todos los registros están en fase y la amplitud de la presión es prácticamente la misma para las cuatro profundidades debido a la buena permeabilidad del material (ver Figura IV-13).

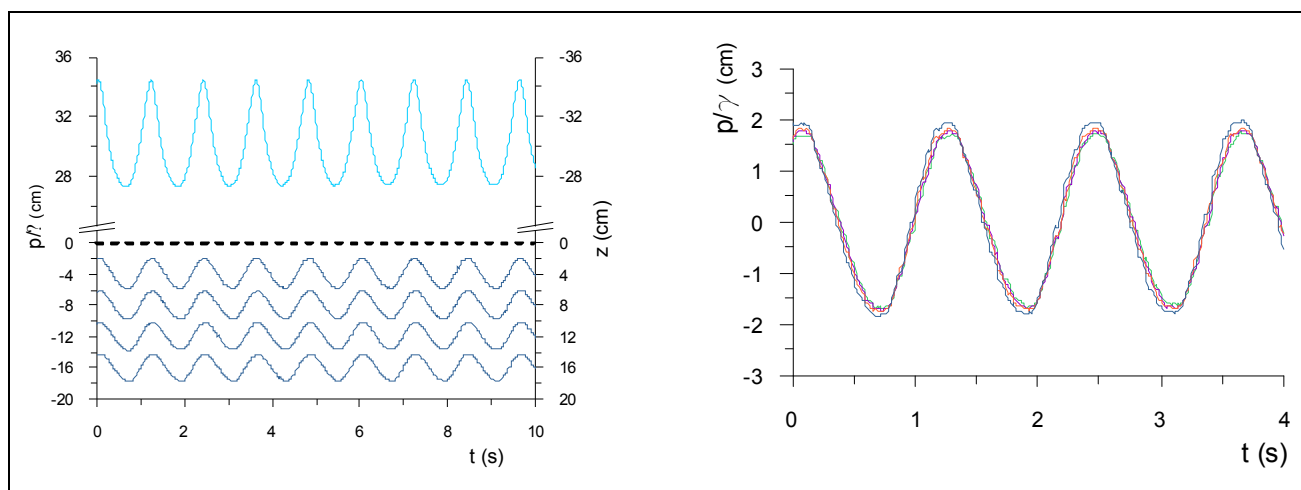


Figura IV-5 Detalle de la variación de la superficie libre y la presión de poro (100A: Fase 1a)
(— Superficie libre — Presión de poro)

En la Figura IV-6 se comparan 10 s de los registros de los mismos sensores, obtenidos para 85A15C, 60A40C y 30A70C durante la Fase 2a. En todos los casos hay reducción en la amplitud de la presión de poro con el aumento en la profundidad y un desfase respecto a la superficie libre, presentando las siguientes diferencias:

Como ya se verificó, no hay acumulación en la presión para 85A15C, pero la amplitud de la oscilación se reduce de manera importante respecto a lo observado en 100A, por ejemplo, de 0.04 cm a 0.005 m en $z=0.04$ m. Esto como resultado de reducción en la permeabilidad del al agregar al material granular 15% de finos. La oscilación en $z=0.04$ m mantiene la fase de la superficie libre, y en $z=0.08$, 0.12 y 0.16 m se identifica un desfase de $0.5T$ aproximadamente.

De la gráfica de 60A70C (Figura IV-6), en la reducción en la amplitud se encuentra una inconsistencia, pues en $z=0.08$ m es menor que en $z=0.12$ m, y el desfase es grande respecto a las profundidades vecinas. Este fenómeno fue observado a lo largo de todas las fases del ensayo para este sensor (KD14), pero no para el resto de los sensores ubicados a esa profundidad, por lo cual

esto puede atribuirse a una irregularidad del material en la zona circundante a dicho sensor y no al comportamiento típico de la presión inducida.

En el caso de la respuesta observada para 30A70C, la amplitud de la onda disminuye, encontrando para $z=0.12$ y 0.16 m una oscilación muy pequeña respecto a la inducida en $z=0.04$ m. Las ondas en $z=0.04$ y 0.08 m mantienen la fase de la superficie libre, esto como resultado del alto contenido de finos en el material (70%), lo cual reduce de manera importante su permeabilidad y por lo tanto la capacidad del flujo inducido por el oleaje.

También cabe mencionar que con el aumento del contenido de finos, la amplitud de la presión de poro inducida aumenta.

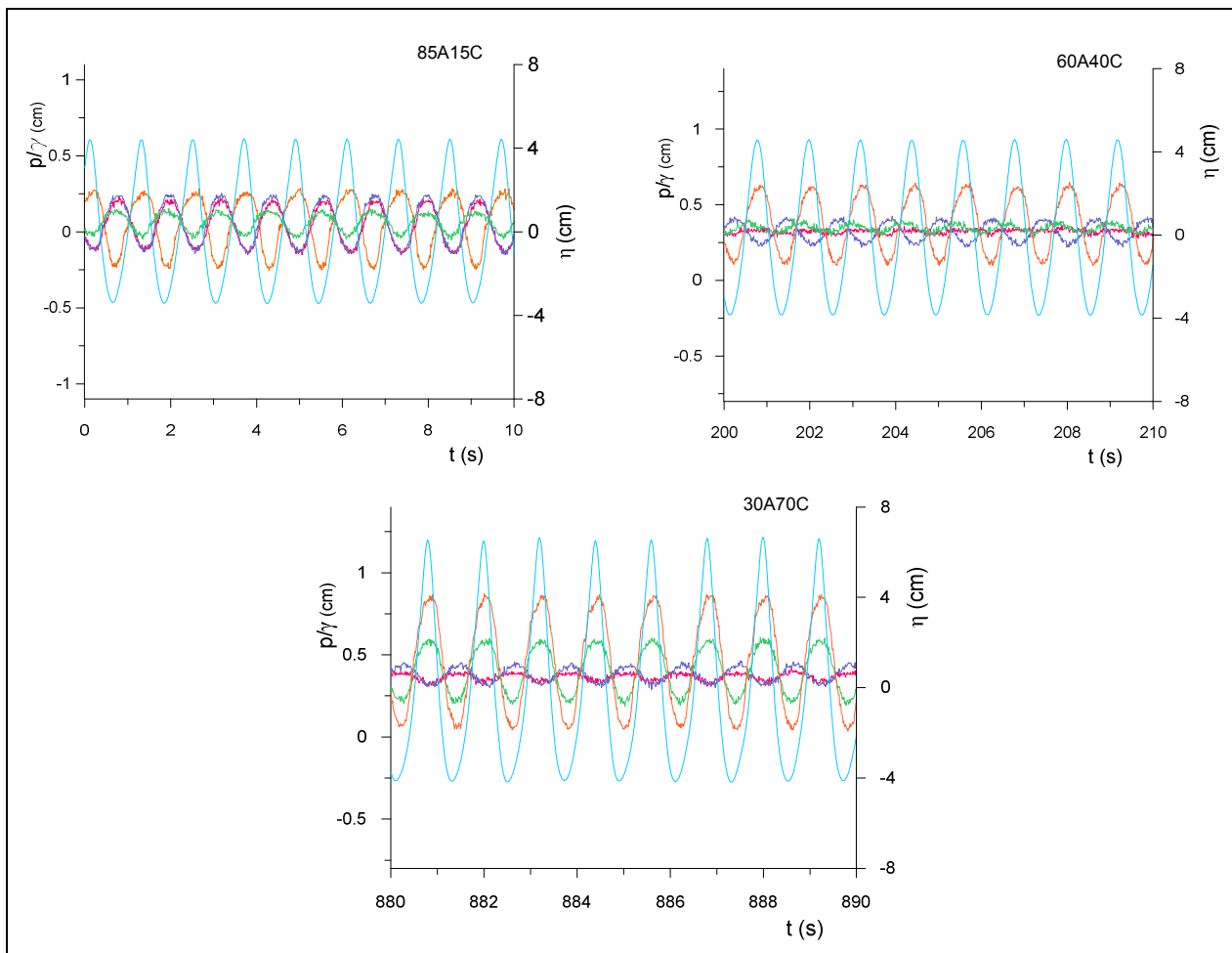


Figura IV-6 Detalle de la variación de la superficie libre y la presión de poro (Fase 2a)
 (— Superficie libre $z =$ — 0.04 m — 0.08 m — 0.12 m — 0.16 m)

IV.2.3 Efecto del incremento de altura de ola y cambio de fase

Cada una de las fases de los ensayos Tipo 1 consistió en dos etapas, a y b, en las cuales se realizó un aumento en la altura de la ola de 0.08 m a 0.10 m, manteniendo el periodo de 1.2 s, con un tiempo de consolidación de 24 h entre cada una (ver sección III.4.2). En las Figuras IV-7 y IV-8 se presenta la comparación de la respuesta de los diferentes materiales en las dos etapas de la Fase 1, y las Fases 1a y 2a, respectivamente. Esto a partir de los registros del sensor KD14, ubicado a una profundidad de 0.08 m. En ellas se observa lo siguiente:

Respuestas sin acumulación en la presión de poro: 100A y 85A15C

Para 100A y 85A15C, con la altura de 0.10 m sigue sin presentarse una acumulación en la presión, y tal como se esperaba teóricamente, la amplitud aumenta con el incremento de la altura de ola.

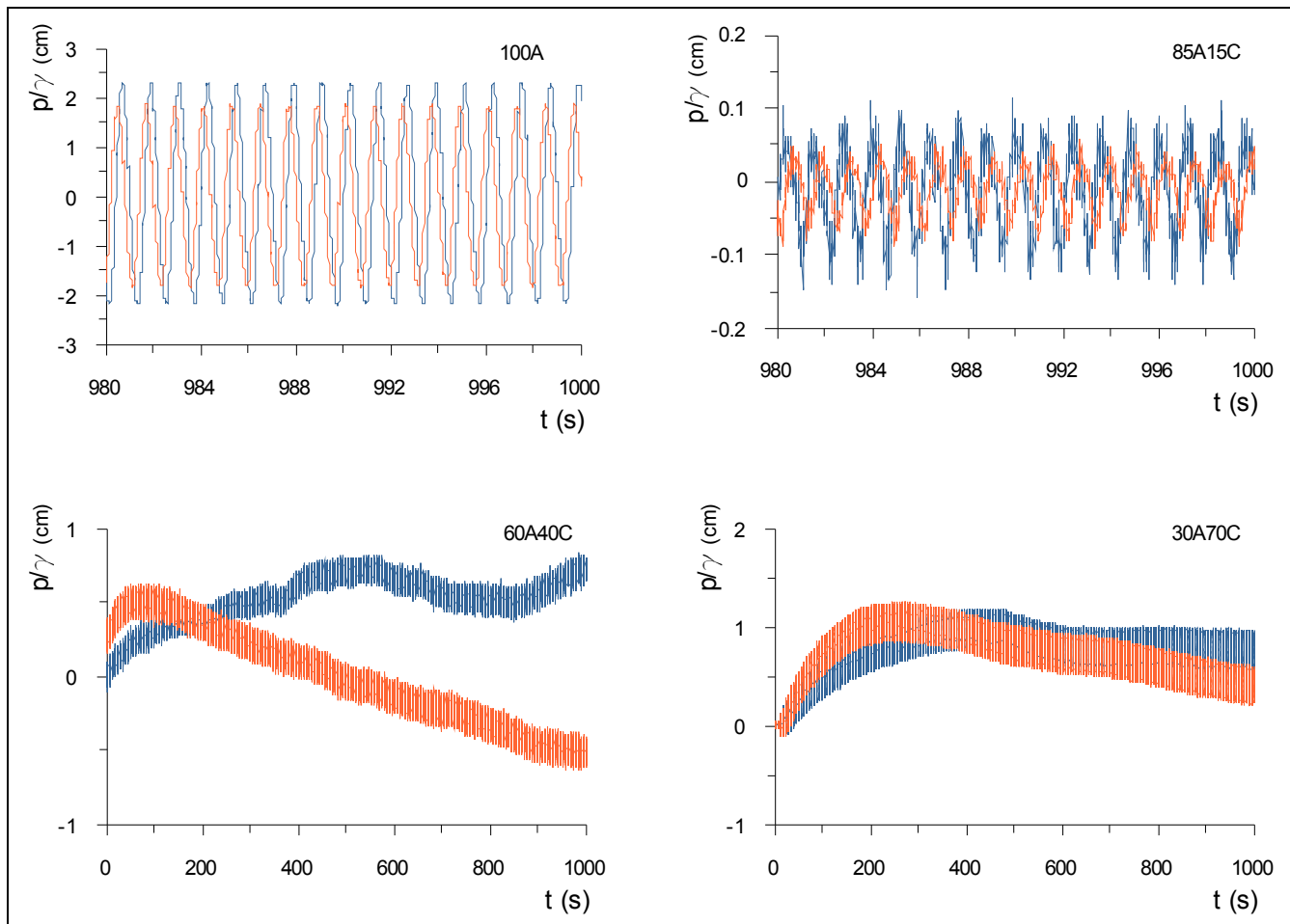


Figura IV-7 Comparación entre Fase 1a y 1b para los diferentes materiales ($z=0.08$ m)
 (— Fase 1a — Fase 1b)

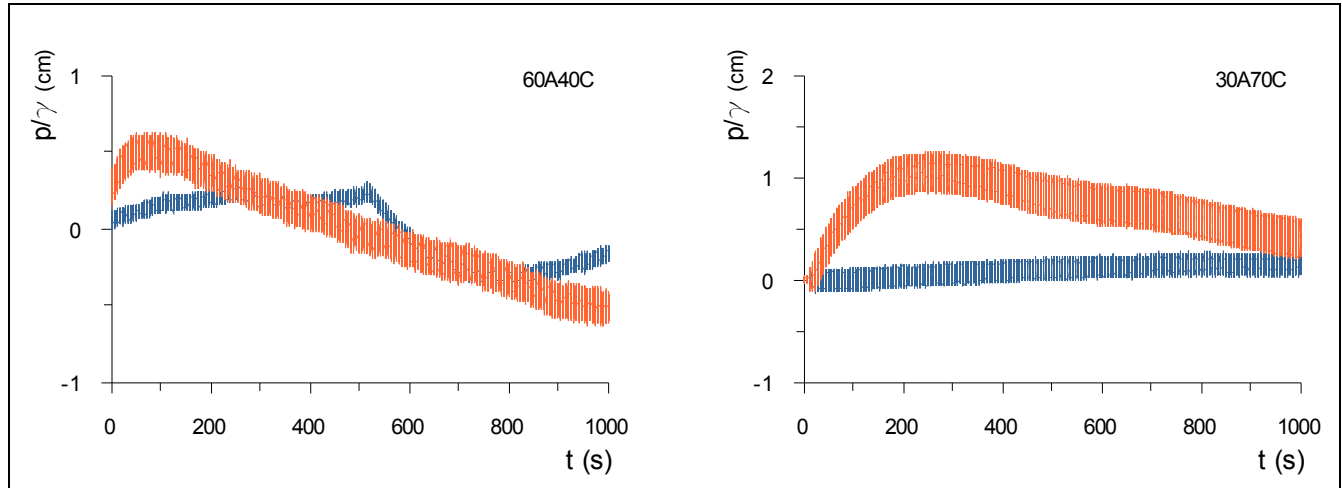


Figura IV-8 Comparación entre Fase 1a y Fase 2a para 60A40c y 30A70C ($z=0.08$ m)
(— Fase 1a — Fase 2a)

Respuestas con acumulación en la presión de poro: 60A40C y 30A70C

En los registros de 60A40C y 30A70C se observa que durante la Fase 1a, el aumento en la presión de poro residual es más acelerado y el valor máximo se alcanza antes respecto a la respuesta de los materiales en la Fase 1b, a pesar de que en esta última la altura de ola fue más alta (Figura IV-7). De acuerdo con Sumer *et al.* (1999) esto se debe a que durante la primera fase en que el suelo estuvo expuesto a la acción del oleaje, las partículas sólidas son reacomodadas como resultado del aumento y disipación de la presión de poro. Cuando el suelo es expuesto por segunda vez al oleaje, el tamaño de los poros es menor y por lo tanto la posibilidad de un reacomodo de los granos disminuye; así, la acumulación en la presión es pequeña comparada con la alcanzada previamente.

Por otro lado, durante la Fase 1a, la presión de poro en estos materiales comienza a disminuir una vez que la acumulación ha alcanzado el valor máximo. Esto corrobora que el material se encontraba aún en un proceso de consolidación, pues el agua en los poros sigue siendo drenada y por lo tanto, el exceso de presión de poro que había sido inducido, es disipado. En la Fase 1b se observa que el material aún es capaz de acumular presión, debido a que todavía existen poros cuyo volumen puede ser ocupado por los granos, y ya no hay un descenso en la presión de poro. Cuando inició la Fase 2a, el suelo ya había sido sometido por 6 h a la acción del oleaje y a un tiempo total de consolidación estática de 4 días. Como se observa en la Figura IV-8, la presión inducida presenta cierta tendencia a aumentar, pero sin alcanzar un valor máximo en el caso 30A70C. En 60A40C el aumento es lento y llega a un punto donde aparece una súbita disminución en la presión, fenómeno que no fue observado en ninguno de los otros sensores durante este ensayo, los cuales mostraron un comportamiento prácticamente igual al mostrado para 30A70C. Por lo tanto, se puede determinar que este registro es resultado de una irregularidad del material en esa zona.

IV.2.4 Efecto sobre el fondo y fallo del suelo

En las siguientes figuras se presentan las imágenes del estado final del fondo y el perfil medido con el Vectrino II al término de los ensayos realizados en los diferentes materiales. El esfuerzo que ejerce el oleaje sobre el fondo, para el caso de 100A (Figura IV-9) provocó la formación de rizos a lo largo de toda la charola que contenía el suelo, incluso transportando material fuera de la charola. Esta pérdida de material se ve claramente en el perfil dibujado con el registro del Vectrino II al comparar el perfil inicial con el final. La aparición de estas formas de fondo inició de manera simultánea a la acción del oleaje y se mantuvieron a lo largo de todo el ensayo, indicando que el suelo no alcanzó la licuefacción, pues en ese caso, las formas hubieran sido “lavadas” (Sumer *et al.*, 1999), esto se corrobora teóricamente.

Para el resto de los casos (Figuras IV-10, IV-11 y IV-12), no se generó ninguna forma de fondo ni se encontró una cantidad apreciable de material suspendido; únicamente se observa una ligera disminución del espesor del material iniciando en el centro de la charola y desapareciendo hacia las cercanías de las paredes. Esto fue resultado del proceso de consolidación, en condiciones estáticas (durante los periodos de consolidación determinados en la metodología) y dinámicas (durante la acción del oleaje que no lo llevó a la falla). Se puede distinguir que entre mayor contenido de finos, esta reducción es más grande, debido a que las partículas más finas tienden a acomodarse eliminando mayor cantidad de vacíos que las partículas gruesas.

Para determinar si el suelo ha alcanzado la licuefacción se empleó el criterio del esfuerzo efectivo normal principal inicial, validado por Sumer *et al.* (2012). En la Tabla IV-2 se presentan los valores necesarios para el cálculo de dicho esfuerzo (Ec. II-45), el cual debe ser superado por la presión de poro residual registrada.

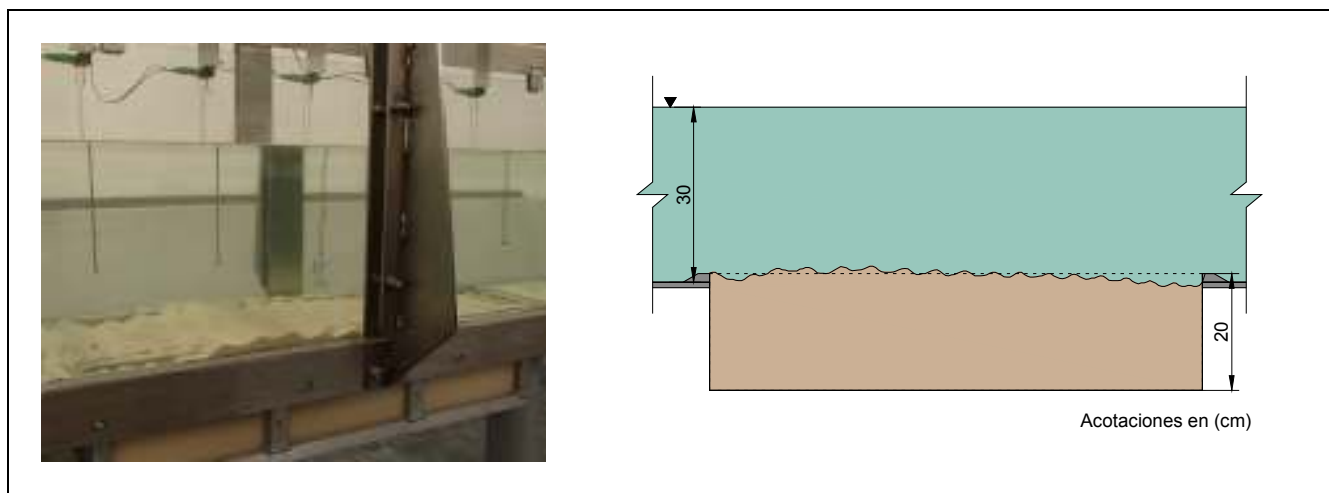


Figura IV-9 Perfil resultante concluido el ensayo: 100A

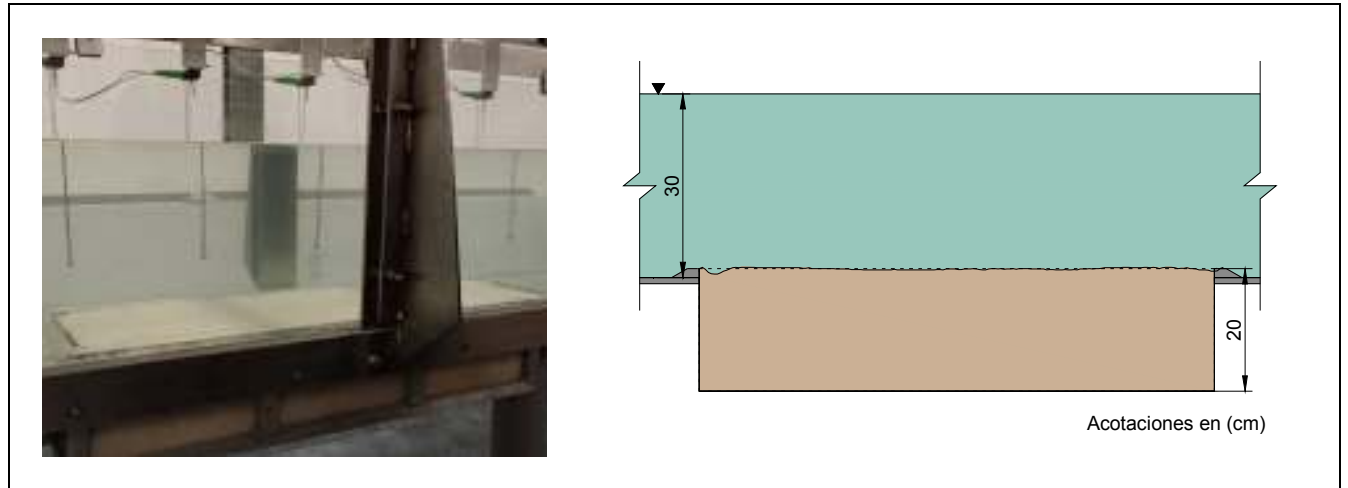


Figura IV-10 Perfil final concluido el ensayo: 85A15C

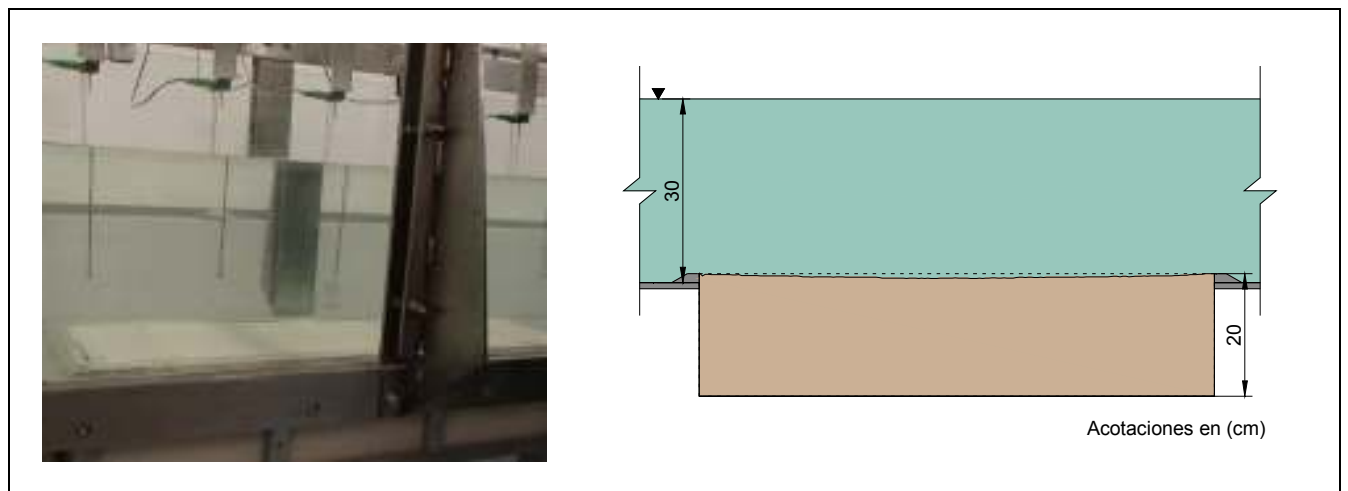


Figura IV-11 Perfil final concluido el ensayo: 60A40C

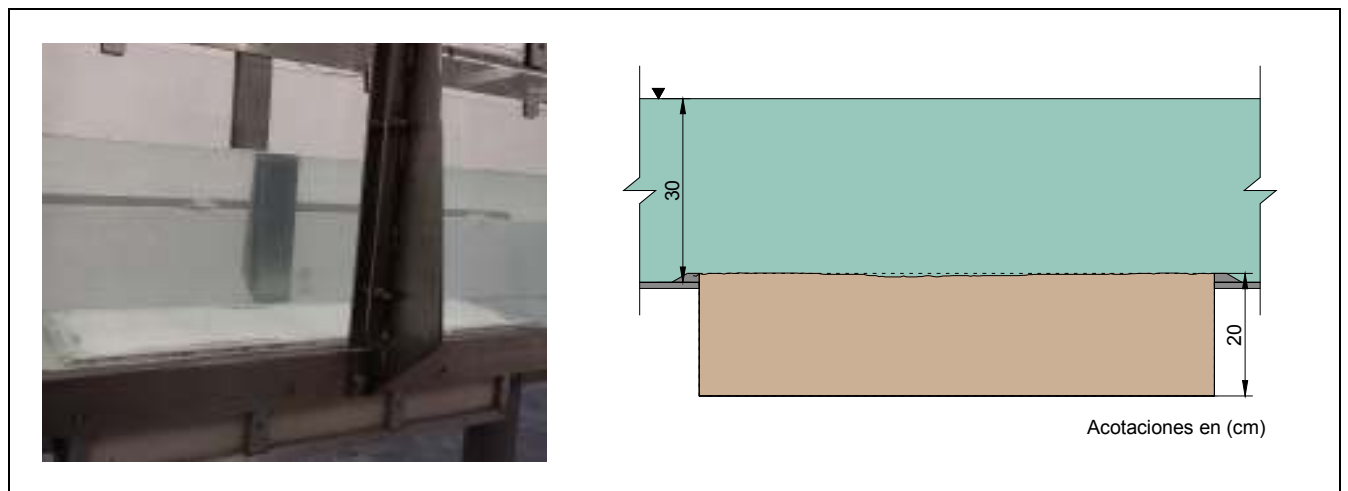


Figura IV-12 Perfil final concluido el ensayo: 30A70C

Tabla IV-2 Propiedades físicas de los materiales (ensayos Tipo 1) y esfuerzo efectivo normal principal inicial

Material	γ_s (N/m ³)	n^*	γ' (N/m ³)	z (m)	φ (°)*	k_0^*	σ'_{o} (N/m ²)	σ'_{o}/γ (cm)
100A	27958.5	0.5	9074.25	0.04	35	0.426	224.18	2.29
				0.08			448.35	4.57
				0.12			672.53	6.86
				0.16			896.70	9.14
85A15C	27664.2	0.5	8927.10	0.04	34	0.441	223.96	2.28
				0.08			447.93	4.57
				0.12			671.89	6.85
				0.16			895.86	9.13
60A40C	26781.3	0.5	8485.65	0.04	33	0.455	216.18	2.20
				0.08			432.37	4.41
				0.12			648.55	6.61
				0.16			864.73	8.81
30A70C	25506	0.5	7848.00	0.04	32	0.470	203.02	2.07
				0.08			406.04	4.14
				0.12			609.06	6.21
				0.16			812.07	8.28

*Las propiedades no obtenidas en el laboratorio fueron determinadas con valores típicos de acuerdo al tipo de material (Bowles, 1988; Sanders, 1998; Sumer y Fredsøe, 2002; Angelone *et al.* 2006)

En la Figura IV-13 se presentan los primeros 2000 s de los registros de presión de poro promediada en el periodo, correspondientes a la Fase 1a, en las diferentes profundidades de medición. Los materiales que aparecen en dicha figura son sólo 60A40C y 30A70C, ya que como se ya se mencionó, en el caso de 100A y 85A15C no existe una acumulación en la presión (Figura IV-4).

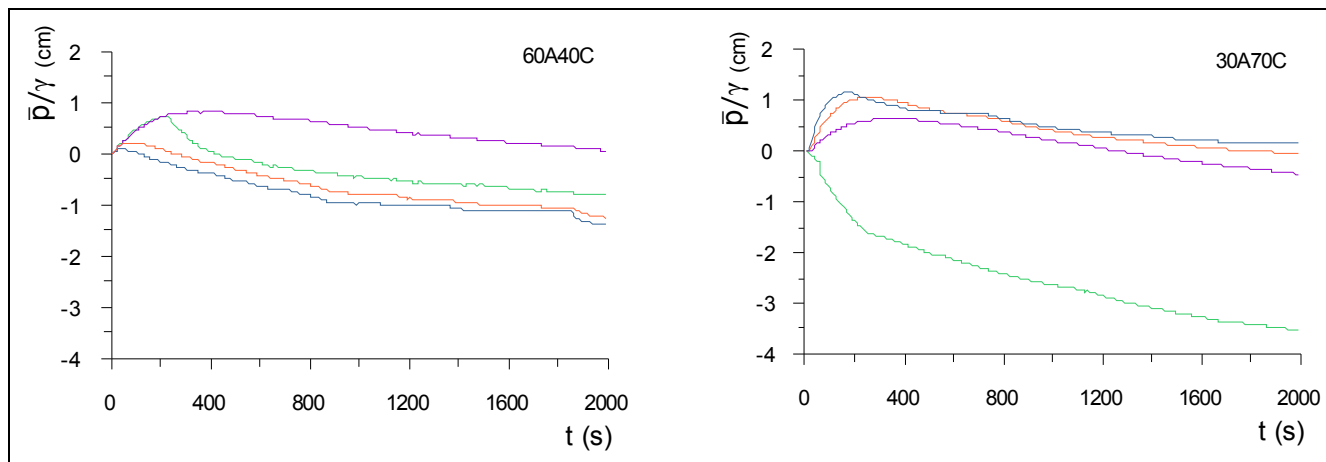


Figura IV-13 Aumento en la presión de poro promediada en el periodo, Fase 1a
($z = -0.04$ m — 0.08 m — 0.12 m — 0.16 m)

De acuerdo con los resultados del esfuerzo efectivo normal principal inicial y los registros presentados, se concluye que ninguno de los materiales alcanzó fallo por licuefacción: los valores de presión inducidos en el suelo no alcanzan los valores críticos presentados en la Tabla IV-2 debido a que la presión que logran acumular es rápidamente disipada (al existir una gran diferencia entre la presión medida y el esfuerzo calculado, los valores críticos no fueron representados en la gráfica de los registros).

Esto fue corroborado con la observación del comportamiento del material durante las 4 etapas de los ensayos. Como ya se mencionó, para el caso de 100A, las formas de fondo comenzaron a generarse con el paso de las primeras olas; para el resto de los materiales, el fondo permaneció inmóvil, no se presentó una importante suspensión del material fino ni se observó la capa fluida, condiciones características del material que ha fallado por licuefacción.

IV.2.5 Mapas de presión

Hasta ahora se ha analizado el comportamiento de los materiales a partir de los sensores de presión y de nivel ubicados en el centro de la charola contenedora, similar a lo realizado en trabajos similares (sección II.2). La variación espacial de la respuesta del suelo ante la acción del oleaje, puede ser observada a partir de los registros de los 28 sensores, realizando mapas de presión mediante la interpolación de los datos obtenidos en un instante determinado, en un plano longitudinal al sentido del flujo *X-Z*. Es importante mencionar que en la construcción de los mapas se consideró que el punto de medición de todos los sensores formaba un solo plano *X-Z*, es decir, que se encontraban localizados en la misma coordenada *y*, aunque los sensores KD01 al KD04 y KD25 al KD28 no cumplen con dicha condición (ver Tabla II-1). Los datos empleados para los mapas, corresponden al valor de la presión de poro promediada en el periodo (igual a la presión de poro residual) para evitar la influencia de la amplitud y el desfase en un instante dado. Para 100A y 805A15C, los mapas no se realizaron, pues esta presión es igual a cero al no haber acumulación. Por otro lado, tampoco fueron obtenidos los correspondientes a 60A40C por la incertidumbre en el valor inicial de la presión, el cual es necesario para representar el valor en exceso en la presión inducida por la acción del oleaje.

En la Figura IV-14 se presentan los mapas de presión correspondientes a las cuatro etapas del ensayo del material 30A70C a los 200 s de haber iniciado la generación del oleaje (como se observa en la Figura IV-7, alrededor de este instante se tiene la máxima acumulación en la presión). Una vez seleccionados los valores de la presión promediada en el periodo para todos los sensores en $t=200$ s, se utilizó el programa Surfer 10 para la generación de la malla por medio de una triangulación con interpolación lineal, y con esta información se crearon los mapas de contorno. De esta manera, se obtuvieron también los mapas correspondientes a los valores máximos alcanzados por la presión de poro promediada en el periodo a lo largo de las 3 h de duración de cada etapa, los cuales se encuentran en la Figura IV-15.

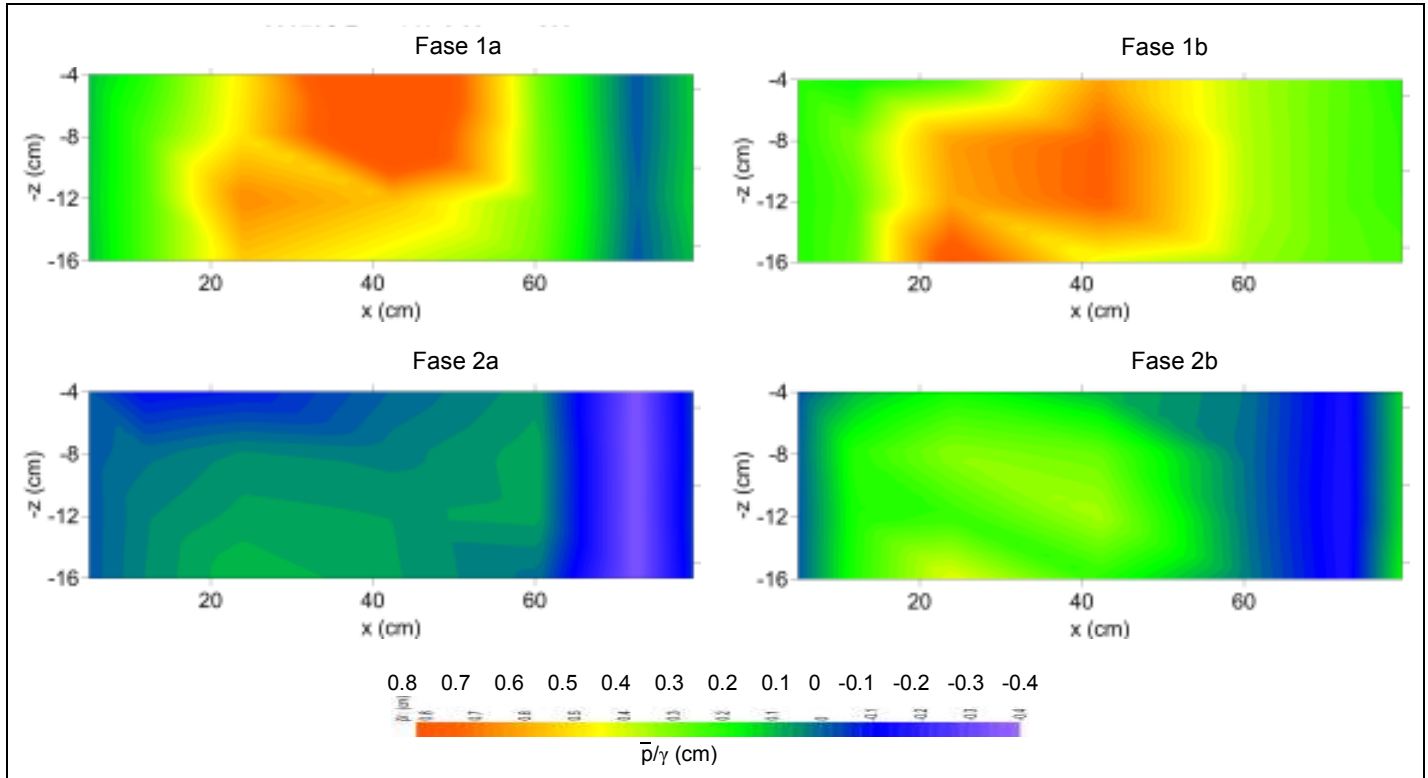


Figura IV-14 Mapas de presión promediada en el periodo en $t=200$ s para 30A70C

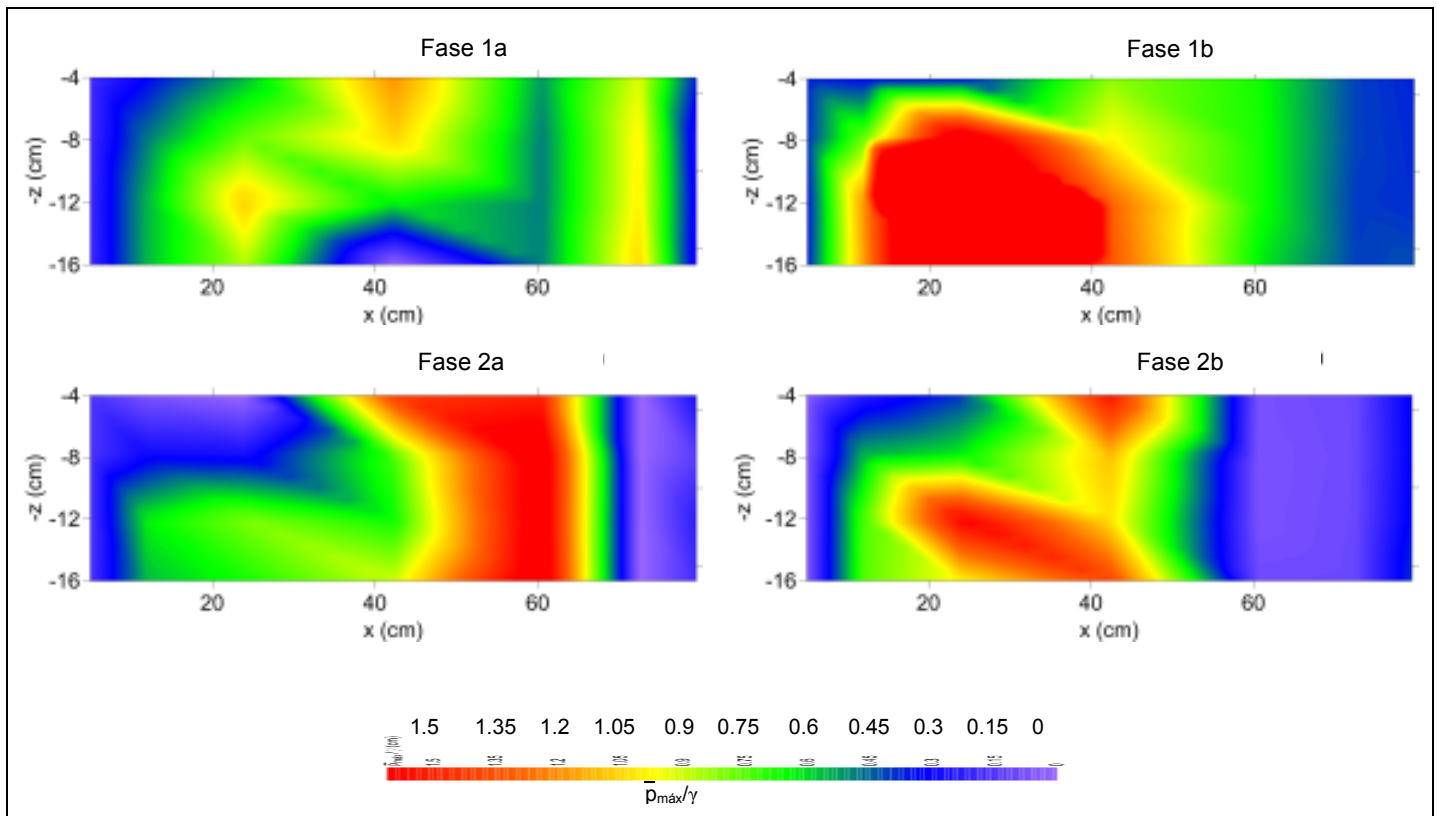


Figura IV-15 Mapas de presión promediada en el periodo máxima para 30A70C

En la Figura IV-14, como resultado del contacto entre el material y las paredes verticales de la charola (acrílico), se tiene una condición favorable para el drenado del agua en los poros, provocando la presencia de valores bajos de presión en la zona cercana a las paredes. El fenómeno bajo ondas progresivas se considera independiente del eje X (Kirca et al., 2013), a diferencia de ondas estacionarias, pero de acuerdo con los resultados obtenidos, para las condiciones del ensayo empleadas, esta variación espacial está presente. Una forma de evitar esta perturbación en el comportamiento, sería cubrir las paredes internas con un material de rugosidad similar o mayor a la del suelo, de esta manera se esperaría observar una variación menor a lo largo del eje X .

Este efecto, la disminución en la presión, es más evidente hacia el final de la caja ($x=0.80$ cm), lo cual implica que en esta zona se tiene un potencial menor para la acumulación de la presión inducida. Por otro lado, como se observa en los mapas, la variación vertical de la presión mantiene una misma tendencia a lo largo del eje X en la zona central de la charola (0.20 cm $< x <$ 0.60 cm). En cuanto a los valores máximos que alcanzó la presión (Figura IV-15), se observa el mismo comportamiento de la figura anterior en cuanto al efecto de las paredes verticales, pero se encuentra una distribución menos regular de la variación vertical en el eje X . En particular, para la Fase 1a, se observa que los valores más altos se encuentran en la zona cercana a la interface agua-suelo, pero como ya se mencionó, para este ensayo el registro del sensor KD16 (ubicado en $x= 0.423$ m y $z=0.16$ m) presentó un comportamiento atípico. Para el resto de las etapas del ensayo, se encuentran los valores de presión acumulada más altos en las zonas cercanas al fondo impermeable, con la distribución vertical ya comentada.

IV.3 Ensayos Tipo 2

Para el material fino (100C), se realizaron los ensayos Tipo 2 con la finalidad de observar el cambio en el comportamiento del material al no utilizar un porcentaje de material granular y, por otro lado, la influencia de la cantidad de agua empleada para la mezcla antes de ser colocada dentro de la charola.

IV.3.1 Efecto del cambio en la concentración y de fase del ensayo

En la Figura IV-16 se presentan los registros (KD14, KD15 y KD16) obtenidos en las dos fases del ensayo, para las diferentes concentraciones ensayadas. Debido a la cantidad de agua presente en el material, el proceso de consolidación provocó una disminución en el espesor del estrato (sección IV.3.2) y los registros de los sensores ubicados en $z=0.04$ m no fueron empleados para el análisis de las señales, ya que su comportamiento fue influenciado por la disminución de dicho espesor. En cuanto a la acumulación de la presión de poro, se distinguen dos respuestas:

1. Para la concentración inicial de 1.2 kg/L (100C-1.2), durante la Fase 1 la presión es menor respecto a lo observado en la Fase 2, similar a la respuesta de los materiales durante el ensayo Tipo 1, a pesar de que durante la Fase 2 el oleaje empleado es más energético.
2. Para 100C-1.5 y 100C-1.8, la presión alcanza valores más altos durante la segunda fase.

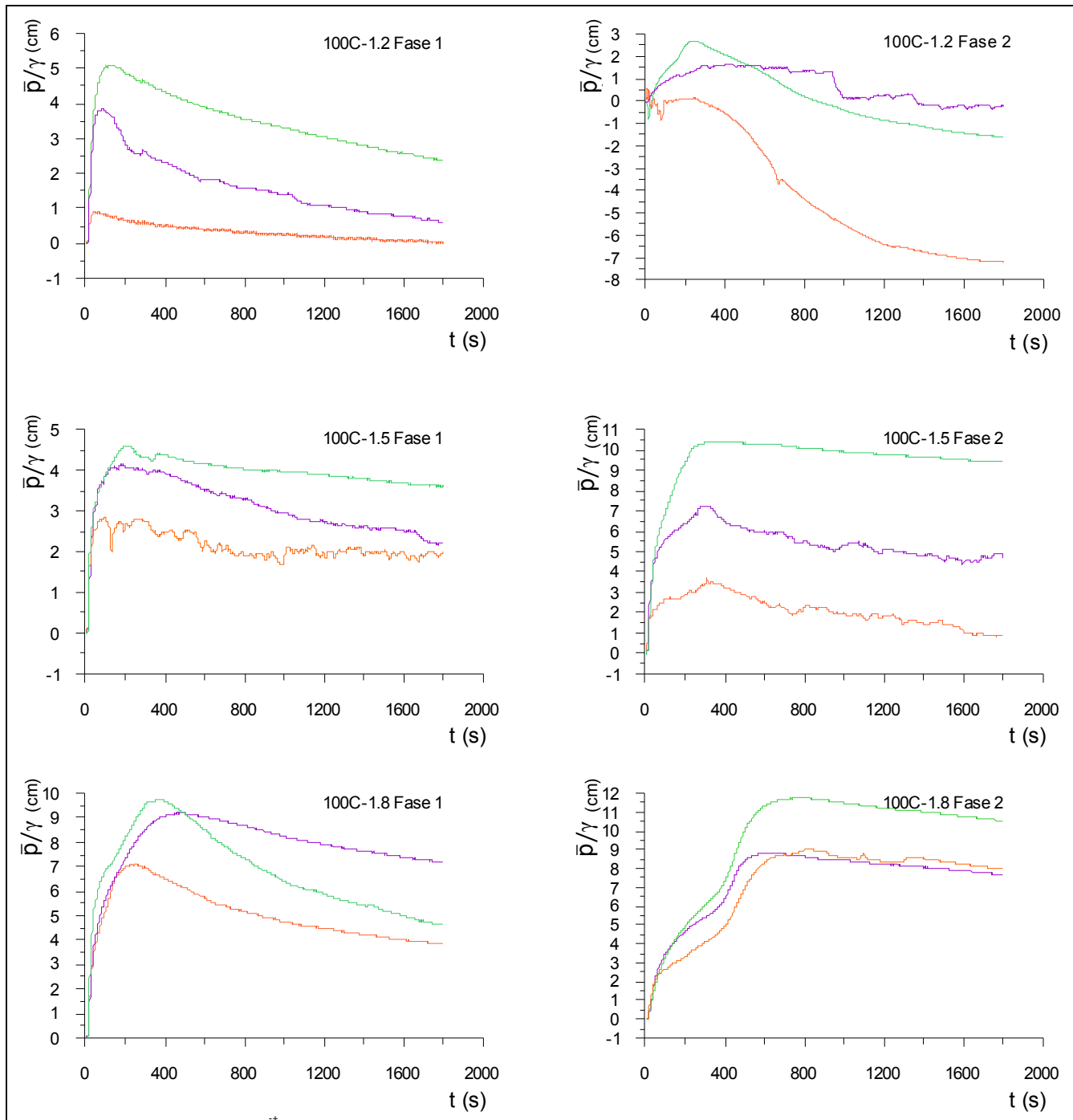


Figura IV-16 Comparación del aumento en la presión de poro en los ensayos Tipo 2
($z = 0.08$ m - 0.12 m - 0.16 m)

A pesar de que los tres ensayos fueron realizados con el mismo material, es claro que la cantidad de agua de la mezcla inicial es determinante en el comportamiento del material ante la acción del oleaje y, por lo tanto, en las conclusiones que pueden realizarse respecto a dicho comportamiento. Por ello, la caracterización de las propiedades físicas del material es muy importante. De los registros se concluye que a mayor cantidad de partículas sólidas presentes en la mezcla inicial, la acumulación de presión en los poros será más alta pero con una tasa menor, por lo que para alcanzar el valor máximo, y en su caso la falla del suelo, se requiere del paso de una mayor número de olas, respecto a las mezclas donde la cantidad de agua haya sido mayor. El comportamiento del valor máximo que alcanza la presión, para las diferentes profundidades, en función de la cantidad inicial de partículas sólidas en el suelo, se presenta en la Figura IV-17. Se observa un aumento lineal de la presión máxima respecto a la concentración, con una ligera variación en el valor de las pendientes del ajuste, pero en todos los casos positivas.

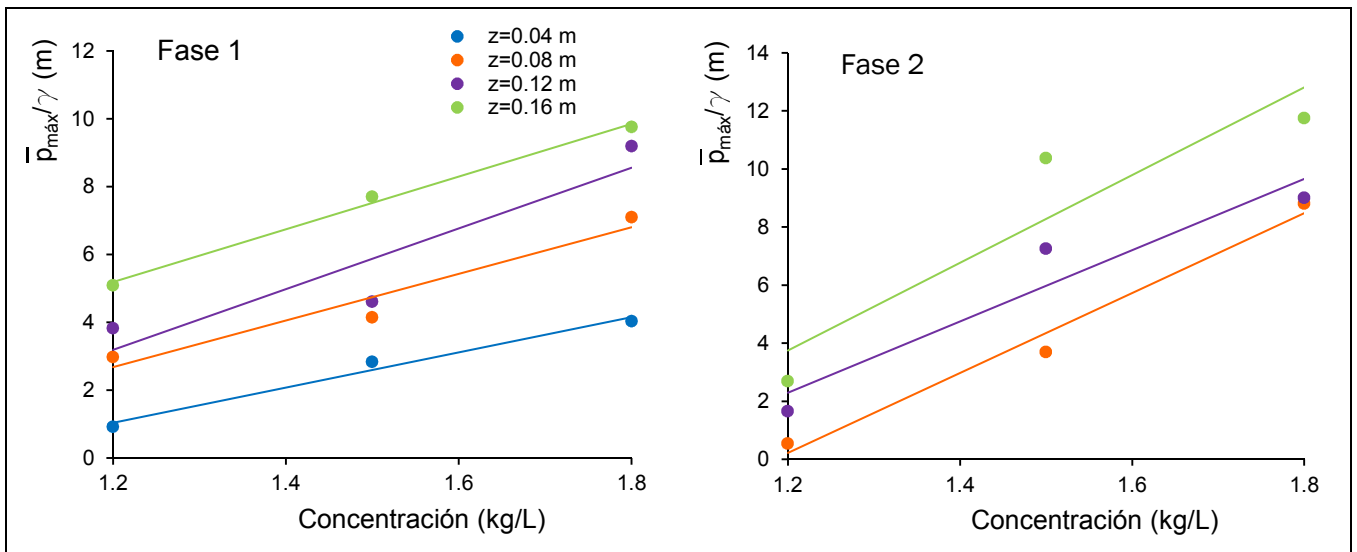


Figura IV-17 Variación de la presión promediada en el periodo máxima en función de la concentración inicial

Una vez que la presión residual ha alcanzado el valor máximo, en todos los casos se observa que ésta comienza a disminuir, pero al finalizar los 30 min de duración del ensayo aún no se ha alcanzado la disipación completa. De acuerdo con la descripción esquemática del exceso de presión de poro promediada en el periodo realizada por Sumer *et al.* (2006b), todos los casos de estos ensayos presentan únicamente la etapa del aumento en la presión y la zona de licuefacción (lo cual es corroborado en la sección IV.3.2), por lo que se esperaría que para una mayor duración de la acción del oleaje se observara el fenómeno completo.

Kirca *et al.* (2013) reporta que las señales de la presión promediada en el periodo, para el caso de ondas progresivas, no se cruzan entre ellas, como ocurre para ondas estacionarias. De acuerdo con los registros de la Figura IV-16, en tres de los ensayos se presentó el cruce. En el caso de

100C-1.2 Fase 2, contrario a la Fase 1, se observa un comportamiento muy particular, pues la presión en $z=0.04$ m presenta una disminución a lo largo de todo el ensayo, indicando el drenado del agua en los poros; en $z=0.12$ m hay una acumulación mínima; y para $z=0.16$ m la acumulación es más alta. Esta respuesta se atribuye al estado inicial del material como resultado de la cantidad de agua en los poros y del efecto de la acción del oleaje durante la Fase 1.

IV.3.2 Efecto sobre el fondo y fallo del suelo

De la Figura IV-18 a la Figura IV-21 se presentan los perfiles, dibujados a partir de las mediciones del Vectrino II, para el estado inicial (tomado antes de iniciar la acción del oleaje) y final (tomado al concluir la acción del oleaje) del material colocado dentro de la charola. Al término de la colocación del material, éste fue enrazado respecto al borde de la charola, marcado en las figuras por la línea punteada. Finalizado el primer periodo de consolidación, el espesor disminuyó como lo indican las líneas rojas (perfil inicial), es decir, el material reduce su volumen debido al agua que ha sido desalojada de los poros del suelo. Se observa que a mayor concentración inicial de material sólido, esta reducción es menor.

De acuerdo con los perfiles finales, marcados con una línea negra en las figuras, el fondo presenta un volumen menor, lo cual es resultado de la pérdida de material de la capa fluida, ya que gracias al tamaño de las partículas sólidas del material, el esfuerzo en el fondo era capaz de suspenderlo. Esta pérdida es menor para el caso de 100C-1.8, donde el transcurso de todo el ensayo (Fase 1 y 2) sólo provocó una pequeña variación del fondo respecto al estado inicial, lo cual se observa en la Figura IV-21. Por otro lado, el perfil permanece prácticamente paralelo al fondo impermeable, es decir, no hay ninguna forma de fondo presente; únicamente se observa una variación en la zona cercana a $x=0$, donde el movimiento del sedimento se atribuye al contacto inicial del flujo con el cambio de fondo (de material y de la profundidad, con una variación gradual de 0.02 m). Esto indica que al terminar la acción del oleaje, la capa fluida del material vuelve a ocupar la forma en la que se encontraba inicialmente. Dicha capa fluida fue observada a lo largo de los ensayos y su formación fue resultado de la licuefacción del suelo.

Al igual que en los Ensayos Tipo 1, se empleó el criterio del esfuerzo efectivo normal principal inicial para comprobar teóricamente la falla del suelo por licuefacción. En la Tabla IV-3 se presentan los valores empleados para obtener el valor del esfuerzo, y en la Figura IV-22 la gráfica de dicho esfuerzo respecto a los registro de presión.

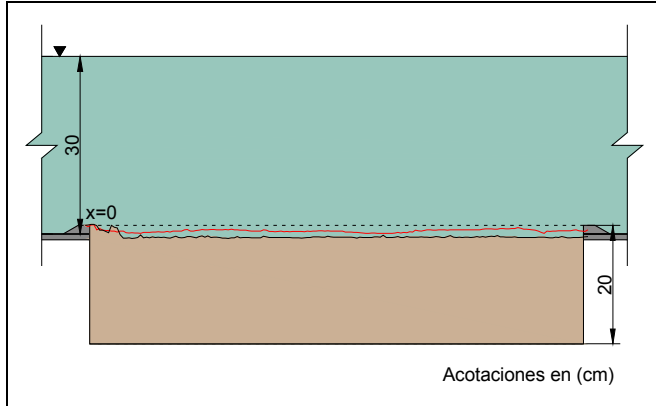


Figura IV-18 Perfil concluida la Fase 1: 100C-1.2
(-- Colocación inicial – Perfil inicial – Perfil final)

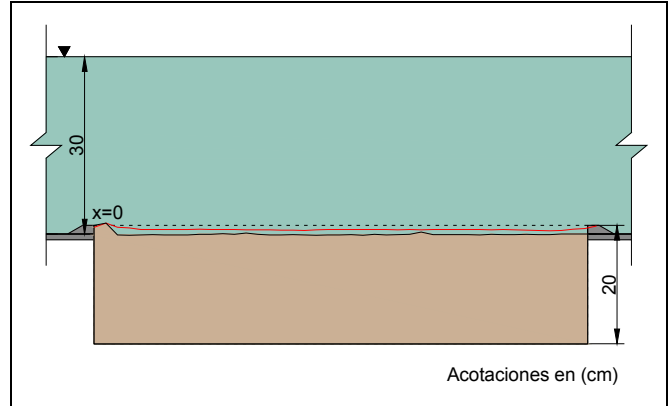


Figura IV-19 Perfil concluida la Fase 1: 100C-1.5
(-- Colocación inicial – Perfil inicial – Perfil final)

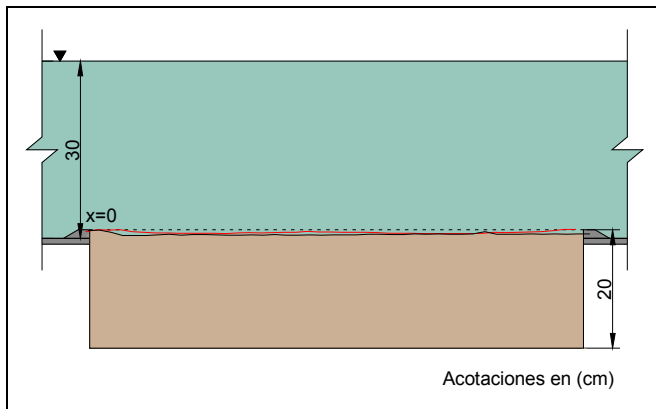


Figura IV-20 Perfil concluida la Fase 1: 100C-1.8
(-- Colocación inicial – Perfil inicial – Perfil final)

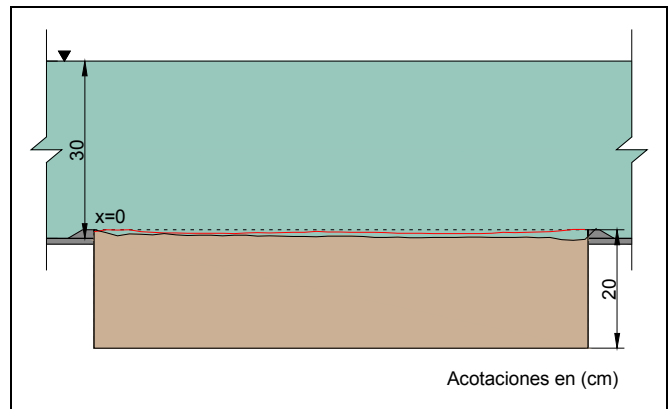


Figura IV-21 Perfil resultante concluido el ensayo
(Fase1 y 2): 100C-1.8
(-- Colocación inicial – Perfil inicial – Perfil final)

Tabla IV-3 Propiedades físicas de los materiales (ensayos Tipo 2) y esfuerzo efectivo normal principal inicial

Material	γ_s (N/m ³)	n	γ' (N/m ³)	z (m)	ϕ (°)*	k_0 *	σ'_0 (N/m ²)	σ'_0/γ (cm)
100C-1.2	21238.65	0.65	4000.03	0.04	30	0.500	152.38	1.55
				0.08			304.76	3.11
				0.12			457.15	4.66
				0.16			609.53	6.21
100C-1.5	24721.2	0.63	5517.14	0.04	30	0.500	147.12	1.50
				0.08			294.25	3.00
				0.12			441.37	4.50
				0.16			588.50	6.00
100C-1.8	24721.2	0.53	7008.26	0.04	30	0.500	186.89	1.91
				0.08			373.77	3.81
				0.12			560.66	5.72
				0.16			747.55	7.62

*Las propiedades no obtenidas en el laboratorio fueron determinadas con valores típicos de acuerdo al tipo de material (Bowles, 1988; Sanders, 1998; Sumer y Fredsøe, 2002; Angelone *et al.* 2006)

En Figura IV-22 se corrobora que el esfuerzo crítico es superado antes de que la presión acumulada llegue al valor máximo, tal como lo plantea Sumer *et al.* (2012). Por otro lado, conforme aumenta la cantidad de sólidos en la mezcla, el fallo se alcanza con la acción de un mayor número de olas. En todos los casos, el fallo se propaga de la superficie hacia el fondo impermeable.

En 100C-1.2 y 100C-1.5 se observa una respuesta fluida, pero en 100C-1.8 Fase 2, se presenta una transición, pues se identifica una primera etapa de aumento que no alcanza el esfuerzo efectivo normal principal inicial, pero posteriormente, se da otro aumento que permite que la presión supere el valor crítico. Esto se puede explicar como resultado de un reacomodo de las partículas sólidas durante la acción de las primeras olas, permitiendo que con el paso de los siguientes ciclos, la presión no sea disipada, sino acumulada. Esta respuesta fue identificada por Sumer *et al.* (1999).

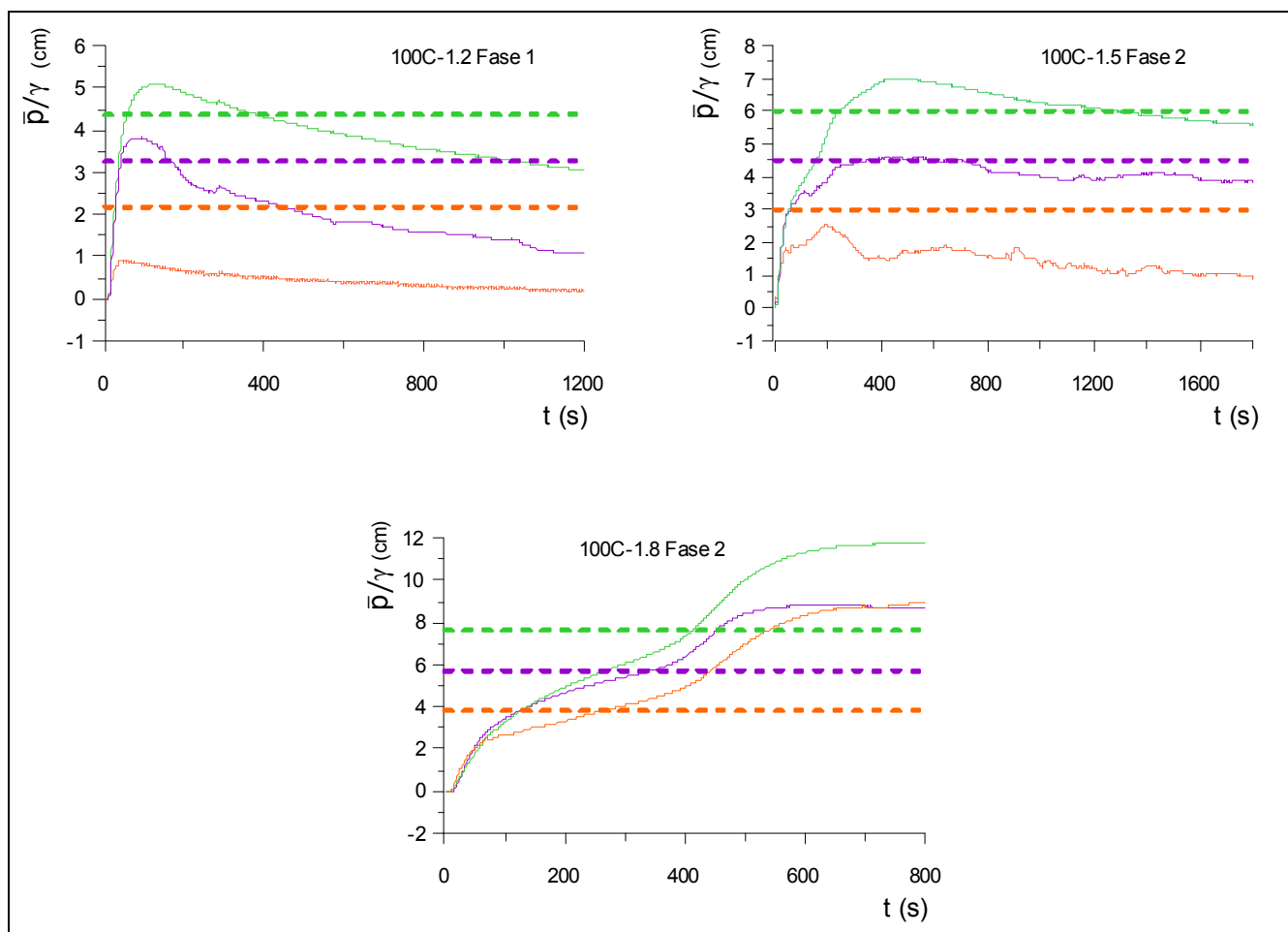


Figura IV-22 Condición de fallo para los ensayos Tipo 2
 ($z =$ — 0.08 m — 0.12 m — 0.16 m, -- σ'_0/γ)

IV.3.3 Mapas de presión

Los mapas de presión para los resultados de los Ensayos Tipo 1, obtenidos como se detalla en la sección IV.2.5, se presentan en las Figuras IV-22 y IV-23.

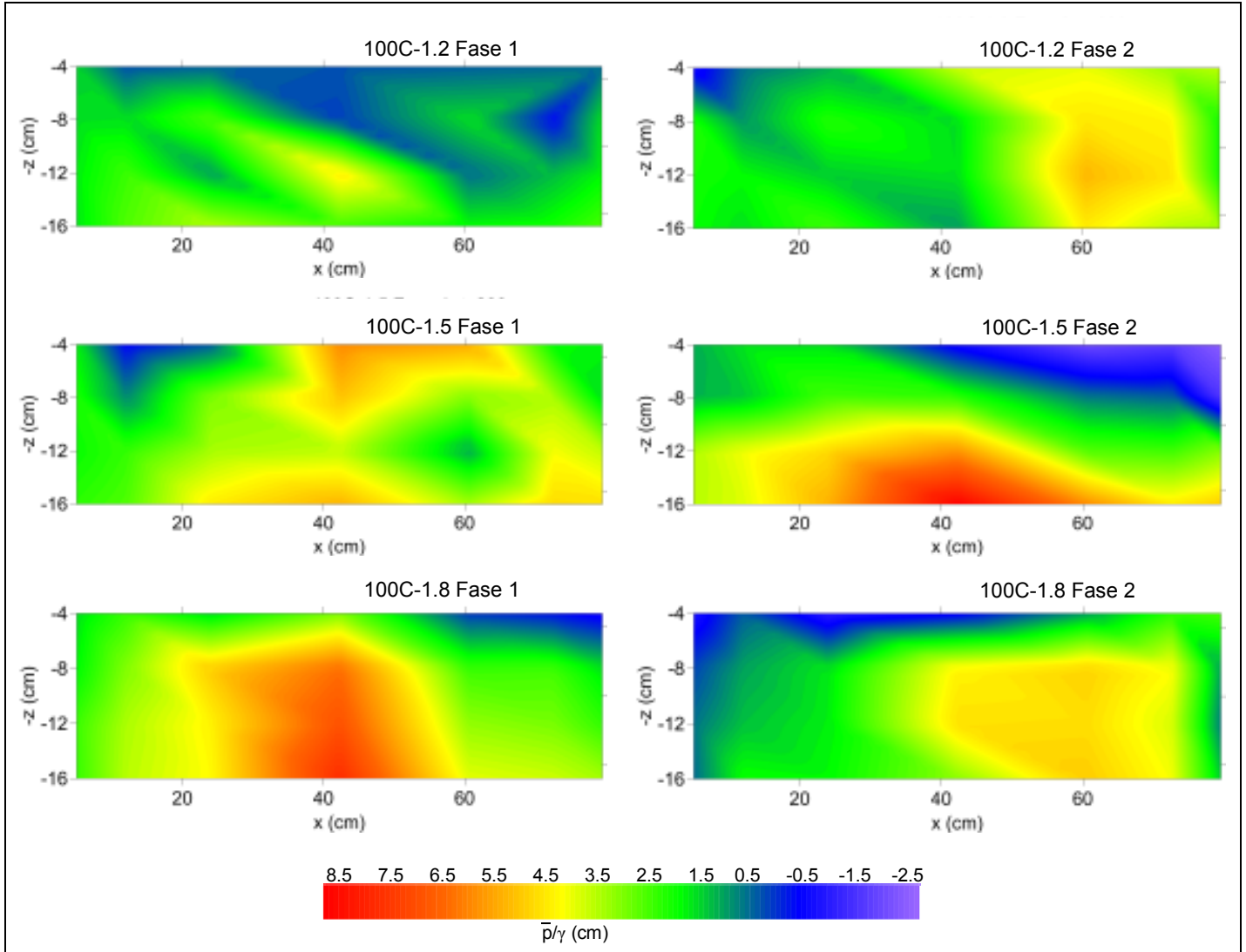


Figura IV-23 Mapas de presión promediada en el periodo en $t=200$ s para 100C

En la Figura IV.22, se pueden observar algunas zonas donde la presión promediada en el periodo toma valores negativos, especialmente en las zonas superficiales cercanas a $z=0.04$ m. En 100C-1.2 Fase 1, para $t=200$ s, ya se había alcanzado la licuefacción, por lo que el material podría encontrarse en un proceso de compactación, provocando la disminución de la presión. Debido a la presencia de la capa fluida, la presión será menor al valor de referencia inicial, llevando a valores negativos. Mismo fenómeno se observa en el resto de los mapas, donde hay presencia de presiones negativas en las capas superficiales.

Se tiene una menor influencia del contacto con las paredes verticales, respecto a los Ensayos Tipo 1, pero la presión sí tiende a tomar los valores más altos de la parte central a la parte final de la charola ($x > 0.30$ m). Esto fue observado durante los experimentos, pues la suspensión del sedimento y la formación de la capa fluida, fueron detectadas primero en esta zona, y posteriormente hacia el inicio de la charola, pues estos fenómenos sí estuvieron presentes en todo el material.

De la Figura IV.23, en el mapa correspondiente a 100C-1.5 Fase 1, se observa una zona superficial (cerca de $z=0.04$ m) con los valores máximos más altos, contrario a lo que ocurre en el resto, donde el valor más alto fue acumulado en el fondo y disminuye con el valor de z . Esto se atribuye a un comportamiento irregular provocado por el efecto de material pudiera haberse acumulado alrededor del sensor durante el proceso de consolidación y la licuefacción posterior.

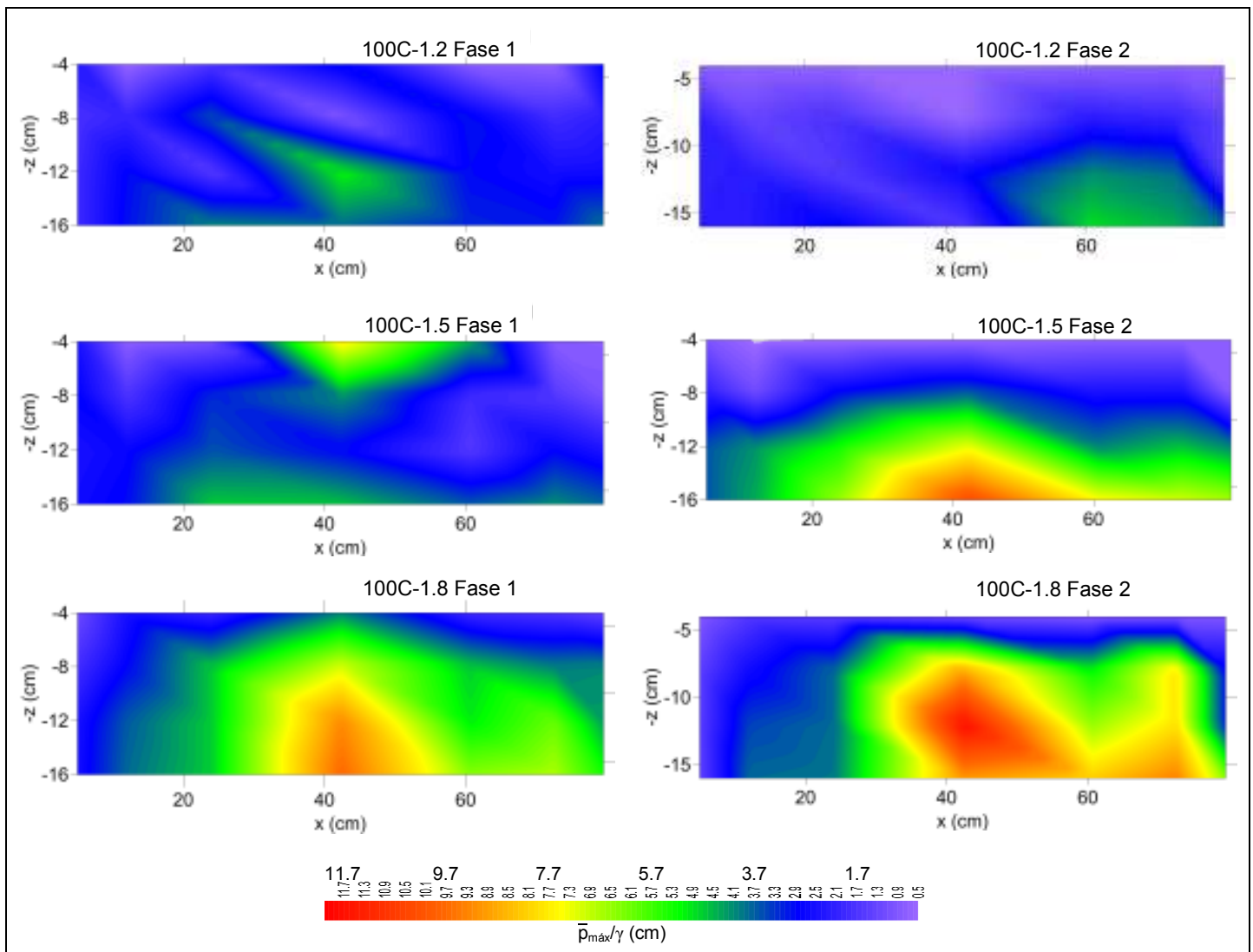


Figura IV-24 Mapas de presión promediada en el periodo máxima para 100C

Capítulo V

Conclusiones

V.1 Conclusiones

El comportamiento de suelos bajo la acción del oleaje ha sido estudiado a partir de simplificaciones y consideraciones, con el objetivo de lograr la estimación de la respuesta real de un suelo marino ante determinado estado de mar. En el presente trabajo se ha desarrollado una metodología experimental para el análisis del fenómeno, determinando la influencia e interacción de variables como los parámetros del oleaje, el tiempo de consolidación, la historia de los esfuerzos a los que ha sido sometido el suelo, el tipo de material y la cantidad de agua empleada para la saturación. Las conclusiones derivadas de los resultados obtenidos son:

- La variación del contenido de finos en un material granular determina la respuesta del suelo ante la acción del oleaje. Existe un porcentaje para el cual la presión de poro inducida es acumulada, y con esto se presenta la posibilidad de alcanzar un estado de falla en el suelo.
- La cantidad de agua presente en el suelo (no granular) provoca que el proceso de acumulación de la presión de poro inducida sea distinto. La presión máxima presenta una variación lineal respecto a la concentración inicial de las partículas sólidas en el suelo. Por lo tanto, la caracterización del fenómeno en un suelo capaz de acumular presión, como el caolín utilizado en este estudio, debe considerar y reportar dicho efecto, para poder así considerar las conclusiones que se hagan sobre su comportamiento.
- El efecto del tiempo de consolidación en la posibilidad de un aumento en la presión de poro es función del estado de esfuerzos al que haya sido sometido previamente. En caso de no haber fallado durante la acción del oleaje, esta presión dinámica, y la estática que pudiera ejercerse durante otro periodo de consolidación de este tipo, provocan que el suelo tenga una mayor resistencia al esfuerzo inducido. Por otro lado, en caso de haber sido fallado, un tiempo de consolidación estático relativamente corto puede no ser representativo, pues el suelo fallará gracias a la ruptura de la estructura que ha experimentado anteriormente, aunque se necesitará un esfuerzo más grande, y por lo tanto un mayor número de olas, para llegar a este estado.
- En el material fino, el valor esfuerzo crítico necesario para que el suelo llegue a la licuefacción, aumenta con la disminución de la cantidad de agua presente en los poros. Además, un mayor número de olas son requeridas para alcanzarlo

- El mecanismo oscilatorio de la presión de poro inducida, en el material granular y las mezclas granular-fino empleadas, es descrito adecuadamente mediante las ecuaciones derivadas de la teoría de consolidación de Biot.
- La respuesta del suelo, analizada mediante las señales de la presión de poro promediada en el periodo, en algunos casos presenta un comportamiento diferente al esperado como resultado de una irregularidad en el material, que se puede deber a aire atrapado en los poros. Este efecto ha sido descrito teóricamente, pero se debe tomar en cuenta que es propio de un suelo real.
- Para un modelo experimental de dimensiones como el utilizado, el efecto de las fronteras es evidente en un análisis espacial, por lo que las observaciones realizadas en función de los registros centrales, resultan representativas. Sin embargo, reducir dicho efecto permitiría observar el fenómeno de una manera más clara.

V.2 Recomendaciones y futuras líneas de investigación

De acuerdo con observaciones realizadas durante el análisis de los resultados del presente estudio, pueden mencionarse como recomendaciones de mejora, en el modelo experimental y la metodología, las siguientes:

- Utilizar sensores de presión cuya precisión permita eliminar incertidumbre respecto de las mediciones, pues en algunos casos, los valores de presión registrados fueron del orden de la precisión de los sensores (1 mbar). Esta precisión puede aumentar si el rango de medición del sensor disminuye, lo cual se aceptaría, ya que una presión de 1 bar (valor máximo del sensor) no podría encontrarse bajos las condiciones de estos ensayos.
- Cubrir las paredes interiores de la charola con un material de rugosidad similar o mayor a la del material que se esté ensayando.
- Grabar los registros de presión respecto al valor que se tenga presente al inicio del ensayo, con la finalidad de conocer la variación espacial de la presión de poro en condiciones estáticas. Dicho valor puede ser restado posteriormente para un análisis de presión de poro en exceso, pero se tendría la información del estado inicial del suelo.

La comprensión del comportamiento de suelos marinos en el laboratorio, permitirá el desarrollo de un trabajo que incluya el análisis de la interacción entre las estructuras, el oleaje y el fondo:

- La selección de materiales finos, que con cierta cantidad de agua y periodo de consolidación (experimentalmente práctico), soporten una estructura a escala y que al ser sometido a la acción del oleaje fallen, puede ser determinada.
- La utilización de oleaje regular e irregular, en el cual se establezca un programa de aumento energético en los parámetros (altura de ola y periodo), permitirán la simulación de una condición de tormenta, situación bajo la cual se ha presentado la falla del suelo y por lo tanto el daño y colapso de estructuras. De esta manera, una aproximación más cercana al fenómeno puede ser estudiada.
- La aplicación en el laboratorio de técnicas de mejora que han sido implementadas en la práctica, como el uso de geotextiles, puede ser de utilidad.
- La posibilidad de determinar la variación espacial de la presión de poro inducida por el oleaje, permitirá el análisis del estado de esfuerzos del suelo que soporta la estructura con el detalle necesario para que el fenómeno, bajo el manejo de distintas variables, pueda ser caracterizado.
- Finalmente, como resultado de la comprensión de la respuesta del suelo, se podrá lograr la formulación de propuestas prácticas de mejoras al suelo.

Anexo A

Coeficientes C_i

De la solución analítica de las ecuaciones de Biot, desarrollada por Hsu y Jeng (1994), se dependen expresiones que se encuentran en función de los coeficientes B_i y C_i que se presentan a continuación. Dentro de estas expresiones, destacan por interés del presente estudio, el cálculo de la presión de poro inducida y el esfuerzo cortante en un suelo sometido a la acción de ondas progresivas, este último necesario para la obtención del término fuente de la presión de poro residual o en aumento.

$$C_i = \frac{D_i}{D_0}, \quad \text{para } i = 1, 2, \dots, 6 \quad \text{Ec. A-1}$$

donde

$$D_j = C_{j0} + C_{j1}e^{-2kh} + C_{j2}e^{-(k+\delta)h} + C_{j3}e^{-4kh} + C_{j4}e^{-2\delta h} + C_{j5}e^{-2(k+\delta)h} + C_{j6}e^{-(3k+\delta)h} + C_{j7}e^{-(4k+2\delta)h}, \quad \text{para } j = 0, 1, 2, \dots, 6 \quad \text{Ec. A-2}$$

El denominador común D_0 en los coeficientes C_i se obtiene empleando en la ecuación A.1, los siguientes coeficientes:

$$C_{00} = (\delta - k)^2(\delta - \delta\nu + k\nu + k\lambda)(B_1 + \lambda B_7) \quad \text{Ec. A-3}$$

$$C_{01} = -2\delta\{(k^2\nu - \delta^2 + \delta^2\nu)^2 + k^4(1 - 2\nu)^2 + 2k^2h^2(1 - \nu)^2(\delta^2 - k^2)^2\} + 4k^2h(\delta^4 - k^4)(1 - 2\nu) + \lambda B_8 \quad \text{Ec. A-4}$$

$$C_{02} = -8\delta k^2(1 - \lambda - 2\nu)[kh(\delta^2 - k^2)(1 - \nu) - \delta^2(1 - \nu) - \delta^2(1 - \nu) + k^2\nu + \lambda B_9] \quad \text{Ec. A-5}$$

$$C_{03} = (\delta + k)^2(\delta - \delta\nu - k\nu k\lambda)(B_2 + \lambda B_{10}) \quad \text{Ec. A-6}$$

$$C_{04} = C_{03} \quad \text{Ec. A-7}$$

$$C_{05} = C_{01} - 8k^2h(\delta^4 - k^4)(1 - \nu)(1 - \lambda - 2\nu) \quad \text{Ec. A-8}$$

$$C_{06} = C_{02} - 16\delta k^3h(\delta^2 - k^2)(1 - \nu)(1 - \lambda - 2\nu) \quad \text{Ec. A-9}$$

$$C_{07} = C_{00} \quad \text{Ec. A-10}$$

Los coeficientes C_i para $i = 1-6$ se obtienen utilizando la ecuación A-1 y los coeficientes C_{ij} :

$$C_{10} = -\lambda(\delta - k)[- \delta(\delta - 2k)(1 - \nu) + k^2\nu](B_1 + \lambda B_7) \quad \text{Ec. A-11}$$

$$C_{11} = 2k^2h(\delta + k)(\delta - \delta\nu - k\nu)B_3 + \lambda(B_{11} + B_{12}) \quad \text{Ec. A-12}$$

$$C_{11} = 2k^2h(\delta + k)(\delta - \delta\nu - k\nu)B_3 + \lambda(B_{11} + B_{12}) \quad \text{Ec. A-13}$$

$$C_{14} = \lambda(\delta + k)[\delta(\delta + 2k)(1 - \nu) - k^2\nu](B_2 + \lambda B_{10}) \quad \text{Ec. A-14}$$

$$C_{15} = 2k^2h(\delta - k)(\delta - \delta\nu + k\nu)B_4 + \lambda(B_{12} - B_{11}) \quad \text{Ec. A-15}$$

$$C_{16} = 2\delta k^2\lambda\{(1 - \nu)[\delta^2(1 + 2k) + kh(\delta^2 + k^2)] + k^2(2\lambda\nu - 3\lambda - \nu)\} \quad \text{Ec. A-16}$$

$$C_{20} = (\delta - k)^2(\delta - \delta\nu + k\nu)(B_1 - \lambda B_7) \quad \text{Ec. A-17}$$

$$C_{22} = 4\delta k^2(1 - \nu)[2\delta^2(1 - \nu) - 2k^2\nu - kh(1 - \nu)(\delta^2 - k^2)] \quad \text{Ec. A-18}$$

$$C_{24} = (\delta + k)^2(\delta - \delta\nu - k\nu)(B_2 - \lambda B_{10}) \quad \text{Ec. A-19}$$

$$C_{25} = C_{00} + (\delta - k)[(\delta - k)(\delta - \delta\nu + k\nu)B_6 + \lambda(B_{14} - B_{15})] \quad \text{Ec. A-20}$$

$$C_{26} = 2\delta k^2\lambda(1 - \nu)(\delta^2 - k^2) \quad \text{Ec. A-21}$$

$$C_{31} = 2k^2h(\delta - k)(\delta - \delta\nu + k\nu)B_3 + \lambda(B_{11} + B_{12} - 2kB_{17}) \quad \text{Ec. A-22}$$

$$C_{32} = 2\delta k^2\lambda[(kh - \lambda)(\delta^2 - k^2)(1 - \nu) - \delta^2(1 - \nu) + k^2\nu + \lambda B_9] \quad \text{Ec. A-23}$$

$$C_{33} = C_{14} \quad \text{Ec. A-24}$$

$$C_{35} = 2k^2h(\delta - k)(\delta - \delta\nu + k\nu)B_3 + \lambda(B_{11} + B_{12} - 2kB_{17}) \quad \text{Ec. A-25}$$

$$C_{36} = -C_{12} - 4\delta k^2\lambda B_3 \quad \text{Ec. A-26}$$

$$C_{41} = C_{25} - 2C_{00} - 2\lambda(\delta - k)(B_{20} + B_{21}) \quad \text{Ec. A-27}$$

$$C_{42} = -C_{26} \quad \text{Ec. A-28}$$

$$C_{43} = -C_{24} \quad \text{Ec. A-29}$$

$$C_{45} = -C_{21} - 2C_{03} - 2\lambda(\delta + k)(B_{20} - B_{21}) \quad \text{Ec. A-30}$$

$$C_{46} = 4\delta k^2(1 - 2\nu)[2k^2\nu - 2\delta^2(1 - \nu) - kh(1 - \nu)(\delta^2 - k^2)] - \lambda B_{16} \quad \text{Ec. A-31}$$

$$C_{47} = -C_{20} \quad \text{Ec. A-32}$$

$$C_{50} = \lambda(\delta - k)(B_1 + \lambda B_7) \quad \text{Ec. A-33}$$

$$C_{51} = -4k^2h(1 - 2\nu)B_3 + 2\lambda[B_{22} - k^4h(1 - 2\nu)] \quad \text{Ec. A-34}$$

$$C_{52} = -2k(1 - \lambda - 2\nu)[-kh(\delta - k)(\delta - \delta\nu + k\nu) + \lambda B_{23}] \quad \text{Ec. A-35}$$

$$C_{56} = 2k(1 - \lambda - 2\nu)[-kh(\delta - k)(\delta - \delta\nu + k\nu) + \lambda B_{24}] \quad \text{Ec. A-36}$$

$$C_{62} = -C_{56} + 4k\lambda(1 - \lambda - 2\nu)B_{24} \quad \text{Ec. A-37}$$

$$C_{64} = -C_{53} \quad \text{Ec. A-38}$$

$$C_{65} = -4k^2h(1 - 2\nu)B_4 + 2\lambda[2k^4h(1 - 2\nu) + B_{22}] \quad \text{Ec. A-39}$$

$$C_{66} = -C_{52} - 4k\lambda(1 - \lambda - 2\nu)B_{23} \quad \text{Ec. A-40}$$

$$C_{67} = C_{50} \quad \text{Ec. A-41}$$

$$C_{13} = C_{17} = C_{23} = C_{27} = C_{30} = C_{34} = C_{40} = C_{44} = C_{54} = C_{55} = C_{57} = C_{60} \\ = C_{61} = C_{63} = 0 \quad \text{Ec. A-42}$$

Finalmente, lo coeficientes B_i empleados en las expresiones anteriores están dados por:

$$B_1 = k^2\nu - (1 - \nu)(\delta^2 + \delta k + k^2) \quad \text{Ec. A-43}$$

$$B_2 = -\delta^2 + \delta k - k^2 + \delta^2\nu - \delta k\nu + 2k^2\nu \quad \text{Ec. A-44}$$

$$B_3 = (\delta^3h - k^2 - \delta k^2h)(1 - \nu) + k^2\nu \quad \text{Ec. A-45}$$

$$B_4 = (\delta^3h - k^2 - \delta k^2h)(1 - \nu) - k^2\nu \quad \text{Ec. A-46}$$

$$B_5 = 2\delta kh(\delta k)(1 - \nu) \quad \text{Ec. A-47}$$

$$B_6 = 2\delta kh(\delta + k)(1 - \nu) \quad \text{Ec. A-48}$$

$$B_7 = -2\delta kh(\delta + k)(1 - \nu) + k^2 \quad \text{Ec. A-49}$$

$$B_8 = 4k^6h(1 - \nu) + 4\delta k^4[(1 - 4\nu + \nu^2) - \lambda(3 + 3\nu + \nu^2)] \\ + 4\delta^3k^2(1 - \nu)[2 + \lambda(3 - 2\nu)] - 4\delta^4k^2h(1 - \nu) \\ - 4\delta^5(1 + \lambda)(1 - 2\nu)^2 \quad \text{Ec. A-50}$$

$$B_9 = -\delta^2(1 - \nu) + k^2(2 - \nu) \quad \text{Ec. A-51}$$

$$B_{10} = -2\delta(\delta - k)(1 - \nu) + k^2 \quad \text{Ec. A-52}$$

$$B_{11} = k^5(1 - \lambda - 2\nu) - 2k^2h\nu + 2\delta^4k(1 - \nu)^2(1 + 2kh + \lambda) \\ - \delta^2k^3(1 - \nu)[1 + 2kh(1 - 2\nu) + k\lambda(5 - 4\nu)] \quad \text{Ec. A-53}$$

$$B_{12} = \delta k^4 [2kh(1 - \nu - \nu^2) + \lambda(2 + \nu - \nu^2) - (2 - 6\nu + 3\nu^2)] \\ - \delta^3k^2(1 - \nu)(2kh + 3\lambda + 2\nu) + \delta^5(1 - \nu)^2(1 + 2kh + 2\lambda) \quad \text{Ec. A-54}$$

$$B_{13} = 2\delta k^4 [kh(2 - 5\nu - 4\nu^2) - \lambda(5 - 10\nu + 4\nu^2) - \nu(3 - 4\nu)] \\ + \delta^3k^2(1 - \nu)[(3 - 4\nu) - 2kh(5 - 4\nu) + 2\lambda(1 - 2\nu)] \quad \text{Ec. A-55}$$

$$B_{14} = -k^4(1 - \lambda - 2\nu) - 2\delta^2k^2(2 - \nu)(1 - \nu) + 2\delta^4(1 - \nu)^2 \quad \text{Ec. A-56}$$

$$B_{15} = \delta k^3(\lambda + \nu)(3 - 2\nu) + \delta^3k(1 - \nu)(1 - 2\lambda - 2\nu) \quad \text{Ec. A-57}$$

$$B_{16} = -2\delta k^2[\delta^2(1 - \nu)(1 + 4\nu) + k^2(3 - 11\nu + 4\nu^2)] \quad \text{Ec. A-58}$$

$$B_{17} = k^4\nu(1 - \lambda - 2\nu) + 2\delta k^4h(1 - \nu - \nu^2) - \delta^2k^2(1 - \nu)[1 + \lambda(5 - 4\nu)] \\ - 2\delta^3k^2h(1 - \nu) + 2\delta^4(1 + 2\lambda)(1 - \nu)^2 + 2\delta^5h(1 - \nu)^2 \quad \text{Ec. A-59}$$

$$B_{18} = -k^4\nu(1 - \lambda - 2\nu) + 2\delta k^4h(1 - \nu - \nu^2) - \delta^2k^2(1 - \nu)[1 + \lambda(5 - 4\nu)] \\ - 2\delta^3k^2h(1 - \nu) - 2\delta^4(1 + 2\lambda)(1 - \nu)^2 + 2\delta^5h(1 - \nu)^2 \quad \text{Ec. A-60}$$

$$B_{19} = -\delta^2(1 - \nu)[3 - 4\nu + 2\lambda(1 - 2\nu)] + k^2[\nu(3 - 4\nu) + \lambda(5 - 10\nu + 4\nu^2)] \quad \text{Ec. A-61}$$

$$B_{20} = B_{14} \quad , \quad B_{21} = -B_{15} \quad , \quad B_{22} = \delta B_{19} \quad \text{Ec. A-62}$$

$$B_{23} = -\delta(\delta + 2k)(1 - \nu) + k^2\nu \quad , \quad B_{24} = -\delta(\delta - 2k)(1 - \nu) + k^2\nu \quad \text{Ec. A-63}$$

Anexo B

Teoría lineal de ondas de pequeña amplitud sobre fondo horizontal

La teoría de oleaje más simple es la teoría de ondas de pequeña amplitud, también denominada teoría de (Airy 1845) o (Stokes 1847) de primer orden. Aunque con limitaciones a su aplicabilidad, la teoría lineal es muy útil si las hipótesis de partida se cumplen:

1. El fondo del mar constituye un límite horizontal, fijo e impermeable, lo que implica que la velocidad vertical a través de él es nula.
2. La amplitud de onda es pequeña y su forma es invariable en el tiempo y espacio.
3. Las ondas son planas (de dos dimensiones).
4. La relación entre altura de ola H y longitud de onda L debe ser pequeña.

•

La teoría de ondas de pequeña amplitud es esencialmente una teoría lineal, los términos de inercia convectivos no lineales son considerados pequeños. Es llamada teoría de pequeña amplitud porque las ecuaciones son teóricamente exactas cuando el movimiento tiende a cero. Esta hipótesis es útil porque la elevación de la superficie libre puede ser despreciada *a priori* y tal solución es asumida válida aunque el movimiento del oleaje sea diferente de cero.

Considérese la expansión en series de Taylor de primer orden, de una onda viajando en la dirección $\mathbf{x}(x,y)$ sobre un fondo horizontal. Entonces $\partial h/\partial x = 0$ y $\partial h/\partial y = 0$, y la expresión 10 queda:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial z} = 0 \quad \text{en} \quad z = -h \quad \text{Ec. B- 1}$$

Despreciando los términos de segundo orden o mayores, las condiciones de contorno de superficie libre y dinámica, respectivamente, son:

$$-\frac{\partial \Phi}{\partial t} + g\eta = 0 \quad z = 0 \quad \text{Ec. B- 2}$$

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2} + g \frac{\partial \Phi}{\partial z} = 0 \quad z = 0 \quad \text{Ec. B- 3}$$

Para la condición completa del dominio de integración, es necesario definir dos condiciones laterales, las cuales dependen del problema. Si el movimiento del fluido es armónico (con período T) y longitud de onda L , las condiciones laterales se reducen a una condición de periodicidad. Por ejemplo, para la propagación en el plano \mathbf{x} es:

$$\Phi(\mathbf{x}, z, t) = \Phi(\mathbf{x} + L, z, t) \quad \text{Ec. B- 4}$$

donde $\mathbf{x} = f(x, y)$, y la condición de periodicidad temporal puede ser considerada como una condición inicial del problema.

$$\Phi(\mathbf{x}, z, t) = \Phi(\mathbf{x}, z, t + T) \quad \text{Ec. B- 5}$$

A partir de aquí, se aplica el método de separación de variables para encontrar las soluciones del problema de contorno definido por la ecuación de Laplace con las condiciones de contorno en $z = 0$, $z = -h$ y las condiciones laterales. Dado que la ecuación de Laplace no incluye derivadas temporales, el problema analizado se reduce al caso de un tren periódico T ; así, la función potencial Φ se puede escribir:

$$\Phi(\mathbf{x}, z, t) = \Re[\phi^*(\mathbf{x}, z)e^{j\sigma t}] \quad \text{Ec. B- 6}$$

donde \Re indica la parte real de la función compleja y σ es la frecuencia angular (Ec. B-7).

$$\sigma = \frac{2\pi}{T} \quad \text{Ec. B- 7}$$

Con lo que la ecuación de Laplace queda ahora en función de ϕ^* :

$$\frac{\partial^2 \phi^*}{\partial \mathbf{x}^2} + \frac{\partial^2 \phi^*}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Ec. B- 8}$$

Es decir, en el caso y a diferencia de otras ecuaciones en derivadas parciales, la separación de la variable tiempo no ha impedido que el problema de contorno estudiado siga siendo una ecuación en derivadas parciales. Las condiciones de contorno de este problema son homogéneas para la variable z , por lo que se cumple la condición exigida para aplicar el método de separación de variables, es decir, la ecuación diferencial lineal y homogénea, con condiciones de contorno lineales y homogéneas.

Partiendo de las condiciones del problema analizado, se considera ahora la siguiente separación de variables:

$$\phi^*(\mathbf{x}, z) = \phi(\mathbf{x}) \cdot f(z) \quad \text{Ec. B- 9}$$

donde $\phi(\mathbf{x})$ es una función todavía desconocida de las variables x e y , que se denominará potencial de velocidades plano.

Un caso particular del problema rectangular es el movimiento que se realiza en la dirección del eje x , que no está confinado en el sentido y . Este caso, que se conoce con el nombre de ondas de crestas largas, se reduce al problema en dos dimensiones (x,z) . Todos aquellos dominios o regiones que no son rectangulares o circulares no admiten una separación del potencial plano $\phi(x,y)$. Para dichos casos, esta metodología no es válida.

Sustituyendo la descomposición de la función potencial Φ^* en la ecuación de Laplace B-8 se obtiene:

$$f(z) \left[\frac{\partial^2 \phi}{\partial \mathbf{x}^2} \right] + \phi(\mathbf{x}) \frac{\partial^2 f(z)}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Ec. B- 10}$$

Dividiendo la ecuación anterior por el producto $\phi(\mathbf{x})f(z)$, resulta:

$$\frac{1}{\phi(\mathbf{x})} \left[\frac{\partial^2 \phi}{\partial \mathbf{x}^2} \right] + \frac{1}{f(z)} \frac{\partial^2 f(z)}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Ec. B- 11}$$

El primer término de la ecuación depende solamente de la variable \mathbf{x} , mientras que el segundo depende solamente de z . Por tanto, es posible escribir la ecuación de la siguiente forma:

$$\frac{1}{\phi(\mathbf{x})} \left[\frac{\partial^2 \phi}{\partial \mathbf{x}^2} \right] = - \frac{1}{f(z)} \frac{\partial^2 f(z)}{\partial z^2} = -\mathbf{k}^2 \quad \text{Ec. B- 12}$$

donde \mathbf{k} debe ser una constante.

Se han obtenido de esta forma dos ecuaciones:

$$\frac{d^2 f(z)}{dz^2} - \mathbf{k}^2 \cdot f(z) = 0 \quad \text{Ec. B- 13}$$

$$\left[\frac{\partial^2 \phi}{\partial \mathbf{x}^2} \right] + \mathbf{k}^2 \cdot \phi(\mathbf{x}) = 0 \quad \text{Ec. B- 14}$$

La segunda ecuación, B-14, sigue siendo una ecuación en derivadas parciales, que se conoce con el nombre de ecuación de Helmholtz. La constante se ha expresado $-\mathbf{k}^2$ porque, como se verá más

adelante, de esta forma se obtiene para $k^2 > 0$ una dependencia en x que no es oscilatoria, sino exponencial (o decreciente con la profundidad). Sin embargo, más adelante se considerarán los casos $k^2 < 0$ y en ellos el movimiento en z será oscilatorio, lo cual corresponde a los llamados modos evanescentes.

Con la separación anterior se ha obtenido un problema de contorno homogéneo con condiciones de contorno homogéneas en z , ecuación B-13. Aplicando las condiciones de contorno establecidas en las ecuaciones B-1 y B-2, resulta:

$$\frac{\partial \phi^*}{\partial z} = \phi \frac{df(z)}{dz} = 0; \quad \frac{df(z)}{dz} = 0 \quad z = -h \quad \text{Ec. B- 15}$$

$$\frac{\partial \phi^*}{\partial z} - \frac{\sigma^2}{g} \phi^* = \phi \left[\frac{df(z)}{dz} - \frac{\sigma^2}{g} f(z) \right] = 0; \quad \frac{df(z)}{dz} - \frac{\sigma^2}{g} f(z) = 0 \quad z = 0 \quad \text{Ec. B- 16}$$

Separación de la variable profundidad

En la Tabla B-1 se presentan las posibles soluciones que tiene la ecuación de Laplace. De estas, se obvia la correspondiente a $k^2 = 0$, dado que la solución sería trivial. Para incluir las soluciones imaginaria y real en una sola, la primera se puede expresar como la correspondiente a $k^2 > 0$, se define, entonces:

$$k^2 = -\mu^2 \quad -\mu^2 > 0 \quad \text{Ec. B- 17}$$

Con ello la solución se puede escribir:

$$f(z) = A \cos(\mu z) + B \sin(\mu z) = A \cos(ikz) + B \sin(ikz) = Ae^{kz} + Be^{-kz} \quad \text{Ec. B- 18}$$

$k^2 > 0$	$k^2 = 0$	$k^2 < 0, \quad k = i k $ $ k = \text{magnitud de } k$
$\frac{d^2 X}{dx^2} + k^2 X = 0$	$\frac{d^2 X}{dx^2} = 0$	$\frac{d^2 X}{dx^2} - k ^2 X = 0$
$X(\mathbf{x}) = A \cos kx + B \sin kx$	$X(\mathbf{x}) = Ax + B$	$X(\mathbf{x}) = Ae^{ k x} + Be^{- k x}$
$\frac{d^2 Z}{dz^2} - k^2 Z = 0$	$\frac{d^2 Z}{dz^2} = 0$	$\frac{d^2 Z}{dz^2} + k ^2 Z = 0$
$Z(z) = Ce^{kz} + De^{-kz}$	$Z(z) = Cz + D$	$f(z) = C \cos k z + D \sin k z$

Tabla B-1 Posibles soluciones a la ecuación de Laplace, basados en la técnica de separación de variables, Dean y Dalrymple (1984)

Adoptando la misma estructura de solución para los casos $\mathbf{k}^2 > 0$ y $\mathbf{k}^2 < 0$, la aplicación de la condición en el fondo, ecuación B-15, conduce a:

$$\mathbf{k} \left[A e^{-\mathbf{k}h} - B e^{+\mathbf{k}h} \right] = 0 \quad \text{Ec. B- 19}$$

$$A = B \cdot e^{2\mathbf{k}h} \quad \text{Ec. B- 20}$$

$$f(z) = 2B e^{\mathbf{k}h} \left[\frac{e^{\mathbf{k}(z+h)} + e^{-\mathbf{k}(z+h)}}{2} \right] = B' \cosh \mathbf{k}(h+z) \quad \text{Ec. B- 21}$$

Sustituyendo este valor en la condición de contorno mixta en la superficie, $z = 0$, ecuación B-16, se obtiene:

$$B' \mathbf{k} \sinh \mathbf{k}h - \frac{\sigma^2}{g} B' \cosh \mathbf{k}h = 0 \quad \text{Ec. B- 22}$$

o expresado de otra forma

$$\sigma^2 = g \mathbf{k} \tanh \mathbf{k}h \quad \text{Ec. B- 23}$$

La ecuación B-23 relaciona \mathbf{k} , a partir de aquí llamado número de onda, con σ y permite identificar los autovalores del problema de contorno estudiado. Conocidos estos, se está en condiciones de analizar las soluciones del problema definido por la ecuación B-14. La relación de dispersión, ecuación B-23, tiene una solución real e infinitas soluciones imaginarias puras, conocidos como modos evanescentes, para \mathbf{k} .

Condición de periodicidad espacial

La ecuación B-14, ahora debe de cumplir con la condición de contorno lateral dada por la condición de periodicidad espacial:

$$\phi(\mathbf{x}) = \phi(\mathbf{x} + L) \quad \text{Ec. B- 24}$$

El problema en \mathbf{x} no tiene la estructura del problema regular de Sturm-Liouville, es decir, no tiene dos condiciones de contorno homogéneas y lineales. En este caso no se cumple el teorema por el cual a cada autovalor le corresponde una única autofunción. De hecho, en la resolución de la ecuación diferencial se obtienen dos autofunciones (seno y coseno) linealmente independientes para el mismo autovalor. Este problema se dice que es un problema singular (o no regular) de Sturm-Liouville y al cual se le pueden aplicar la mayoría de los teoremas correspondientes al

problema regular, en particular el correspondiente a la ortogonalidad de las autofunciones; si bien para ello, en algunos casos, es necesario aplicar el método de ortogonalización de Gram-Schmidt.

Por conveniencia para desarrollos posteriores, la solución de $\phi(\mathbf{x})$, se escribirá en forma compleja, dada la posibilidad de aplicar el principio de superposición.

La solución adoptada en este desarrollo es:

$$\phi(\mathbf{x}) = Ae^{\pm i\mathbf{k}\mathbf{x}} \quad \text{Ec. B- 25}$$

Aplicando la condición de periodicidad, se tiene:

$$e^{\pm i\mathbf{k}\mathbf{x}} = e^{\pm i\mathbf{k}(\mathbf{x}+L)} \quad \text{Ec. B- 26}$$

$$e^{\pm i\mathbf{k}L} = 1 \quad \text{Ec. B- 27}$$

Dicha ecuación se puede expresar como:

$$\cos \mathbf{k}L = 1 \quad \text{Ec. B- 28}$$

$$\text{sen} \mathbf{k}L = 0 \quad \text{Ec. B- 29}$$

por tanto,

$$\mathbf{k}L = n\pi \quad n=0,2,4,\dots \quad \text{Ec. B- 30}$$

Las dos soluciones iniciales, $n = 0$ y $n = 2$, corresponden a las dos primeras repeticiones del movimiento periódico, por tanto,

$$\mathbf{k} = \frac{2\pi}{L} \quad \text{Ec. B- 31}$$

Solución general

De la condición dinámica en el nivel medio, $z = 0$, se obtiene una relación entre el potencial total, $\Phi(\mathbf{x},z,t)$, y la superficie libre, η , dada por:

$$\eta = + \frac{1}{g} \frac{\partial \Phi}{\partial t} \quad z = 0 \quad \text{Ec. B- 32}$$

$$\eta = \Re \left[-\frac{i\sigma}{g} \cosh(\mathbf{k}h) \cdot A \cdot e^{i(\mathbf{k}\mathbf{x} - \sigma t)} \right] \quad \text{Ec. B- 33}$$

Dado que se busca una solución periódica de la superficie libre que represente una onda progresiva, se define:

$$\eta = \Re \left[a e^{i(\mathbf{k}\mathbf{x} - \sigma t)} \right] \quad \text{Ec. B- 34}$$

donde $a = H/2$ es la amplitud del movimiento y H la altura de ola.

Comparando las expresiones (66) y (67), se obtiene:

$$A = -\frac{g}{i\sigma} \frac{a}{\cosh \mathbf{k}h} \quad \text{Ec. B- 35}$$

Sustituyendo (68) en el potencial resulta:

$$\Phi(\mathbf{x}, z, t) = \Re \left[-\frac{ig}{\sigma} a \frac{\cosh \mathbf{k}(h+z)}{\cosh \mathbf{k}h} e^{+i(\mathbf{k}\mathbf{x} - \sigma t)} \right] \quad \text{Ec. B- 36}$$

Finalmente, tomando el signo negativo en la exponencial se puede escribir:

$$\Phi(\mathbf{x}, z, t) = \Re \left[-\frac{ig}{\sigma} a \frac{\cosh \mathbf{k}(h+z)}{\cosh \mathbf{k}h} e^{-i(\mathbf{k}\mathbf{x} - \sigma t)} \right] \quad \text{Ec. B- 37}$$

La ecuación B-37 es la solución general del potencial de velocidades para una onda propagándose sobre un fondo horizontal. A partir de esta ecuación se derivan las llamadas propiedades ingenieriles de la teoría lineal, que son las expresiones con las que se determinan las características del flujo.

La solución lineal del potencial de velocidades obtenida, permite estudiar las variables hidrodinámicas fundamentales del movimiento oscilatorio para ondas de pequeña amplitud, mismas que son la base de muchas aplicaciones en el campo de la ingeniería. Las variables cinemáticas fundamentales son la velocidad y la aceleración. La aceleración se ha descompuesto en aceleración local y aceleraciones convectivas. Estas últimas provienen de la variación espacial del cuadrado de la velocidad, por ello, en el marco de la teoría lineal son despreciables frente a la aceleración local.

Las variables dinámicas son las fuerzas, que, en general, se descomponen en fuerzas normales y tangenciales. Los fluidos perfectos, ideales o no viscosos no tienen mecanismos para producir esfuerzos tangenciales, por ello, en teoría de ondas, en general, las variables dinámicas son las fuerzas normales por unidad de superficie o presiones. Una vez conocido el valor de estas variables o de una combinación de ellas, se puede proceder a su integración en toda la columna de agua. De este modo se puede calcular la energía instantánea o los flujos instantáneos de masa, cantidad de movimiento y energía.

La descripción de estas variables hidrodinámicas se puede hacer desde el punto de vista Euleriano, estableciendo un punto fijo de referencia con respecto al cual se estudia como es el movimiento, bien mediante una descripción Lagrangiana, analizando el comportamiento del fluido siguiendo el movimiento de una partícula. Aplicando dichas descripciones, resultan las siguientes expresiones que permiten el cálculo de los parámetros de interés que intervienen en el oleaje.

Variación de la superficie libre:
$$\eta = \frac{H}{2} \cos(kx - \sigma t) \quad \text{Ec. B- 38}$$

Energía media total por unidad de superficie:
$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 \quad \text{Ec. B- 39}$$

Longitud de onda:
$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh(kh) \quad \text{Ec. B- 40}$$

Celeridad:
$$C = \frac{L}{T} = \frac{\sigma}{k} = \frac{gT}{2\pi} \tanh(kh) \quad \text{Ec. B- 41}$$

Celeridad de grupo:
$$C_g = nC = \frac{C}{2} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) \quad \text{Ec. B- 42}$$

Velocidad de las partículas:

Horizontal
$$u = -\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{agk}{\sigma} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \cos(kx - \sigma t) \quad \text{Ec. B- 43}$$

Vertical
$$w = \frac{\partial \phi}{\partial z} = \frac{agk}{\sigma} \frac{\sinh k(h+z)}{\cosh kh} \sin(kx - \sigma t)$$

Aceleración de las partículas:

Horizontal

$$a_x = \frac{\partial u}{\partial t} = agk \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \text{sen}(kx - \sigma t) \quad \text{Ec. B- 44}$$

Vertical

$$a_z = \frac{\partial w}{\partial t} = -agk \frac{\sinh k(h+z)}{\cosh kh} \text{sen}(kx - \sigma t)$$

Desplazamiento de las partículas:

Horizontal

$$\zeta = \int u dt = -a \frac{gk}{\sigma^2} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \text{sen}(kx - \sigma t) \quad \text{Ec. B- 45}$$

Vertical

$$\xi = \int w dt = a \frac{gk}{\sigma^2} \frac{\sinh k(h+z)}{\cosh kh} \cos(kx - \sigma t)$$

Presión total:

(hidrostática + dinámica)

$$p = -\rho gz + \rho g \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \cos(kx - \sigma t) \quad \text{Ec. B- 46}$$

Flujo de energía

$$\bar{F} = \left(\frac{1}{8} \rho g H^2 \right) \frac{\sigma}{k} \left[\frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) \right] \quad \text{Ec. B- 47}$$

Referencias

- Angelone, S., Garibay, M. T., & Cauhapé, M. (2006). *Permeabilidad de suelos*. Universidad Nacional de Rosario. Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura.
- Biot, M. A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, Vol. 12, No. 2, 155-164.
- Bowles, J. E. (1988). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill.
- Cha, D. F. (2009). *Prediction of wave-induced seabed maximum liquefaction depth using an artificial neural network model*. Australia: Tesis Doctoral, Griffith University.
- Cheng, L., Sumer, B. M., & Fredsøe, J. (2001). Solutions of pore pressure build up due to progressive waves. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25: 885-907.
- de Groot, M. B., Bolton, M. D., Foray, P., Meijers, P., Palmer, A. C., Sandven, R., y otros. (2006). Physics of Liquefaction Phenomena around Marine Structures. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 227-243.
- de Wit, P. J. (1995). *Liquefaction of cohesive sediments caused by waves*. Delft: Tesis Doctoral. Delft University of Technology.
- Foda, M. A., & Tzang, S.-Y. (1994). Resonant fluidization of silty soil by water waves. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 99, No. C10, 20,463-20,475.
- Hsu, J. C., & Jeng, D. S. (1994). Wave-induced soil response in a n unsaturated anisotropic seabed of finite thickness. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 18, 785-807.
- Hsu, J. R., & Jeng, D. S. (1995). Oscillatory soil response and liquefaction inn an unsaturated layered seabed. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 19, 825-849.
- Jeng, D. S. (1997). Wave-induced seabed instability in front of a breakwater. *Ocean Engineering*, Vol. 24, No. 10, 887-917.
- Jeng, D. S., Cha, D. H., Lin, Y. S., & Hu, P. S. (2001). Wave-induced pore pressure around a composite breakwater. *Ocean Engineering*, 28:1413-1435.

- Jeng, D.-S. (2004). Modeling of Wave-Seabed Structure Interaction: a Review. *Computational Mechanics*, (págs. 380-384). Beijing, China.
- Jeng, D.-S. (2013). *Porous Models for Wave-seabed Interactions*. Shanghai: Springer.
- Jeng, D.-S., & Seymour, B. R. (2007). Simplified Analytical Approximation for Pore-Water Pressure Buildup in Marine Sediments. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 133: 309-312.
- Jeng, D.-S., Seymour, B. R., & Li, J. (2007). A new approximation for pore pressure accumulation in marine sediment due to water waves. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 31: 53-69.
- Kirca, V. O., Sumer, B. M., & Fredsøe, J. (2013). Residual liquefaction of seabed under standing waves. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*.
- Lin, M. (2001). Analysis of silt behavior induced by water waves. *Science in China (Series E)*, Vol. 44, No. 3, 239-250.
- Lindenberg, J., van Rijn, L. C., & Winterwerp, J. C. (1989). Some Experiments on Wave-induced liquefaction of Soft Cohesive Soils. *Journal of Coastal Research. Special Issue No. 5*, 127-137.
- Liu, Y., Liu, H.-J., Wang, X.-H., & Zhang, M.-S. (2009). Laboratory flume studies on consolidation of silty seabed soil under wave actions. *Proceedings of the International Symposium on Geoenvironmental Engineering*, (págs. 499-504). Hangzhou, China.
- Maa, P.-Y., & Mehta, A. J. (1987). Mud erosion by waves: a laboratory study. *Continental Shelf Research*, Vol. 7, Nos. 11/12, 1269-1284.
- Meneses Fernández, A. L., Mendza Baldwin, E. G., Silva Casarín, R., Gutiérrez Reynoso, J., Benedicto Iruñ, I., Pérez Romero, D., y otros. (2012). Mejoras al diseño de estructuras costeras construidas sobre suelos cohesivos. *XXII Congreso Nacional de Hidráulica*. Acapulco, Guerrero, México.
- Oumeraci, H. (1994). Review and analysis of vertical breakwater failures — lessons learned. *Coastal Engineering*, Vol. 22, Issues 1-2, 3-29.
- Pan, D. Z., Pan, C. H., & Wang, L. Z. (2009). Superficial Liquefaction of Seabed Subjected to Cyclic Water Wave Loadings. *33rd IAHR Congress*, (págs. 6239-6246). Vancouver, Columbia Británica.
- Petróleos Mexicanos. (2008). *Informes plataforma Usumacinta*. Recuperado el 2013, de <http://www.pemex.com/index.cfm?action=content§ionid=119>

- Retsch Technology. (s.f.). *Sistema de análisis granulométrico CAMSIZER: Manual de instrucciones de uso*. Haan, Alemania.
- Sanders, L. L. (1998). *A manual of field hydrogeology*. Prentice Hall.
- Sumer, B. M., & Cheng, N.-S. (1999). A Random-Walk Model for Pore Pressure Accumulation in Marine Soils. *Proceedings of the Ninth (1999) International Offshore and Polar Engineering Conference*. Brest, France.
- Sumer, B. M., & Fredsøe, J. (2002). *The Mechanics of Scour in the Marine Environment*. Singapore: World Scientific.
- Sumer, B. M., Fredsøe, J., Christensen, S., & Lind, M. T. (1999). Sinking/floatation of pipelines and other objects in liquefied soil under waves. *Coastal Engineering*, 38: 53-90.
- Sumer, B. M., Hatipoglu, F., Fredsøe, J., & Ottesen Hansen, N. E. (2006). Critical flotation density of pipelines in soils liquefied by waves and density of liquefied soils. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 252-265.
- Sumer, B. M., Hatipoglu, F., Fredsøe, J., & Sumer, K. (2006). The sequence of sediment behaviour during wave-induced liquefaction. *International Association of Sedimentologists. Journal compilation*, 611-629.
- Sumer, B. M., Kaya, A., & Ottesen Hansen, N. E. (2002). Impact of liquefaction on coastal structures in the 199 Kocaeli, Turkey earthquake. *Proceedings of The Twelfth (2002) International Offshore and Polar Engineering Conference*. Kitakyushu, Japan.
- Sumer, B. M., Kirca, V. S., & Fredsøe, J. (2012). Experimental validation of a mathematical model for seabed liquefaction under waves. *International Journal of Offshore and Polar Engineering*, Vol. 22, No. 2, 133-141.
- Tsai, C.-P., & Lee, T.-L. (1995). Standing wave induced pore pressures in a porous seabed. *Ocean Engineering*, Vol. 22, No. 6, 505-517.
- Tzang, S.-Y. (1998). Unfluidized soil responses of a silty seabed to monochromatic waves. *Coastal Engineering*, 35: 283-301.
- Tzang, S.-Y., & Ou, S.-H. (2006). Laboratory flume studies on monochromatic wave-fine sandy bed interactions. Part 1. Soil fluidization. *Coastal Engineering*, 53: 965-982.
- Tzang, S.-Y., Ou, S.-H., & Hsu, T.-W. (2009). Laboratory flume studies on monochromatic wave-fine sandy bed interactions. Part 2. Sediment suspensions. *Coastal Engineering*, 56: 230-243.

- van Kessel, T., & Kranenbutg, C. (1998). Wave-induced liquefaction and flow of subaqueous mud layers. *Coastal Engineering*, 34: 109-127.
- Wang, L. Z., Pan, D. Z., & Ling, D. S. (2006). Analysis on integral transform of the wave-induced response in seabed and its application. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 28(7): 847-852.
- Wang, L. Z., Pan, D. Z., Pan, C. H., & Hu, J. C. (2007). Experimental investigation on wave-induced response of seabed. *China Civil Engineering Journal*, 40(9): 101-109.
- Xenaki, V., & Athanasopoulos, G. (2003). Liquefaction resistance of sand-silt mixtures: an experimental investigation of the effect of fines. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23: 183-194.
- Zhao, Z.-D., Lian, J.-J., & Shi, J. Z. (2006). Interactions among waves, current, and mud: Numerical and laboratory studies. *Advances in Water Resources*, 29: 1731-1744.