



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

MODELACIÓN NUMÉRICA DE LA FALLA POR HUNDIMIENTO DE UNA ESTRUCTURA
SUMERGIDA SOBRE UN SUELO COHESIVO

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

PRESENTA:
ALEJANDRO ALEJANDRE AVILA

TUTOR PRINCIPAL
Dr. EDGAR GERARDO MENDOZA BALDWIN
INSTITUTO DE INGENIERIA

COMITÉ TUTOR

Dr. GRACIA SANCHEZ JESUS
Dr. RODOLFO SILVA CASARÍN
Dra. LILIA REYES CHÁVEZ
Dra. MIREILLE DEL C. ESCUDERO CASTILLO

INSTITUTO DE INGENIERIA
INSTITUTO DE INGENIERIA
INSTITUTO DE INGENIERIA
INSTITUTO DE INGENIERIA

Ciudad Universitaria, Cd. Mx. Julio 2016



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: Dr. GRACIA SANCHEZ JESUS

Secretario: Dr. RODOLFO SILVA CASARÍN

Vocal: Dr. EDGAR GERARDO MENDOZA BALDWIN

1^{er.} Suplente: Dra. LILIA REYES CHÁVEZ

2^{do.} Suplente: Dra. MIREILLE DEL C. ESCUDERO CASTILLO

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERIA

TUTOR DE TESIS:

DR. EDGAR GERARDO MENDOZA BALDWIN

FIRMA

Agradecimientos

A mi familia, gracias por brindarme su apoyo y cariño incondicional en todo momento durante todos estos años de estudio, sin su ayuda no sería posible este logro en mi vida; a mi madre Rubí, a mi padre Alejandro, a mi hermano Cesar, a mis abuelos, tíos y a toda mi familia que siempre estuvo a mi lado. Gracias por confiar en mí.

Al Dr. Edgar G., por abrirme las puertas del Instituto de Ingeniería y permitirme formar parte de su grupo de estudio, al mismo tiempo que me brindaba su asesoría y consejo.

A mis amigos de carrera y del laboratorio, que estuvieron a mi lado brindándome su amistad, apoyo y tiempo, gracias por compartir tantas alegrías; en especial a Jorge, Daniel, Concepción, Giovanni, Francisco, Nayeli, Carlos, Julio, David, Devora y Perla.

Gracias a Ana Gabriel, por brindarme su comprensión y cariño en esta etapa de mi vida, por compartir tantas cosas en tan poco tiempo y por todo lo que nos falta por compartir.

A todos ustedes muchas gracias por todo.

Resumen

En el presente estudio expone el desarrollo de una herramienta numérica para predecir la respuesta de un suelo fino ante la acción de ondas progresivas.

Se plantea la revisión de las soluciones generales para las ecuaciones de presión de poro y esfuerzos efectivos actuantes sobre el suelo, en tres dimensiones, inducidos por ondas progresivas.

Con base en estas soluciones, se analiza la inestabilidad de fondo por licuefacción, para posteriormente comparar los resultados con un trabajo experimental realizado precedentemente.

Los experimentos se realizaron en el canal de oleaje del Instituto de Ingeniería. Donde se utilizó una mezcla de caolín y agua para representar el suelo marino, donde se obtuvieron señales de presión y oleaje que permitieron el análisis de la falla por hundimiento de una estructura. A partir de estas pruebas, se desarrolló una herramienta numérica que se adaptara a los datos experimentales y permitiera una representación adecuada a los mismos, utilizando diferentes criterios de falla.

Comparando el análisis experimental y el numérico, se encontró que el análisis numérico se adaptaba de forma adecuada al experimental, dependiendo del criterio de falla elegido.

Contenido

| | |
|---|----|
| Agradecimientos | 3 |
| Resumen..... | 4 |
| 1. Introducción | 8 |
| 1.1 Objetivos | 9 |
| 1.2 Metas | 9 |
| 2. Estado del arte..... | 10 |
| 2.1 Esfuerzos inducidos al suelo debido a la acción del oleaje | 10 |
| 2.1.2 Esfuerzos en el suelo..... | 10 |
| 2.1.3 Relaciones de las deformaciones con los esfuerzos y la presión de poro..... | 11 |
| 2.1.4 Ecuaciones de gobierno generales para suelos consolidados | 13 |
| 2.1.5 Condiciones de frontera | 15 |
| 2.1.6 Hipótesis básicas para las características del suelo..... | 15 |
| 2.1.7 Soluciones generales para la respuesta del suelo..... | 17 |
| 2.1.8 Criterios de falla | 19 |
| 2.2 Distribución de esfuerzos en el suelo debido a cargas estables | 24 |
| 2.2.1 Distribución de esfuerzos debido a una carga puntual..... | 24 |
| 2.2.2 Distribución de esfuerzos debido a una carga rectangular..... | 25 |
| 2.2.3 Método aproximado 2:1 | 27 |
| 3. Desarrollo de la investigación..... | 28 |
| 3.1 Descripción del experimento..... | 28 |
| 3.1.1 Instalación experimental..... | 29 |
| 3.1.2 Material fino | 32 |
| 3.1.3 Metodología experimental..... | 33 |
| 3.2 Modelo numérico | 35 |
| 3.2.1 Calculo de las ecuaciones de esfuerzo-deformación | 35 |
| 3.2.2 Caracterización del suelo | 36 |
| 3.2.3 Delimitación del mallado y ubicación de los ejes coordenados | 36 |
| 3.2.4 Estructura sumergida..... | 37 |
| 4. Resultados..... | 38 |
| 4.1 Descripción de los resultados experimentales..... | 38 |
| 4.1.1 Criterio de falla experimental | 39 |
| 4.1.2 Presentación de los datos..... | 40 |

| | | |
|------------------|--|----|
| 4.2 | Descripción de los resultados simulados..... | 41 |
| 4.2.1 | Presentación de los resultados | 41 |
| 4.3 | Análisis y comparación de los resultados | 42 |
| 4.3.1 | Prueba sin estructura (Ensayo 1)..... | 42 |
| 4.3.2 | Prueba sin estructura (Ensayo 2)..... | 51 |
| 4.3.3 | Pruebas con estructura (Ensayo 1) | 61 |
| 4.3.3 | Pruebas con estructura (Ensayo 2) | 69 |
| 5. | Conclusiones..... | 77 |
| Anexo I..... | | 79 |
| Referencias..... | | 83 |

1. Introducción

A lo largo de la historia, el hombre ha aprovechado los recursos de las zonas costeras, lo que las ha convertido en áreas de vital importancia para el desarrollo de las grandes civilizaciones. La obtención de comida, el comercio y el transporte son de las principales actividades que se realizan en dichos lugares. Sin embargo, actualmente se han desarrollado más actividades, como son: la extracción de petróleo, la obtención de energía a partir del viento y del oleaje, el turismo y actividades recreativas, por mencionar algunas.

El exhaustivo asentamiento del hombre en las costas, ha reducido la resiliencia costera, por lo que los efectos de los fenómenos naturales son cada vez más mayores.

Ante ello, en muchas ocasiones se ha vuelto necesaria la construcción de estructuras de protección a fin de ofrecer seguridad a las actividades humanas en las zonas costeras. Algunas de las más recurridas son los rompeolas, los cuales funcionan disipando la energía del oleaje y creando una zona de resguardo ante la acción del oleaje.

Estas estructuras pueden presentar diversos tipos de falla que, desde un punto de vista funcional, pueden dividirse en dos grupos. El primero, por daño estructural generado por la acción del oleaje que afecta la estructura, por lo general se presenta ante efectos climatológicos extraordinarios. El segundo, por la inestabilidad de fondo, que puede ser causada por la licuefacción o fluidización de la zona circundante a la estructura. La licuefacción del suelo se presenta cuando el oleaje que se propaga en la superficie del mar, impone un estado de esfuerzos en el fondo marino que provoca el reacomodo de las partículas sólidas, de tal forma que tienden a ocupar los espacios vacíos del suelo, desalojando el agua. Sin embargo, si la masa de suelo tiene una permeabilidad tan baja que pueda considerarse en condiciones no drenadas, como ocurre en presencia de materiales finos (limos y arcillas), y dado que los sucesos de consolidación son cortos (oleaje), la deformación del suelo comprime el agua que se encuentra en los poros y la presión aumenta. Así, mientras el oleaje continúa actuando, la presión de poro sigue aumentando y provoca lo que se evidencia como una reducción importante en la resistencia del suelo. Si la presión supera la capacidad del suelo, se produce la licuefacción.

Dentro de los casos de falla por inestabilidad de fondo pueden mencionarse los siguientes: dique vertical de bloques no unidos en el puerto de Valencia, España en 1926, dique de bloques unidos en Argieres en 1934, diques en Nueva Orleans, E.U.A. en 2005 provocado por la rotura y deslizamiento por efectos del huracán Katrina y fallo en el suelo y la rotura de muelle Prat de Barcelona, España, en

2007 por el desplazamiento de los cajones por licuefacción de fondo. Todos estos casos implicaron pérdidas económicas importantes asociadas al daño de la estructura, a los trabajos de recuperación y a su retraso de operación. Fallas como éstas, motivan el estudio para la comprensión de la interacción entre las estructuras, el oleaje y el fondo marino.

1.1 Objetivos

Desarrollar una herramienta numérica que permita analizar la falla por licuefacción de una estructura desplantada en un suelo fino con base en las ecuaciones resueltas por Hsu y Jeng, año. Comparar los resultados del modelo numérico con los registros de pruebas experimentales, realizadas en el canal de oleaje del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Con base en esto se plantearon los siguientes objetivos particulares:

- A partir de las ecuaciones generales propuestas por Hsu y Jeng, a, realizar el desarrollo matemático para las condiciones propuestas en el laboratorio.
- Analizar diferentes condiciones de falla y relacionarlas con las observadas experimentalmente.

1.2 Metas

A partir de las soluciones analíticas expuestas en este trabajo, poder representar el comportamiento de un suelo fino, para así analizar las causas que llevan a la falla de éste.

2. Estado del arte

El experimento se desarrolla alrededor de dos puntos importantes, la interacción que existe entre el suelo y el oleaje y la existente entre el suelo y la estructura. Debido a que estos parámetros combinados serán los causantes de que el suelo pierda su capacidad de carga y por lo tanto la estructura llegue a la falla.

2.1 Esfuerzos inducidos al suelo debido a la acción del oleaje

Las ecuaciones de gobierno están descritas de acuerdo al desarrollo propuesto por Biot (1941) sobre la teoría de consolidación poro-elástica.

2.1.2 Esfuerzos en el suelo

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_z}{\partial z} = 0 \quad \text{Ec. 1}$$

$$\frac{\partial \tau_x}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_z}{\partial z} = 0 \quad \text{Ec. 2}$$

$$\frac{\partial \tau_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_y}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0 \quad \text{Ec. 3}$$

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 (1941). 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.

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

Los desplazamientos del suelo se pueden describir a partir de:

$$e_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \text{Ec. 4}$$

$$e_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \text{Ec. 5}$$

$$e_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad \text{Ec. 6}$$

$$\gamma_x = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \quad \text{Ec. 7}$$

$$\gamma_y = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \quad \text{Ec. 8}$$

$$\gamma_z = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad \text{Ec. 9}$$

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.

Suponiendo al suelo como un material elástico e isotrópico, las relaciones de 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).

$$e_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_y + \sigma_z) \quad \text{Ec.10}$$

$$e_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_z) \quad \text{Ec. 11}$$

$$e_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_y + \sigma_x) \quad \text{Ec. 12}$$

$$\gamma_x = \frac{\tau_x}{G} \quad \text{Ec. 13}$$

$$\gamma_y = \frac{\tau_y}{G} \quad \text{Ec. 14}$$

$$\gamma_z = \frac{\tau_z}{G} \quad \text{Ec. 15}$$

Donde:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{Ec. 16}$$

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

$$\sigma_x = 2G \left[e_x + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right] \quad \text{Ec. 17}$$

$$\sigma_y = 2G \left[e_y + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right] \quad \text{Ec. 18}$$

$$\sigma_z = 2G \left[e_z + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right] \quad \text{Ec. 19}$$

$$\tau_x = \gamma_x G \quad \text{Ec. 20}$$

$$\tau_y = \gamma_y G \quad \text{Ec. 21}$$

$$\tau_z = \gamma_z G \quad \text{Ec. 22}$$

Donde ε es la expansión volumétrica.

$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \quad \text{Ec. 23}$$

Bajo estas condiciones, los esfuerzos normales son iguales a los esfuerzos efectivos en las partículas sólidas ($\sigma_x', \sigma_y', \sigma_z'$).

Para considerar la resistencia del agua situada en los poros, el cálculo de los esfuerzos normales debe incluir no solo la aportación de los sólidos, sino también la presión ejercida por el agua (presión de poro, 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 Fredsøe (2002):

$$\sigma_x = 2G \left[e_x + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right] - p \quad \text{Ec. 24}$$

$$\sigma_y = 2G \left[e_y + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right] - p \quad \text{Ec. 25}$$

$$\sigma_z = 2G \left[e_z + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right] - p \quad \text{Ec. 26}$$

2.1.4 Ecuaciones de gobierno generales para suelos consolidados

Las ecuaciones 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 en las condiciones de equilibrio.

$$G \nabla^2 u + \frac{G}{(1-2\nu)} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} = \frac{\partial p}{\partial x} \quad \text{Ec. 27}$$

$$G \nabla^2 v + \frac{G}{(1-2\nu)} \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} = \frac{\partial p}{\partial y} \quad \text{Ec. 28}$$

$$G \nabla^2 v + \frac{G}{(1-2\nu)} \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} = \frac{\partial p}{\partial z} \quad \text{Ec. 29}$$

Donde las variables dependientes son u, v, w, p , por lo que se requiere de 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 Fredsøe, 2002):

$$V_x = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial x} \quad \text{Ec. 30}$$

$$V_y = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial y} \quad \text{Ec. 31}$$

$$V_z = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial z} \quad \text{Ec. 32}$$

Donde k es el coeficiente de permeabilidad del suelo hidráulicamente anisotrópico y γ_w el peso específico del agua.

A partir de las ecuaciones 30 a 32, la ecuación de conservación de masa del agua en los poros es:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon + \frac{n}{k'} p \right) + \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \quad \text{Ec. 33}$$

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, debido a la relación que existe entre ellos. El primer término de la ecuación anterior, representa el incremento del volumen de agua, debido a la expansión de las partículas sólidas, y $\frac{\partial}{\partial x} \frac{n}{k'} p$ debido a la compresibilidad misma del agua.

$$\frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 p = \frac{n}{k'} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad \text{Ec. 34}$$

2.1.5 Condiciones de frontera

Considerando el estrato del suelo con un espesor finito, h , para un caso bidimensional. Se supone que la onda viaja en dirección paralelo al eje x , mientras que la dirección z es medida hacia arriba desde el nivel del suelo, para la propagación de la onda, como se observa en la figura 1.

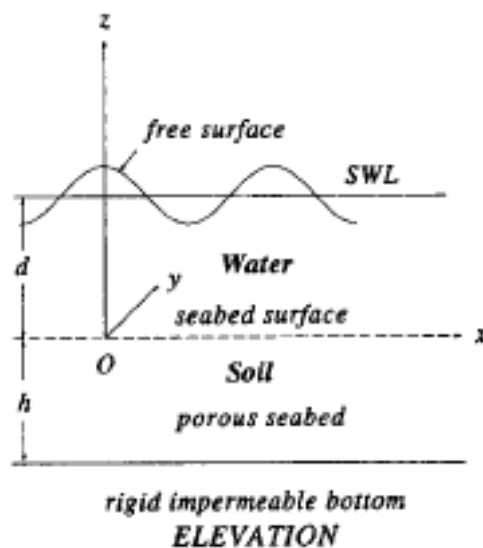


Figura 1. Coordenadas cartesianas usadas para el análisis de la respuesta del suelo (Hsu y Jeng 1994).

2.1.6 Hipótesis básicas para las características del suelo

Para el desarrollo del fenómeno descrito, son necesarias algunas suposiciones sobre el comportamiento del suelo. Las cuales son:

- El suelo marítimo es horizontal, homogéneo, no saturado e hidráulicamente anisotrópico.
- La estructura del suelo y el fluido en los poros son uniformemente compresibles.
- A pesar del desfase de la presión de poro que existe en los suelos finos, la estructura del suelo obedece la ley de Hooke, lo que implica que tiene propiedades mecánicas lineales, reversibles y no retardadas.

- El flujo en los poros del suelo obedece la ley de Darcy.
- El estrato es poroso y la presión de poro en el suelo es el resultado de la interacción elástica entre el suelo y el agua.

Tomando en cuenta las hipótesis anteriores, para una matriz de suelo homogéneo, las expresiones para el análisis de la respuesta del suelo ante la acción de ondas progresivas, puede derivarse sujeto a algunas condiciones de contorno aplicadas en la base del estrato poroso, en primer lugar, se asume que los desplazamientos son igual a cero, por lo que:

$$u = v = w = \frac{\partial p}{\partial z} = 0 \quad \text{en} \quad z = -h \quad \text{Ec. 35}$$

La segunda condición, es que los esfuerzos efectivos normales y cortantes se vuelven cero al acercarse a la superficie del estrato poroso, y la presión de poro aumenta por lo que las condiciones de frontera de la superficie del suelo son:

$$\sigma'_z = \tau'_{xz} = \tau'_{yz} = 0 \quad ; \quad p = p_b \quad \text{en} \quad z = 0 \quad \text{Ec. 36}$$

Donde p_b es la presión de la onda sobre la superficie del fondo marino y está dada por:

$$p_b = p_0 \cos(nky) \cos(mkx - \omega t) \quad \text{en} \quad z = 0 \quad \text{Ec. 37}$$

Donde $\cos(nky) \cos(mkx - \omega t)$ denota las variaciones espaciales y temporales de la onda en un plano tridimensional. El factor de amplitud p_0 está relacionado con la presión de la onda, y se calcula como:

$$p_0 = \frac{\gamma_w H_s}{2 \cos(kd)} \quad \text{Ec. 38}$$

Donde H_s es la altura de ola, k es el numero de onda ($k = 2\pi/L$, donde L es la longitud de onda); ω es la frecuencia angular de la onda ($\omega = 2\pi/T$, donde T es el periodo); y d es la profundidad del agua sobre el fondo marino.

Los parámetros m y n son los componentes de oblicuidad, relacionados con el número de onda en las direcciones x y y respectivamente.

$$m = \sin \theta \quad \text{Ec. 39}$$

$$n = \cos \theta \quad \text{Ec. 40}$$

2.1.7 Soluciones generales para la respuesta del suelo

Las ecuaciones de gobierno, incluyendo las condiciones de frontera, fueron resueltas analíticamente por Hsu y Jeng (1994).

Las soluciones analíticas par los desplazamientos del suelo son:

$$u = \frac{imp_0}{2Gk} [(C_1 + C_2 kz)e^{kz} + (C_3 + C_4 kz)e^{-kz} + k^2(C_5 e^{\delta z} + C_6 e^{-\delta z})] \cos(nky) e^{i(mkx - \omega t)}$$

Ec. 41

$$v = \frac{-np_0}{2Gk} [(C_1 + C_2 kz)e^{kz} + (C_3 + C_4 kz)e^{-kz} + k^2(C_5 e^{\delta z} + C_6 e^{-\delta z})] \sin(nky) e^{i(mkx - \omega t)}$$

Ec. 42

$$v = \frac{p_0}{2Gk} \{ [C_1 - (1 + 2\lambda - kz)C_2] e^{kz} - [C_3 - (1 + 2\lambda + kz)C_4] e^{-kz} + k\delta(C_5 e^{\delta z} - C_6 e^{-\delta z}) \} \cos(nky) e^{i(mkx - \omega t)}$$

Ec. 43

Y la presión de poro:

$$p = \frac{p_0}{1-2\nu} \left[(1-\lambda-2\mu)(C_2 e^{kz} - C_4 e^{-kz}) + (1-\mu)(\delta^2 - k^2)(C_5 e^{\delta z} - C_6 e^{-\delta z}) \right] \cos(nky) e^{i(mkx-\omega t)}$$

Ec. 44

Donde i denota una variable compleja. Los coeficientes $C_1 - C_6$ están expresados en el Anexo 1. Los coeficientes δ y λ están dados por:

$$\delta^2 = k^2 \left[\frac{k_x}{k_z} m^2 + \frac{k_y}{k_z} n^2 \right] - \frac{i\omega\gamma_w}{k_z} \left[n' \beta + \frac{1-2\mu}{2G(1-\mu)} \right]$$

Ec. 45

$$\lambda = \frac{(1-2\mu) \left\{ k^2 \left[1 - \frac{k_x}{k_z} m^2 - \frac{k_y}{k_z} n^2 \right] \frac{i\omega\gamma_w n' \beta}{k_z} \right\}}{k^2 \left[1 - \frac{k_x}{k_z} m^2 - \frac{k_y}{k_z} n^2 \right] + \frac{i\omega\gamma_w}{k_z} \left[n' \beta + \frac{1-2\mu}{G} \right]}$$

Ec. 46

En donde λ es un parámetro diferente de cero para suelos parcialmente saturados y anisotrópicos, sin embargo, para suelos saturados e isotrópicos es igual a cero.

Los esfuerzos normales efectivos se determinan por las expresiones:

$$\sigma'_x = -p_0 \left\{ \left[m^2 (C_1 + C_2 kz) + \frac{2\mu\lambda}{1-2\mu} C_2 \right] e^{kz} + \left[m^2 (C_3 + C_4 kz) - \frac{2\mu\lambda}{1-2\mu} C_4 \right] e^{-kz} + \left[k^2 m^2 - \frac{\mu(\delta^2 - k^2)}{1-2\mu} \right] (C_5 e^{\delta z} + C_6 e^{-\delta z}) \right\} \cos(nky) e^{i(mkx-\omega t)}$$

Ec. 47

$$\sigma'_y = -p_0 \left\{ \left[n^2 (C_1 + C_2 kz) + \frac{2\mu\lambda}{1-2\mu} C_2 \right] e^{kz} + \left[n^2 (C_3 + C_4 kz) - \frac{2\mu\lambda}{1-2\mu} C_4 \right] e^{-kz} + \left[k^2 n^2 - \frac{\mu(\delta^2 - k^2)}{1-2\mu} \right] (C_5 e^{\delta z} + C_6 e^{-\delta z}) \right\} \cos(nky) e^{i(mkx-\omega t)}$$

Ec. 48

$$\sigma'_z = p_0 \left\{ \left[(C_1 + C_2 kz) + \frac{2\lambda(1-\mu)}{1-2\mu} C_2 \right] e^{kz} + \left[(C_3 + C_4 kz) - \frac{2\lambda(1-\mu)}{1-2\mu} C_4 \right] e^{-kz} + \frac{1}{1-2\mu} [\delta^2(1-\mu) - k^2\mu] (C_5 e^{\delta z} + C_6 e^{-\delta z}) \right\} \cos(nky) e^{i(mkx - \omega t)}$$

Ec. 49

Y los esfuerzos cortantes están dados por las expresiones:

$$\tau'_{xz} = imp_0 \{ [C_1 + (kz - \lambda)C_2] e^{kz} - [C_3 + (kz + \lambda)C_4] e^{-kz} + k\delta(C_5 e^{\delta z} - C_6 e^{-\delta z}) \} \cos(nky) e^{i(mkx - \omega t)}$$

Ec. 50

$$\tau'_{yz} = -np_0 \{ [C_1 + (kz - \lambda)C_2] e^{kz} - [C_3 + (kz + \lambda)C_4] e^{-kz} + k\delta(C_5 e^{\delta z} - C_6 e^{-\delta z}) \} \sin(nky) e^{i(mkx - \omega t)}$$

Ec. 51

$$\tau'_{xy} = -imnp_0 \{ [C_1 + C_2 kz] e^{kz} + [C_3 + C_4 kz] e^{-kz} + k^2(C_5 e^{\delta z} + C_6 e^{-\delta z}) \} \sin(nky) e^{i(mkx - \omega t)}$$

Ec. 52

2.1.8 Criterios de falla

Falla por cortante

Cuando el esfuerzo cortante inducido por una onda sobrepasa la resistencia al cortante del suelo, ocurre una falla por cortante. Esto depende de la distribución espacial de esfuerzos inducidos por el oleaje y la resistencia al corte del suelo.

Convencionalmente, la predicción de la falla de los suelos se basa en el criterio de falla de Mohr-Coulomb, el cual es muy utilizado en la ingeniería geotécnica.

- *Criterio de máximo cortante*

Siendo así que el criterio de máximo cortante se define por:

$$\tau_{max} = \sqrt{\tau_y'^2 + \left(\frac{\sigma_y' - \sigma_z'}{2}\right)^2} \quad \text{Ec. 753}$$

En donde, la falla del suelo se presentará cuando el cortante calculado con la ec. 52, sea superior el cortante máximo.

Esfuerzos principales

El oleaje por si solo provoca un cambio en los esfuerzos efectivos y en la presión de poro del equilibrio inicial que fue considerado. Donde los esfuerzos efectivos normales en las tres direcciones están dados por:

$$\bar{\sigma}_x' = -(\gamma_s - \gamma_w)K_0z - \sigma_x' \quad \text{Ec. 54}$$

$$\bar{\sigma}_y' = -(\gamma_s - \gamma_w)K_0z - \sigma_y' \quad \text{Ec. 55}$$

$$\bar{\sigma}_z' = -(\gamma_s - \gamma_w)K_0z - \sigma_z' \quad \text{Ec. 56}$$

Donde K_0 es el coeficiente de reposo del suelo y está relacionado con el coeficiente de Poisson, esto es:

$$K_0 = \frac{\mu}{1-\mu} \quad \text{Ec. 57}$$

Los esfuerzos cortantes efectivos actuantes sobre el suelo están definidos por las expresiones:

$$\bar{\tau}_{xz}' = -\tau_{xz}' \quad \text{Ec. 58}$$

$$\bar{\tau}_{yz}' = -\tau_{yz}' \quad \text{Ec. 59}$$

$$\bar{\tau}_{xy}' = -\tau_{xy}' \quad \text{Ec. 60}$$

En el estudio de conjuntos de esfuerzos, ocurren muchos problemas de frontera, por lo que es conveniente usar esfuerzos principales en un espacio. Estos esfuerzos son convenientes para la representación geométrica de varios criterios de falla. En donde los esfuerzos principales efectivos pueden ser expresados mediante:

$$\sigma'_1 = \frac{\bar{s}}{\sqrt{3}} + \sqrt{\frac{2}{3}} \bar{t} \sin\left(\alpha - \frac{2\pi}{3}\right) \quad \text{Ec. 61}$$

$$\sigma'_2 = \frac{\bar{s}}{\sqrt{3}} + \sqrt{\frac{2}{3}} \bar{t} \sin(\alpha) \quad \text{Ec. 62}$$

$$\sigma'_3 = \frac{\bar{s}}{\sqrt{3}} + \sqrt{\frac{2}{3}} \bar{t} \sin\left(\alpha + \frac{2\pi}{3}\right) \quad \text{Ec. 63}$$

Donde

$$\bar{s} = \frac{1}{\sqrt{3}} (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) \quad \text{Ec. 64}$$

$$\bar{t} = \sqrt{\frac{(\sigma'_x - \sigma'_y)^2 + (\sigma'_x - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_y - \sigma'_z)^2 + (6\tau'_{xz}{}^2 + 6\tau'_{yz}{}^2 + 6\tau'_{xy}{}^2)}{3}} \quad \text{Ec. 65}$$

Y

$$\alpha = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left(\frac{-3\sqrt{6}J_3}{\bar{t}^3} \right) \quad \text{Ec. 66}$$

En donde

$$J_3 = S_x S_y S_z - S_x \bar{t}'_{yz}{}^2 - S_y \bar{t}'_{xz}{}^2 - S_z \bar{t}'_{xy}{}^2 + 2\bar{t}'_{xy} \bar{t}'_{xz} \bar{t}'_{yz} \quad \text{Ec. 67}$$

$$S_x = \frac{2\bar{\sigma}'_x - \bar{\sigma}'_y - \bar{\sigma}'_z}{3} \quad \text{Ec. 68}$$

$$S_y = \frac{2\bar{\sigma}'_y - \bar{\sigma}'_x - \bar{\sigma}'_z}{3} \quad \text{Ec. 69}$$

$$S_z = \frac{2\bar{\sigma}'_z - \bar{\sigma}'_x - \bar{\sigma}'_y}{3} \quad \text{Ec. 70}$$

Estas ecuaciones deben cumplir con lo siguiente: $\sigma'_1 \leq \sigma'_2 \leq \sigma'_3$

$$\frac{\sigma_3' - \sigma_1'}{\sigma_3' + \sigma_1'} = \frac{\sqrt{3} \hat{t} \cos \alpha}{\hat{t} \sin \alpha - \sqrt{2} \bar{s}} \quad \text{Ec. 71}$$

Criterio de falla Mohr-Coulomb

De acuerdo con este criterio, la condición limitante dada en un sólido puede ser expresada por:

$$\tau_f = \bar{\sigma}_f \tan \phi_f \quad \text{Ec. 72}$$

Donde ϕ_f es el ángulo de fricción interna del suelo τ_f y $\bar{\sigma}_f$ representan el esfuerzo efectivo y cortante normal en el plano de falla respectivamente. El criterio de la falla por esfuerzo en un lugar y tiempo específico puede ser definido como:

$$\phi \geq \phi_f \quad \text{Ec. 73}$$

En general el valor de ϕ_f depende del tipo de suelo, 30-35° para arena y 40-45° para gravas pequeñas.

Licuefacción del suelo

El modo de falla de la licuefacción es diferente al de falla por esfuerzo. El esfuerzo dinámico y la tensión generada por oleaje causan deslizamiento intergranular en el contacto grano a grano y conduce a la compactación volumétrica. En consecuencia, la relajación en la estructura del suelo transfiere esfuerzos efectivos al poro del agua, dando lugar a la presión de poro-agua dentro de la estructura del suelo. En casos extremos, la presión de poro puede incrementar hasta que el esfuerzo efectivo haya sido eliminado del suelo. En este estado, el suelo no tiene resistencia al cortante y se produce la licuefacción.

Exceso de presión de poro

Es un incremento de presión más allá de la presión hidrostática, que también es llamada exceso de presión hidrostática. Teniendo en cuenta que la presión del agua sobre la superficie del suelo varía según el oleaje, implica que no solo la presión de poro varía,

sino que también la presión hidrostática cambia. El exceso de presión de poro se puede determinar teniendo en cuenta esta variación de la presión hidrostática (Zen y Yamazaki, 1993) el cual se puede definir por:

$$u_c = -(P_b - p) \quad \text{Ec. 74}$$

primer término de la ecuación representa la presión hidrostática y el segundo término la presión de poro.

Criterios de licuefacción

Hasta el momento se ha especificado que la licuefacción se presenta en el suelo mientras se presente el esfuerzo vertical efectivo, perdiendo así la capacidad de carga del suelo y, en consecuencia, causando inestabilidad en el fondo marino. Sin embargo, el mecanismo de transferencia entre el oleaje y el suelo, no ha sido definido en términos geotécnicos. La licuefacción es afectada por el grado de compactación del suelo, la permeabilidad y el esfuerzo inducido por el oleaje, tanto como la capacidad de drenado del suelo.

A continuación, se definen los tres criterios de licuefacción que han sido elegidos para el análisis de la falla en el presente trabajo:

Criterio de Okusa (1985)

Este criterio se basa en el concepto de esfuerzo efectivo, definido por Okusa (1985), en donde se determina que la licuefacción se presenta cuando el esfuerzo vertical efectivo es mayor que el peso sumergido de los depósitos del suelo, teniendo así que:

$$-(\gamma_s - \gamma_w)Z - \sigma_z' \leq 0 \quad \text{Ec. 75}$$

En el cual el cortante normal efectivo σ_z' , se obtiene apartir de la Ec. 49.

- *Criterio de Tsai (1995)*

Posteriormente, Tsai (1995) extendió el criterio definido por Okusa (1985), donde se requiere que el esfuerzo normal efectivo sea cero, siendo así que:

$$\frac{1}{3} [-(\gamma_s - \gamma_w)(1 + 2K_0)z - (\sigma_x' + \sigma_y' + \sigma_z')] \leq 0 \quad \text{Ec. 76}$$

En esta ecuación, el primer término se define como esfuerzo efectivo geostático, mientras que el segundo término representa el esfuerzo normal efectivo inducido por las crestas del oleaje sobre el suelo marino.

- *Criterio Zen y Yamazaki (1993)*

Sugiere que la licuefacción ocurre para una ola progresiva, cuando:

$$-(\gamma_s - \gamma_w)z + (P_b - p) \leq 0 \quad \text{Ec. 77}$$

Esta ecuación define que la licuefacción ocurre cuando el exceso de presión de poro es más grande que la sobrecarga de presión en el suelo. Este criterio está basado en la suposición que el espesor del suelo marino y la longitud de onda es mucho menor que 1 ($\frac{h}{l} < 1$).

2.2 Distribución de esfuerzos en el suelo debido a cargas estables

En las grandes ciudades las cimentaciones de los edificios transfieren las cargas propias de la estructura al suelo. Al hacerlo, la presión o el esfuerzo que la estructura entrega al suelo se distribuye y a su vez se disipa. De manera análoga, las estructuras marítimas transfieren esfuerzos al suelo que corresponden al peso propio de la estructura.

A continuación, se describe la distribución de esfuerzos en el suelo provocada por los casos de carga puntal, carga rectangular y carga trapezoidal 2:1.

2.2.1 Distribución de esfuerzos debido a una carga puntal

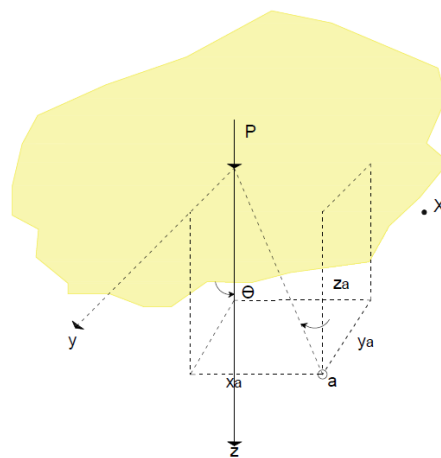


Figura 2. Modelo de Boussinesq, de carga puntal (P) sobre un medio elástico semi-infinito y sistema de ejes utilizado.

Boussinesq (1885), idealizando un modelo donde se coloca una carga puntual sobre un medio elástico semi-infinito, halló que la solución para encontrar el valor del incremento del esfuerzo vertical ($\Delta\sigma_z$) en un punto cualquiera (a) con coordenadas cartesianas de localización ($x = x_a$, $y = y_a$, $z = z_a$, ver figura 2), debido a la carga (P) impuesta, de forma general es:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^5 \theta \quad \text{Ec. 78}$$

Donde:

$$\cos \theta = \frac{z}{\sqrt{r^2 + z^2}} \quad \text{Ec. 79}$$

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} \quad \text{Ec. 80}$$

Por lo que el $\Delta\sigma_z$ se puede expresar:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2 \left(1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{5/2}} \quad \text{Ec. 81}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{3Pz^2}{2\pi(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad \text{Ec. 82}$$

2.2.2 Distribución de esfuerzos debido a una carga rectangular

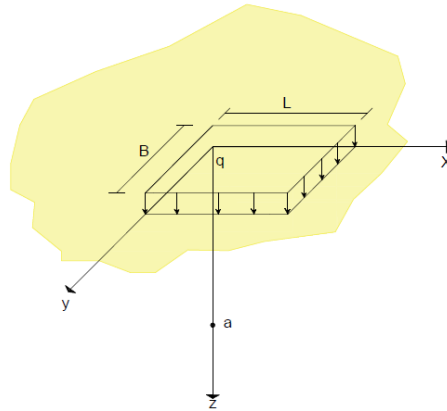


Figura 3. Modelo de carga rectangular (q) sobre un medio elástico semi-infinito y sistema de ejes utilizado.

Partiendo de la solución planteada por Boussinesq para una carga puntual y dividiendo un área cargada rectangular en diferenciales de área, como la mostrada en la figura 3, donde una carga puntual (dP) sobre un diferencial se puede aproximar a, $dP = q \, dx \, dy$ se obtiene que:

$$d(\Delta\sigma_z) = \frac{3}{2\pi z^2 \left(1 + \left(\frac{\sqrt{x^2+y^2}}{z}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}} q \, dx \, dy \quad \text{Ec. 83}$$

Integrando y acomodando la ecuación se tiene:

$$\Delta\sigma_z = z^3 \int_{y=0}^{y=L} \int_{x=0}^{x=B} \frac{3q}{2\pi z^2 (x^2+y^2+z^2)^{\frac{5}{2}}} \, dx \, dy \quad \text{Ec. 84}$$

Al solucionar la anterior integral (Newark 1935), se encontró que el incremento del esfuerzo vertical ($\Delta\sigma_z$), para un punto cualquiera (a) debajo de la esquina de una cimentación rectangular, de ancho B y largo L , cargada con un valor de esfuerzo de contacto (q) uniformemente distribuido, en una profundidad dada (z) cualquiera, será:

$$\Delta\sigma_z = q \, I(m, n) \quad \text{Ec. 85}$$

Donde:

$$m = \frac{B}{z} \quad \text{Ec. 86}$$

$$n = \frac{L}{z} \quad \text{Ec. 87}$$

$$I(m, n) = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}(m^2+n^2+2)}{m^2+n^2+m^2n^2+1(m^2+n^2+1)} + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1-m^2n^2} \right) \right] \quad \text{Ec. 88}$$

2.2.3 Método aproximado 2:1

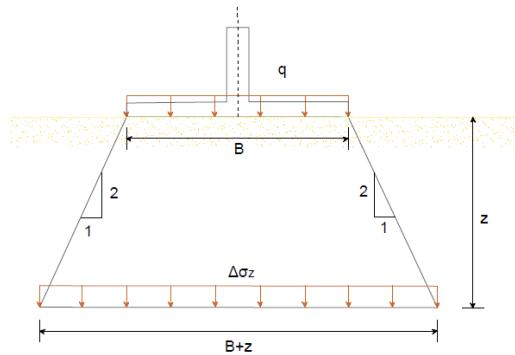


Figura 4. Método aproximado 2:1

Uno de los primeros métodos para encontrar el incremento de esfuerzo vertical ($\Delta\sigma_z$) en el suelo, a una profundidad (z) cualquiera, debido a una carga uniformemente distribuida (q), colocada en una superficie rectangular de ancho (B) y largo (L), fue el método de la pendiente 2:1 (V:H), método que es aproximado pero tiene la ventaja de que es muy sencillo de implementar.

Este método supone que la zona o área donde la carga (q) actúa, se va distribuyendo en el suelo, ampliándose, desde la de contacto ($B \times L$), hasta una zona más grande que es función de la profundidad, y que va creciendo con una pendiente 2:1 ($V:H$), tal y como se muestra en la figura, para el caso de la dimensión del ancho (B) y análogamente para la dimensión del largo (L).

De acuerdo con esto, el incremento del esfuerzo ($\Delta\sigma_z$) en el suelo, se podría aproximar a:

$$\Delta\sigma_z = \frac{qBL}{(B+z)(L+z)} \quad \text{Ec. 89}$$

Para el caso de una cimentación cuadrada, según este mismo método se tiene:

$$\Delta\sigma_z = \frac{qB^2}{(B+z)^2} \quad \text{Ec. 90}$$

3. Desarrollo de la investigación.

El desarrollo de los objetivos propuestos durante este trabajo, se dividió en dos etapas, una experimental y la segunda numérica. A continuación, se presenta la descripción de las dos etapas.

3.1 Descripción del experimento

La etapa experimental se desarrolló en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, en las instalaciones del Laboratorio de Costas y Puertos.

Los trabajos realizados en dicho laboratorio están relacionados con la estabilidad de playas, el diseño y la evaluación de la hidrodinámica de estructuras marítimas. Algunos de los proyectos a los que está destinado este laboratorio son la modelación a escala del comportamiento de un relleno artificial de playas, estudios para elevar la eficiencia de arrecifes artificiales, optimización del diseño de rompeolas de piezas sueltas, desarrollo de un dispositivo de resonancia tipo “bufadora” para aprovechamiento energético del oleaje y análisis del inicio de arrastre en playas.



Figura 5. Canal de oleaje e instrumentos que lo componen.

3.1.1 Instalación experimental

El canal del Laboratorio de Costas y Puertos posee, como características geométricas, una longitud de 22 m de largo, 0.50 m de alto y 0.40 m de ancho (figura 5). Las paredes son de vidrio templado y la estructura de acero inoxidable. El canal cuenta con una charola de acrílico de 10 mm de espesor ubicada a 13 cm desde la pala generadora, la cual está conformada por una armadura de soleras y ángulos de aluminio de 1 pulgada, con dimensiones interiores de 84.5 cm de largo, 27 cm de ancho y 20 cm de profundidad como se observa en la figura 6.

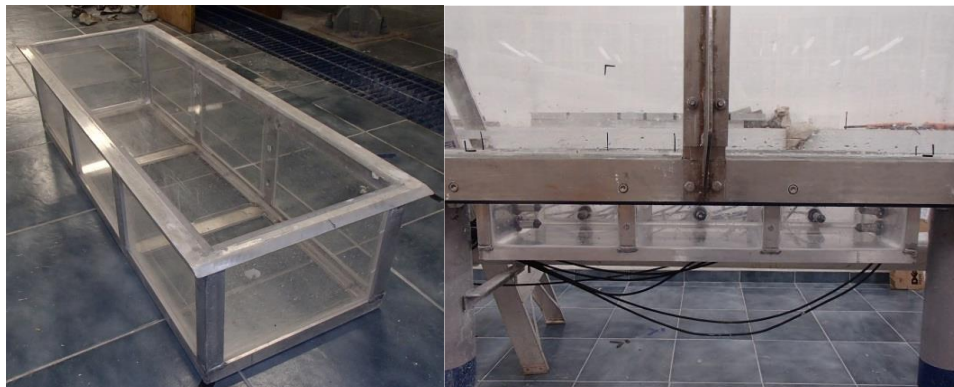


Figura 6. Charola para la colocación del suelo

Sensores de Nivel

Para registrar la variación de la superficie libre del agua, se utilizaron sensores de nivel conectados a monitores HR Wallingford, de 8 y 4 canales. Dichos sensores funcionan basados en el flujo de corriente en una sonda, la cual consiste en dos barras de acero inoxidable sumergidas. El flujo de corriente entre las barras sumergidas es proporcional a la profundidad sumergida, así la corriente es convertida en un voltaje de salida proporcional a la profundidad sumergida.

Se emplearon 11 sensores a lo largo de una sección del canal de 4.9 m, estando el primer sensor a 11.05 m de la pala generadora de oleaje. En la Tabla 1 se presenta la distancia a la que se ubicó cada sensor con respecto a la pala generadora de oleaje.

Tabla 1 Ubicación de los sensores de nivel desde la pala generadora de oleaje.

| Sensor | Distancia (m) |
|--------|---------------|
| SN_02 | 11.05 |
| SN_03 | 11.85 |
| SN_04 | 12.15 |
| SN_05 | 12.70 |
| SN_06 | 13.15 |
| SN_07 | 13.55 |
| SN_08 | 13.95 |
| SN_09 | 14.50 |
| SN_10 | 15.00 |
| SN_11 | 15.65 |
| SN_12 | 15.95 |

Sensores de Presión

Para el registro de la presión de poro en el suelo contenido en la charola, se utilizaron sensores de presión piezoresistivos PR-36X, de la firma Keller Druck. Los sensores indican la presión relativa mediante la variación que se presenta en una resistencia dentro del diafragma del equipo; la cual, de manera similar a los sensores de nivel, se transforma en una señal analógica correspondiente a un valor de presión.

Se utilizaron los 28 sensores de presión ubicados en la charola, en ensayos realizados anteriormente, mediante perforaciones en tres paredes de la charola de acrílico; se instalaron los sensores de presión distribuidos con base en un sistema de referencia fijo previamente establecido como se observa en la Figura 7 y en la tabla 2.



Figura 7. Sensores de Presión.

Tabla 2. Ubicación espacial de los sensores de presión, dentro de la charola.

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

De tal forma que la instrumentación del canal se finalizó como se observa en la figura 8.

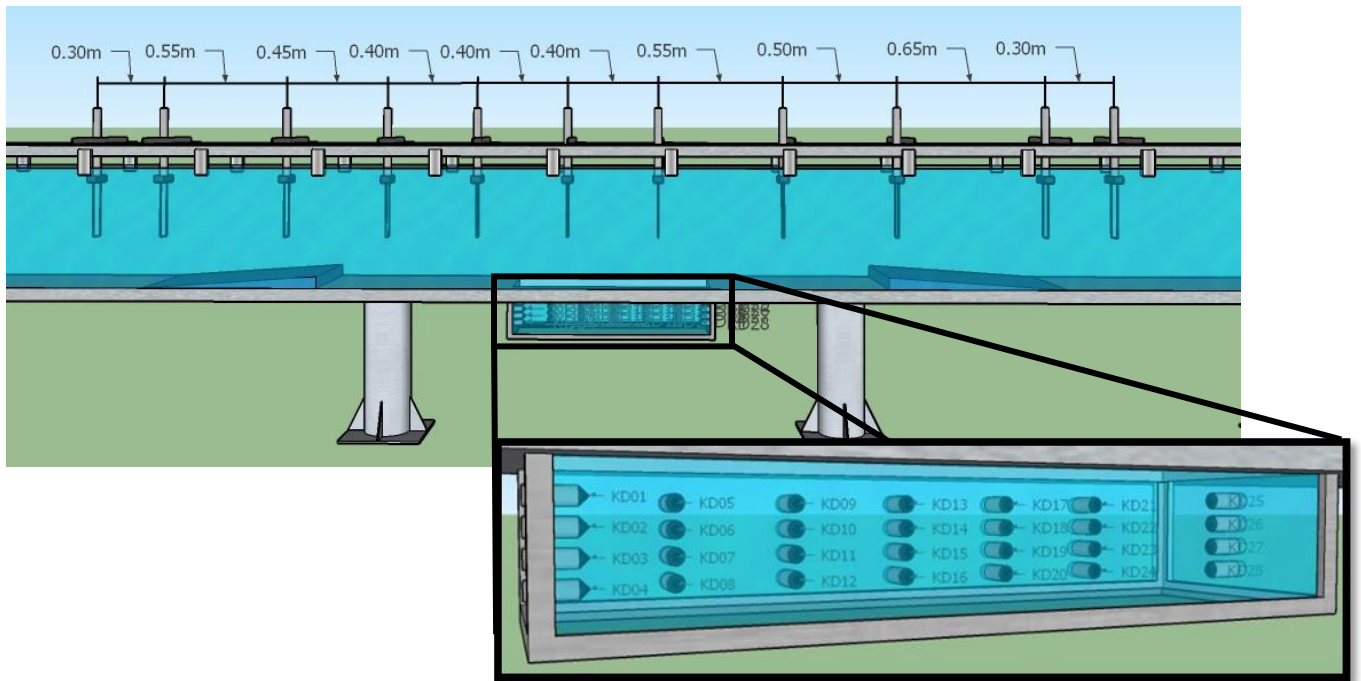


Figura 8. Distribución de los instrumentos de medición sobre el canal de oleaje

3.1.2 Material fino

El material fino empleado para los ensayos fue el Caolín comercial provisto por la empresa Moliendas Tizayuca, S.A. de C.V.

El término caolín corresponde a un producto compuesto principalmente por caolinita, el cual se produce a partir de yacimientos minerales. Se podría definir como caolín a toda roca masiva con un porcentaje variable de arcilla, de composición igual o próxima a la del mineral de caolinita, que sean fáciles de concentrar para separación de los restantes minerales. Por lo regular, su densidad está en el rango de $2.40\text{-}2.64 \text{ g/cm}^3$.

Para la clasificación del material, en trabajos anteriores se realizaron (Chávez 2013), en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del II, UNAM, pruebas de Límites de Atterberg, límite líquido (LL), límite plástico (LP) y el índice de plasticidad (IP) cuyos resultados se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3. Límites de Atterberg correspondientes al caolín.

| LL | LP | IP | $\frac{\rho_s}{\rho_w}$ |
|-------|-------|------|-------------------------|
| 34.20 | 26.15 | 8.05 | 2.52 |

Por lo tanto, a partir de estos límites, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), puede clasificarse como Limo de baja plasticidad (ML).

3.1.3 Metodología experimental

Se realizaron 3 experimentos, en los cuales, el suelo cohesivo constaba por 1.09 litros de agua por cada 2 kg de caolín, que es la proporción a la que se llegó después de la realización de diferentes pruebas de carga, en las que se incluían mezclas con proporciones diferentes de caolín, arena y agua. En ellas se observó, que la combinación entre el caolín y el agua toleraba una mayor carga, después de un tiempo de consolidación de 48 horas, que cuando la mezcla contenía un agregado más grueso como lo es la arena.

Sucediendo a la definición de las proporciones de la mezcla del suelo, se procedió a plantear el desarrollo de los ensayos. Por lo que se designó la realización de dos tipos de pruebas: la primera tiene como fin observar el comportamiento del suelo sin ningún tipo de carga y la segunda; visualizar lo sucedido con la misma mezcla de suelo con la adición de una carga, inducida por una estructura de cubos de concreto, la cual simula la carga adicional que sufrirían este tipo de suelos cuando se coloca algún dique o estructura marítima sobre ellos.

Así mismo, cada prueba se dividió en dos ensayos los cuales se describen en la siguiente tabla:

Tabla 4. Descripción de las características de los ensayos realizados.

| | Duración (min) | T (s) | H (m) | Fr (1/s) | a (m) |
|----------|----------------|-------|-------|----------|-------|
| Ensayo 1 | 10 | 0.90 | 0.06 | 1.11 | 0.03 |
| Ensayo 2 | 20 | 1.20 | 0.12 | 0.83 | 0.06 |

En donde, el primer ensayo se planteó para someter al suelo a una condición de oleaje que no afectara al suelo, para posteriormente durante el ensayo 2 visualizar la reacción del suelo ante un tren de oleaje que lleve a la falla a la mezcla.

Teniendo en consideración esto, se realizaron un total tres pruebas, una sin estructura y dos con estructura sumergida.

A continuación, se realiza una numeración del procedimiento para realizar cada prueba.

1. Dosificación del caolín y agua.

Para poder llevar un control de las cantidades de caolín y de agua, se taraban en contenedores de plástico cantidades de 5 kg de caolín y 2.725 litros (correspondientes en proporción a la definida previamente).

2. Premezclado.

En este paso se realizaba un premezclado de los componentes del suelo, en donde, a los 5 kg de caolín se le agregaban 2.00 litros de agua y se agitaban con la mano en contenedores. Para poder garantizar que la mezcla sea lo más homogénea posible y que el caolín comenzara a absorber el agua antes de realizar el mezclado.

3. Mezclado.

Posterior al premezclado, la mezcla se pasaba de los contenedores a la olla de una batidora y se le adicionaban los 0.725 litros restantes para completar la proporción de caolín y agua (Dado que la olla tenía una capacidad para 12 litros se le agregaban 10 kg de mezcla), se encendía la batidora durante 5 min, para garantizar que la mezcla fuera homogénea.

4. Colocación.

La colocación de la mezcla en el canal, se realizaba transfiriendo la mezcla de la olla a otro contenedor de plástico y se vertía en la charola del canal, distribuyéndola a lo largo de la charola. Prestando atención en que no quedaran burbujas de aire atrapadas en la mezcla.

Los 4 pasos anteriores se repetían hasta conseguir llenar la charola, con una capacidad total de 120 kg de mezcla aproximadamente.

5. Consolidación.

Habiendo llenado la charola con la mezcla de suelo, se llenaba el canal hasta un tirante de agua de 0.30 m y se dejaba reposar durante 48 horas, para que el suelo adquiriera firmeza, solidez y estabilidad.

6. Colocación de la estructura.

Para las pruebas que incluían una estructura sumergida, se utilizaron cubos de concreto simple (con resistencia $f_y' = 250 \text{ kg/cm}^2$), cuyas dimensiones son: 0.03 m de alto, largo y ancho, con propiedades de:

Tabla 5. Características físicas de los cubos de concreto.

| Peso (gr) | Volumen (cm^3) | Densidad (gr/cm^3) |
|-----------|---------------------------|-------------------------------|
| 61.13 | 25.73 | 2.379 |

Previo al llenado del canal, se colocaba una estructura piramidal de 4 cubos de alto, con una base constituida por 4 cubos de ancho por 23 cubos de largo. La estructura se colocaba con una separación entre los sensores de presión 15 cm, con la finalidad de que los cubos no intervinieran con los sensores, posteriormente se realizaba el paso anterior.

7. Calibración de los sensores

Pasadas las 48 horas se procedía a verificar de nuevo el tirante de agua, posteriormente se calibraban los sensores de nivel, los de presión y la pala generadora de oleaje para comenzar con el ensayo del suelo.

3.2 Modelo numérico

A continuación, se realiza la descripción de la descripción de los parámetros y especificaciones correspondientes al cálculo realizado para evaluar la profundidad de falla analíticamente.

3.2.1 Calculo de las ecuaciones de esfuerzo-deformación

Debido a la cantidad de variables y a la complejidad de las ecuaciones descritas por Hsu y Jeng (1994), así como a la cantidad de nodos que se planteó incorporar a la malla (la cual se describe más adelante), para el cálculo fue necesario el uso de un lenguaje de programación el cual nos permitiera tres puntos en concreto:

1. Agilizar y simplificar el cálculo de los esfuerzos y criterios de falla para cada punto de análisis.
2. Facilitar cambio de variables en cada uno de los experimentos propuestos en el laboratorio.
3. Y por último que permitiera el manejo de los resultados de una forma sencilla.

Considerando estas características se optó por FORTRAN como herramienta de programación. Éste es un lenguaje de programación de alto nivel, imperativo y estructurado por bloques, especialmente adaptado al cálculo numérico y a la computación científica. Desarrollado originalmente entre 1953 y 1957 por John W. Backus y su equipo. Desde entonces se han tenido diversas versiones y se sigue utilizando ampliamente para cómputo científico. Teniendo en consideración las diferentes versiones existentes del lenguaje, se optó por elegir la versión de Fortran 90, debido a su fácil uso.

3.2.2 Caracterización del suelo

Se determinaron los parámetros de: peso específico (γ), Modulo de cortante (G), relación de Poisson (μ), porosidad (n), permeabilidad (κ), ángulo de fricción interna (ϕ), grado de saturación (S_r) y cohesión (c). Los cuales tomando en cuenta los estudios realizados por Chávez (2013) y adecuándolos a las propiedades obtenidas durante las pruebas resultaron:

Tabla 6. Caracterización del suelo

| $G \left(\frac{N}{m^2} \right)$ | μ (1) | n (1) | $\kappa \left(\frac{m}{SEC} \right)$ | ϕ | S_r (1) | $c \left(\frac{N}{m^2} \right)$ | $\gamma \left(\frac{N}{m^3} \right)$ |
|----------------------------------|-----------|---------|---------------------------------------|--------|-----------|----------------------------------|---------------------------------------|
| 1.15×10^7 | 0.49 | 0.5 | 1.2×10^{-5} | 20° | 1 | 2500 | 19600 |

3.2.3 Delimitación del mallado y ubicación de los ejes coordenados

Para tener una buena interpretación de los mecanismos de falla dentro del suelo (descrito en color café en la Figura 9), se propuso un sistema de referencia donde

el eje de las abscisas se ubicó en dirección paralela al flujo, el de las ordenadas en dirección perpendicular y el eje z en dirección vertical.

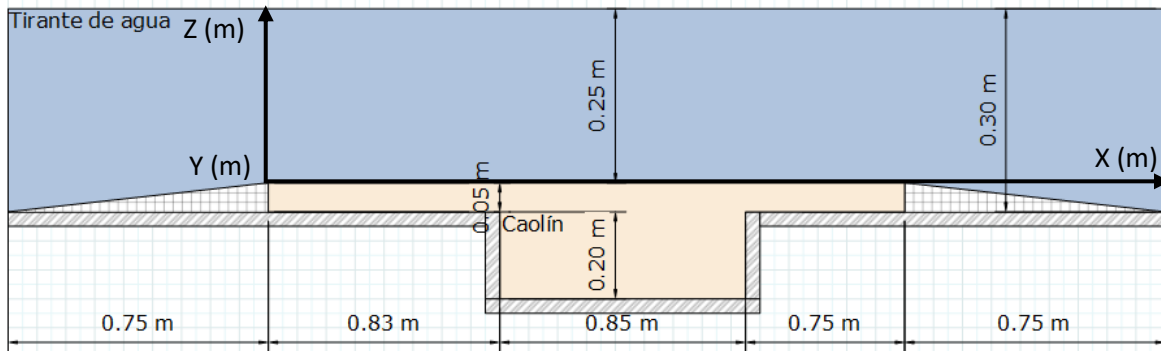


Figura 9. Esquema del canal que describe la localización de los ejes coordenados.

De acuerdo con dicho sistema coordinado se realizó una malla que se acoplara a las dimensiones del canal y a las dimensiones del suelo. Ésta comienza desde la coordenada 0 hasta 2.43 m en el eje de las abscisas, lo que corresponde a la longitud en la cual se colocó el suelo en los experimentos. De manera análoga se delimitó el eje de las ordenadas desde la coordenada 0 hasta la 0.30 m. Por último, el eje z se delimitó desde la coordenada 0 hasta la -0.25 m. Se calcularon los esfuerzos y se analizó la falla por licuefacción a cada 0.001 m de profundidad y 0.05 m en dirección perpendicular y paralela al flujo. Haciendo el cálculo de los mismos para cada octavo del periodo.

3.2.4 Estructura sumergida

Para evaluar el efecto de la estructura sumergida sobre el suelo, se estimaron los esfuerzos inducidos por la estructura sobre el suelo, por medio del método de carga trapezoidal 2:1 descrito en el apartado 2.2.3. Tomando en cuenta la ubicación de la estructura en las pruebas experimentales, la longitud y ancho de la misma.

4. Resultados

En este capítulo se analizan los resultados obtenidos tanto de las pruebas de laboratorio, como de las simulaciones numéricas para validar y comparar el modelo.

Se contrastó la profundidad de falla registrada en el laboratorio con la profundidad de falla simulada mediante diferentes criterios; lo cual permitió definir cuál criterio (de los cinco definidos en el marco teórico) se adaptó a lo observado en él, durante las pruebas experimentales.

4.1 Descripción de los resultados experimentales

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de los ensayos experimentales, seguido de las profundidades de falla simuladas; más adelante se presentará en conjunto con los resultados de las simulaciones.

Como ya se describió, se utilizaron 28 sensores de presión colocados en la charola para poder medir el comportamiento del suelo, sin embargo, debido a que la falla del suelo se presenta en una franja muy delgada y debido a que los esfuerzos disminuyen a medida que aumenta la profundidad en el suelo; se

decidió analizar únicamente los sensores ubicados a 9 y 13 cm de profundidad, por debajo de la lutoclina, lo cual corresponde a los sensores: KD05, KD06, KD09, KD10, KD13, KD14, KD17, KD18, KD21, KD22.

4.1.1 Criterio de falla experimental

Para definir la falla por licuefacción durante el experimento, se propuso utilizar el modelo físico de Sumer et al. (2012) según el cual existe una altura de ola para la que la respuesta al inicio de la acción del oleaje es no licuada, pero al paso del tiempo se presenta una transición y luego de más tiempo la presión supera el umbral de falla. Esto indica que, inicialmente, el suelo está sujeto a esfuerzos demasiado pequeños como para causar la licuefacción, pero a medida que continúa la acción del oleaje el suelo experimenta grandes deformaciones cíclicas, que ocasionan un reacomodo continuo de las partículas del suelo hasta que llega a un punto en el cual ocurre la licuefacción.

Este punto en cual el suelo cede y licúa, se denomina “*Esfuerzo efectivo normal principal inicial*” el cual puede calcularse como:

$$\sigma'_0 = \gamma'z \frac{1+2k_0}{3} \quad \text{Ec. 91}$$

Donde:

k_0 coeficiente de presión lateral en reposo UNIDADES

γ' peso específico sumergido del suelo UNIDADES

Los cuales se obtienen de la siguiente forma:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\varphi \quad \text{Ec. 92}$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \gamma_w n + \gamma_s(1 - n) - \gamma_w \quad \text{Ec. 93}$$

Utilizando los parámetros físicos y realizando las operaciones correspondientes, se obtiene el esfuerzo normal principal inicial para una profundidad de 0.09 m y 0.13 m. Los valores correspondientes a cada sensor con respecto a la profundidad se presentan en la tabla 7.

Tabla 7. Límites de falla establecidos para los sensores de presión.

| Sensores | | | | | $\frac{\sigma'_0}{\gamma}$ |
|-------------|------|------|------|------|----------------------------|
| KD05 | KD09 | KD13 | KD17 | KD21 | 2.45 |
| KD06 | KD10 | KD14 | KD18 | KD22 | 3.53 |

Teniendo así, que cuando las presiones registradas por los sensores sean mayores al esfuerzo efectivo normal inicial correspondiente, esa zona del suelo habrá fallado y por lo tanto habrá perdido su capacidad de carga.

4.1.2 Presentación de los datos

A continuación, se muestran las presiones de poro registradas por los sensores seleccionados en los ensayos. La figura 10 corresponde al ensayo 1 con periodo de 0.9 s, sin estructura: ésta muestra, en líneas continuas, la variación de la presión de poro correspondiente a cada sensor (describiéndose en la leyenda el color perteneciente a cada sensor) y en líneas discontinuas los índices de falla para 0.9 cm y 0.13 cm de profundidad. El eje de las abscisas representa el tiempo en segundos, mientras que en el eje de las ordenadas la variación en la presión de poro en cm de columna de agua.

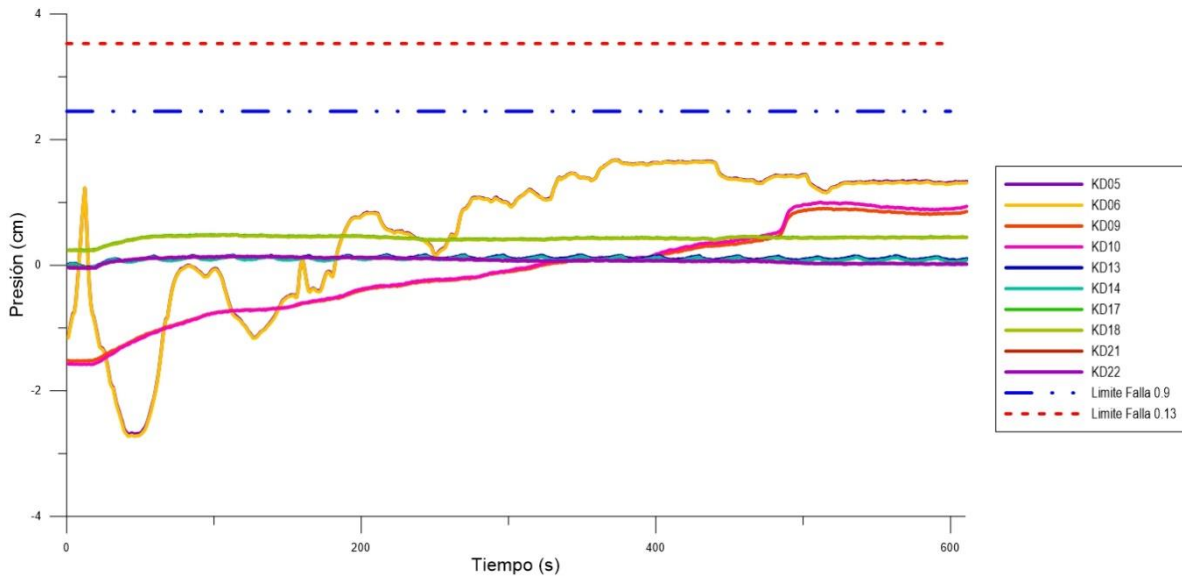


Figura 10. Serie temporal de presiones.

4.2 Descripción de los resultados simulados

De manera análoga a los resultados experimentales, se procede a describir la forma en la que se presentaran los datos obtenidos en las simulaciones. Debido a la variación de las pruebas experimentales, se simularon cuatro diferentes casos, adecuados a los dos tipos de pruebas y los dos tipos de ensayos propuestos.

4.2.1 Presentación de los resultados

Para presentar los datos calculados de una forma simple, se dibujó la profundidad máxima de falla del suelo (analizado mediando los 5 diferentes criterios). De esta manera se visualizan de manera sencilla las zonas de falla del suelo. Cabe resaltar que cada imagen presentada corresponde a los resultados de la modelación y pertenece a un instante de tiempo.

Teniendo esto en cuenta, en la figura 11 correspondiente a la prueba con periodo $T=1.2$ s y altura de ola $H=0.12$ m, con estructura; se muestran cinco curvas: en color amarillo, la lutoclina, de color azul el comportamiento del tren de oleaje en ese instante; de color café el fondo del canal y la charola; de color gris la ubicación

de la estructura sumergida (en las pruebas que se presente); y por último, dependiendo de la profundidad con relación a la barra mostrada del lado izquierdo, la profundidad máxima de falla. Donde, el oleaje que incide en el suelo viaja de izquierda a derecha.

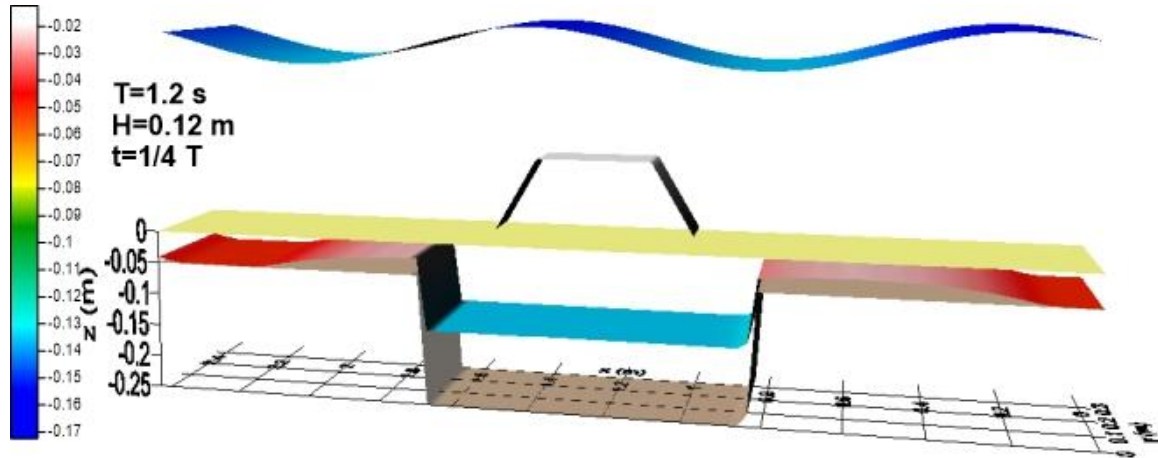


Figura 11. Profundidad máxima de falla evaluada en un instante.

Es importante señalar, que las zonas de falla del suelo se presentan desde la curva de profundidad máxima de falla, hasta la curva de color amarillo que representa la lutoclina del suelo.

4.3 Análisis y comparación de los resultados

4.3.1 Prueba sin estructura (Ensayo 1)

En la figura 12, se dibujaron las presiones correspondientes a la prueba sin estructura con periodo 0.9 s. Se muestra que los sensores KD14, KD14, KD 17, KD18, KD21, KD22 no tuvieron incrementos importantes de presión, siendo así, que mantuvieron un comportamiento casi lineal durante toda la prueba.

Los sensores KD05 y KD06 presentan un comportamiento caótico, en el cual, se observan acumulaciones y liberaciones de presión cada vez menores hasta que se estabiliza, observándose un incremento de la presión comparando el inicio y el final de la prueba.

Así mismo, si se observan los sensores KD09 y KD10, presentan un comportamiento singular: un incremento aparentemente constante durante toda la prueba, hasta casi el final en donde se observa un aumento importante en poco tiempo y posteriormente se estabiliza.

Sin embargo, ninguno de los sensores logra acumular suficiente presión como para superar los límites de falla teóricos, por lo que se puede considerar que el suelo mantiene su capacidad de carga. Teniendo esto en cuenta se puede concluir que el suelo no llega a la falla. Considerando que los sensores se ubicaban a -0.09 m de profundidad, desde la lutoclina.

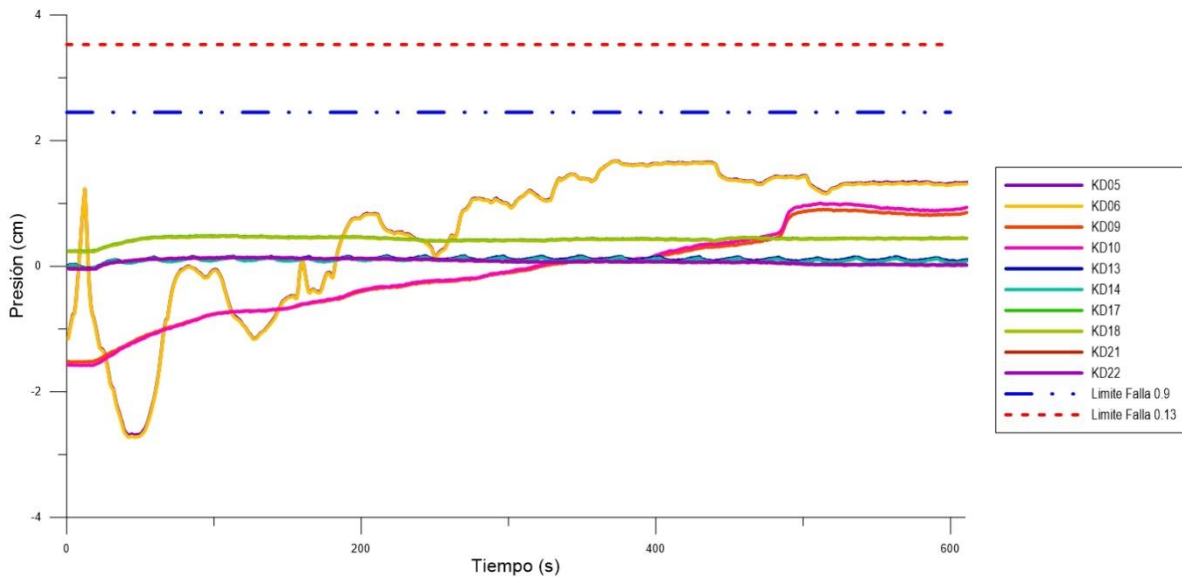
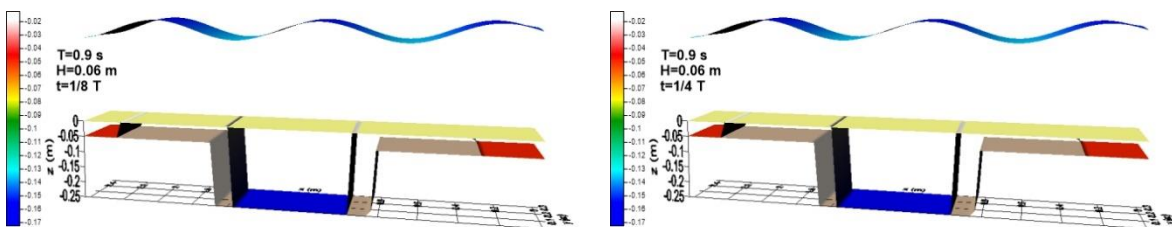


Figura 12. Serie temporal de presiones. Prueba sin estructura ensayo 1.

Con base en estas observaciones, se espera que la profundidad máxima de falla en las modelaciones se presente menor a los 0.09 m.

Análisis con el criterio de Zen y Yamazaki



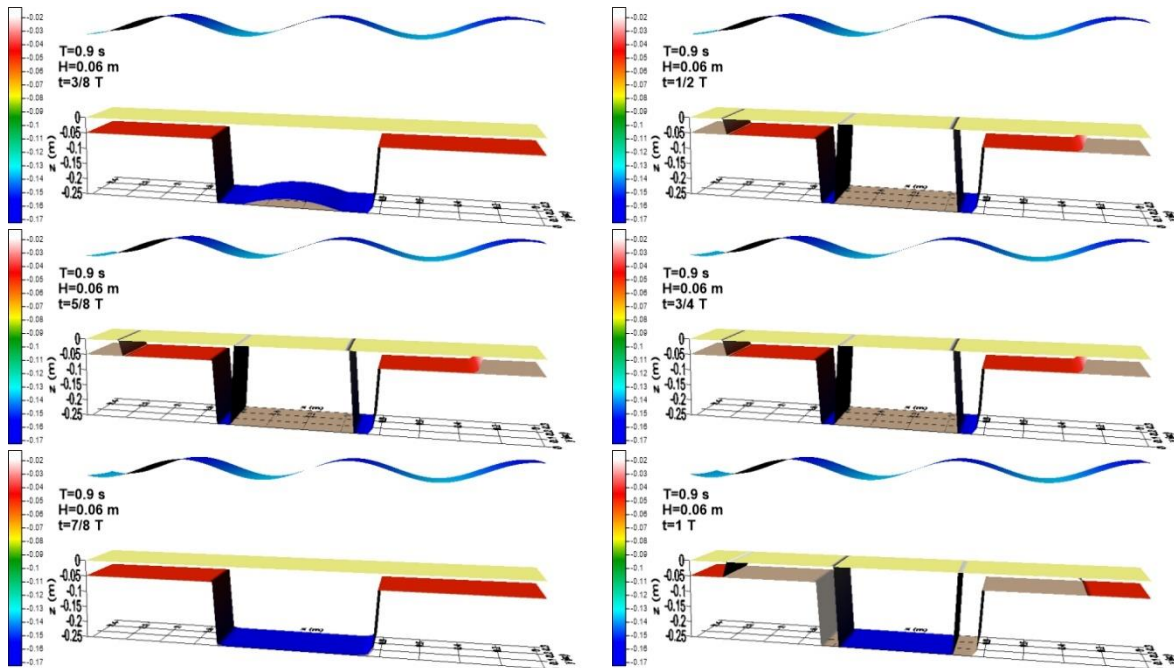


Figura 13. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio de Zen y Yamazaki. Prueba sin estructura ensayo 1.

En la figura 13 presenta la profundidad máxima de falla por licuefacción del suelo, analizado por el criterio propuesto por Zen y Yamazaki. Se puede observar, en los primeros instantes, que existen tres zonas de falla súbita importantes, es decir, que la profundidad máxima de falla se presenta al fondo de la charola (0.25 cm de profundidad). Las dos primeras zonas se ubican en los extremos izquierdo y derecho del suelo, mientras que la tercera se presenta justo en el centro de la charola. De forma opuesta, en las zonas próximas al cambio de profundidad, el suelo presenta falla.

A medida que avanza el tiempo los esfuerzos se acumulan, hasta que en el instante $3/8T$, se observa una falla súbita de todo suelo (exceptuando una zona al centro y al fondo de la charola). Posterior a este momento en los siguientes lapsos se observa una recuperación de las zonas en donde se observaba la falla del suelo, mientras que en las zonas donde no se observaba falla, ahora se aprecia que ha fallado.

El suelo sigue este comportamiento hasta el instante $7/8T$, en el que se puede observar que todo el suelo depositado falla, por la acumulación esfuerzos, para después recobrar el ciclo que tenía anteriormente llegando a profundidades cada

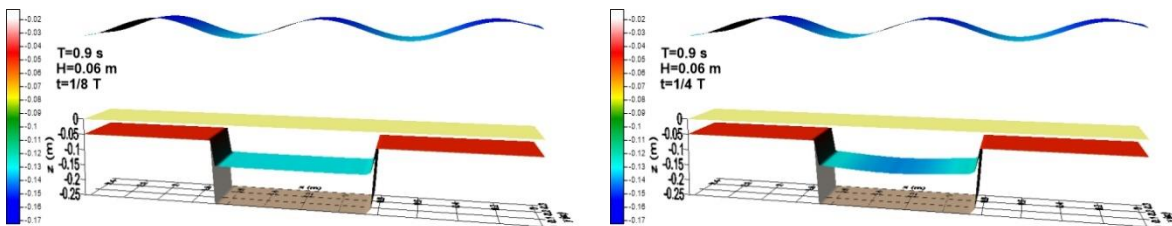
vez mayores, como se puede observar comparando los instantes de $3/8T$ y $7/8T$; en donde, en el primer instante mencionado, el suelo no falla en su totalidad, mientras que en el segundo se presenta en todo el suelo depositado en la charola, esto se debe al reacomodo de las partículas del suelo y a la acumulación de presión producida por el oleaje.

Cabe señalar que al inicio el suelo presenta fallas en las zonas donde se encuentran las crestas, posterior a la primera falla total del suelo, se puede vislumbrar un desfase entre dichas zonas y las crestas.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba sin estructura)

Con base en las observaciones del criterio de Zen y Yamazaki, las profundidades de falla no se adaptan a las observadas en el laboratorio, debido a que, durante la prueba, los sensores ubicados a 0.09 m y 0.13 m de profundidad no registraron fallas, mientras que en el criterio analizado existen fallas súbitas que llegan al fondo de la charola. Sin embargo, el criterio representa bien el comportamiento de falla y recuperación que se puede observar en este tipo de suelos.

Análisis con el criterio de Tsai



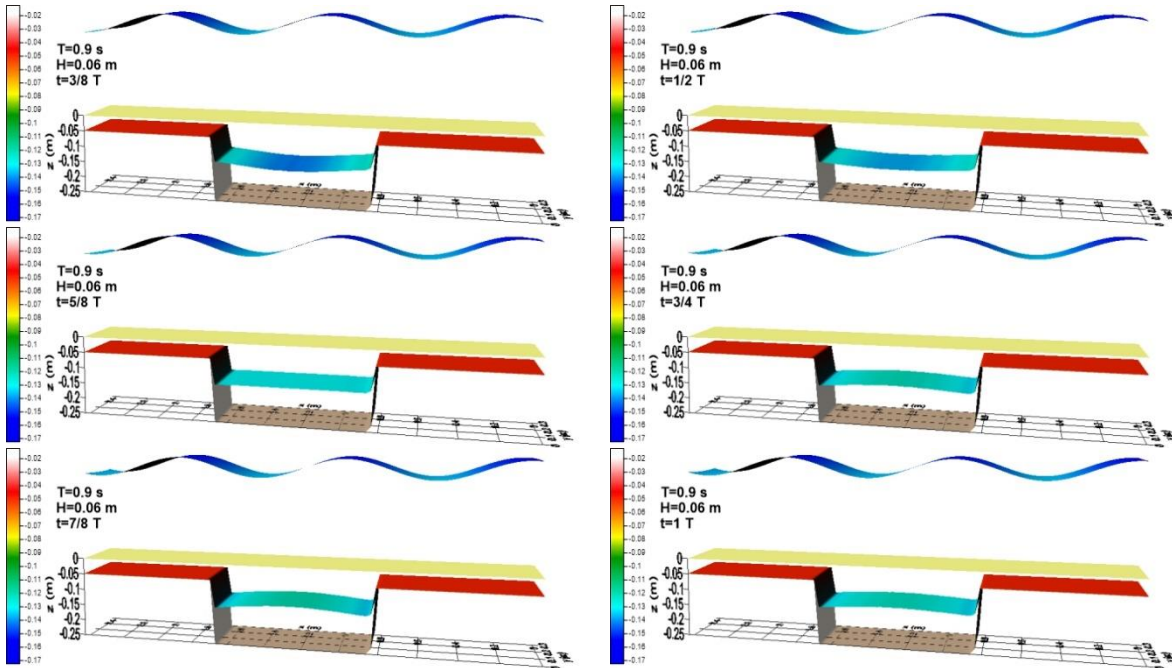


Figura 14. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio de Tsai. Prueba sin estructura ensayo 1.

La figura 14, describe la profundidad máxima de falla calculada mediante el criterio propuesto por Tsai. En donde, se puede observar que la profundidad máxima de falla oscila los 0.07 m y los 0.15 m de profundidad, cambiando de acuerdo al oleaje, liberando presión y posteriormente acumulándola a medida que las crestas cruzan sobre la charola.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba sin estructura)

La profundidad máxima de falla calculada con el criterio propuesto por Tsai, no se adapta a los resultados observados durante la prueba, en donde, los sensores ubicados a 0.09 y 0.13 m de profundidad, no presentaron aumento de presiones que llegaran a la falla del suelo, que es justamente la zona en la que este criterio presenta la profundidad máxima de falla.

Sin embargo, las observaciones realizadas por Jeng (1996) arrojaron que los criterios presentaban fallas en zonas diferentes y en algunos casos se presentaban profundidades de falla superiores a las registradas. Teniendo en cuenta estas observaciones, dicho criterio podría ser representativo del experimento, dado que la falla se pudo haber presentado a una profundidad inferior a la que se colocaron los sensores. No obstante, para poder corroborar esto se requeriría un reacomodo de los sensores a profundidades cercanas a la lutoclina.

Análisis con el criterio de Okusa

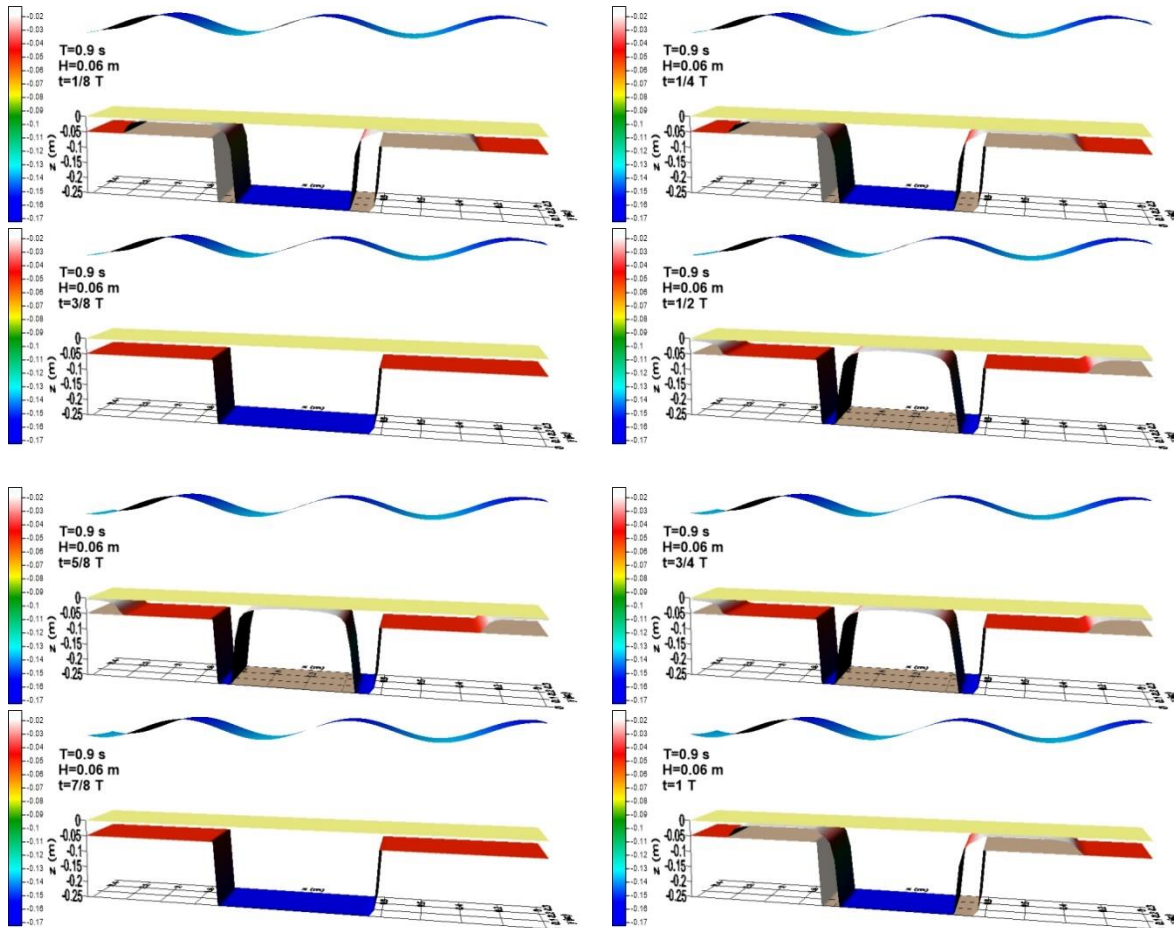


Figura 15. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio de Okusa. Prueba sin estructura ensayo 1.

En la figura 15, la profundidad máxima de falla calculada mediante el método propuesto por Okusa, muestra un comportamiento semejante al método propuesto por Zen y Yamazaki, en donde, se observa una falla súbita del suelo, en las mismas zonas descritas y una recuperación del suelo posterior a una falla total. Presentándose la falla total en los instantes $3/8T$ y $7/8T$. Tomando en consideración, que los cambios de profundidades de falla en el criterio de Okusa son graduales.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba sin estructura)

Asemejándose el criterio propuesto por Okusa al propuesto por Zen y Yamazaki, este criterio no se ajusta. Debido a que se observan profundidades de falla superiores a las registradas en los sensores colocados en las pruebas de laboratorio.

Análisis del criterio Mhor-Coulomb

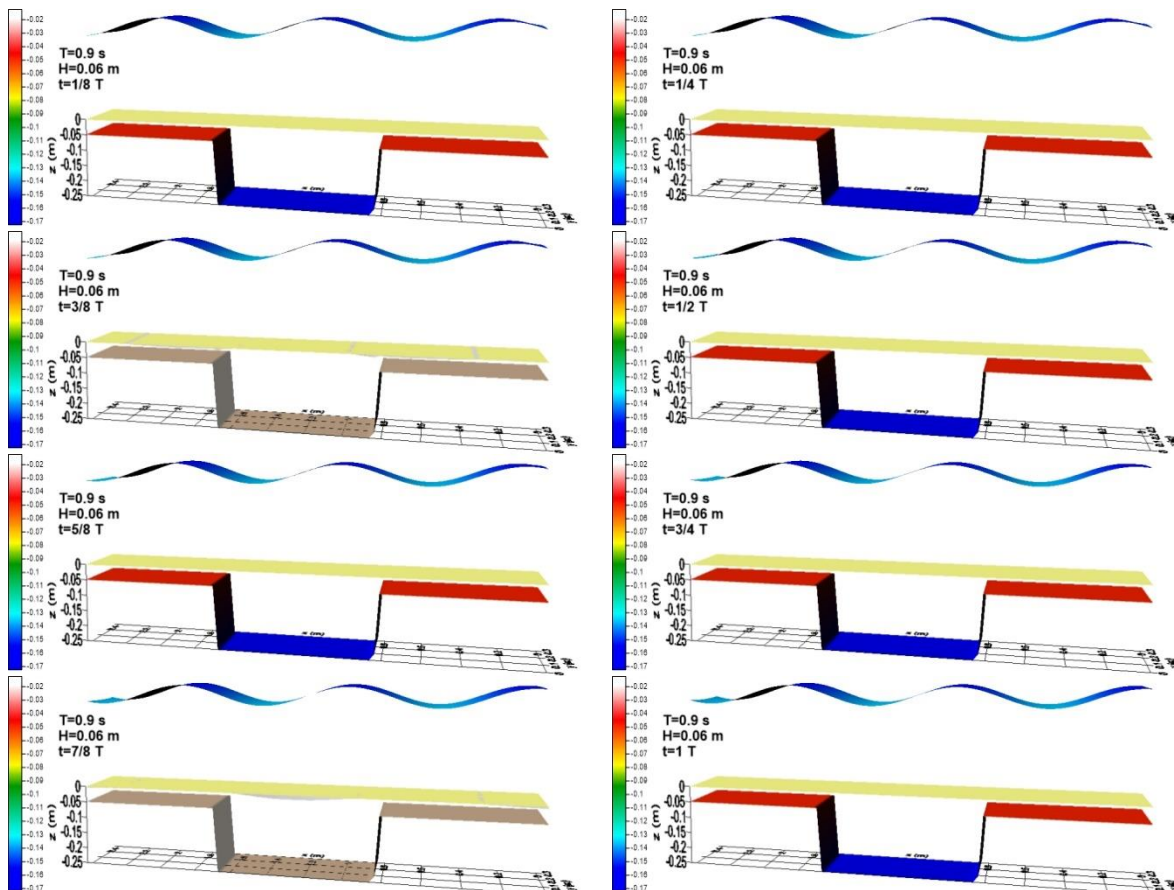


Figura 16. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio de Mhor-Coulomb. Prueba sin estructura ensayo 1.

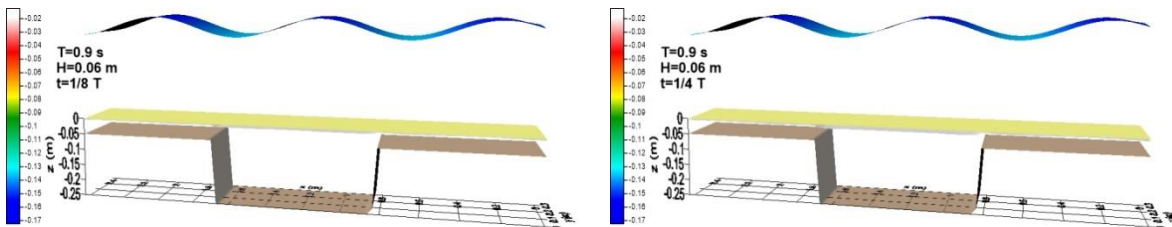
En la figura 16, se dibuja el criterio de falla de Mohr-Coulomb, en donde se observa una falla súbita en todo el suelo, esto se debe a que mediante este criterio el reacomodo del suelo provoca que exista un aumento de esfuerzos crítico, lo cual ocasiona la falla total del suelo todo el tiempo.

Cabe señalar que se observan dos lapsos importantes, en $3/8T$ y en $7/8T$; los cuales presentan profundidades de falla superficiales y en diferentes zonas en cada uno. En el primer lapso, se observan fallas anteriores y posteriores la charola, mientras que, en el segundo lapso, la falla se ubica justo sobre la charola. Este comportamiento, es debido a que en estos lapsos el suelo recupera por un instante su capacidad de carga para posteriormente fallar de nuevo.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba sin estructura)

Teniendo en cuenta que este criterio presenta fallas totales del suelo, casi todo el tiempo, no se adapta a las condiciones que se observaron en el laboratorio. Siendo así, que los sensores no presentaron esfuerzos importantes que indicaran la falla del suelo de la forma en la que se vislumbra en este criterio.

Análisis con el criterio de cortante máximo



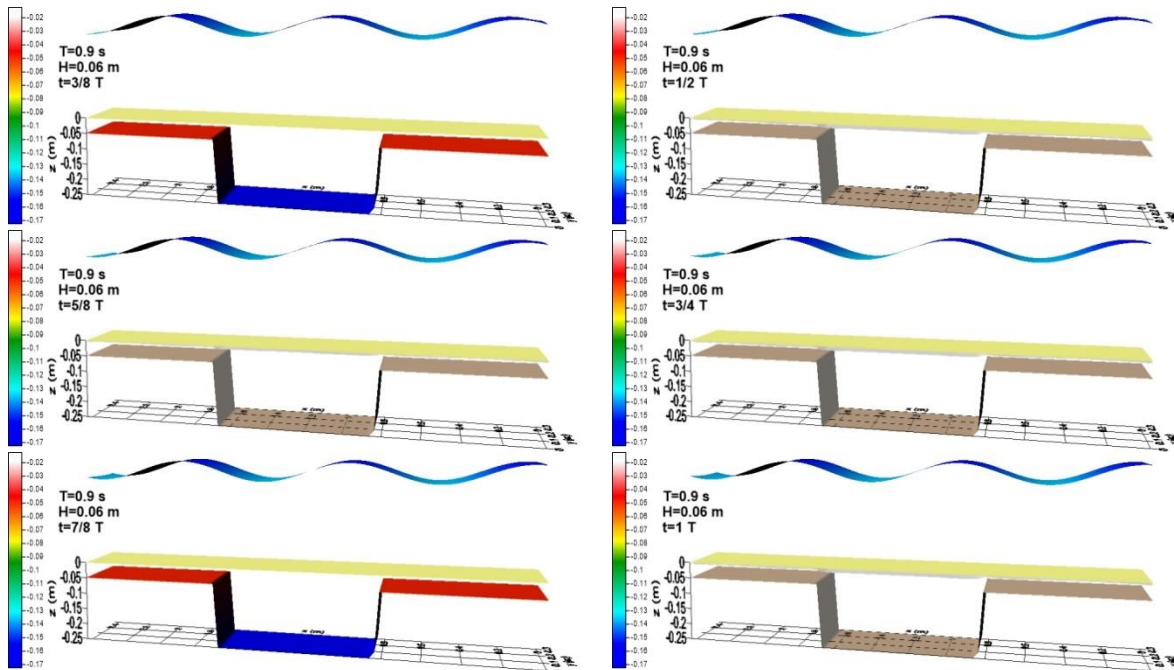


Figura 17. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio de cortante máximo. Prueba sin estructura ensayo 1.

Observando la figura 17, la cual dibuja la profundidad máxima de falla, calculada con el criterio de cortante máximo. Se puede contemplar que la falla se presenta muy cercana a la lutoclina del suelo, hasta los instantes $3/8T$ y $7/8T$. En los cuales se presentan fallas totales. Sin embargo, a comparación de los criterios anteriores, el suelo recupera completamente su capacidad de carga y vuelve a tener un comportamiento análogo al anterior a estos instantes.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba sin estructura)



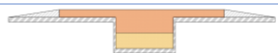



Teniendo en cuenta la recuperación del suelo y que la profundidad de falla es cercana a la lutoclina del suelo, se puede decir que este criterio presenta un comportamiento semejante a lo registrado durante las pruebas de laboratorio.

En donde, los esfuerzos registrados por los sensores (ubicados a 9 cm y 13 cm) no presentaron incrementos de esfuerzos significativos que llegaran a la falla, asemejándose a lo observado en este criterio.

Comparación general

En la tabla se observan los esquemas falla del suelo, para la prueba sin estructura (ensayo 1), se muestra de color amarillo el suelo (sin falla) y de color naranja las zonas promedio en las que se presentó la falla del suelo, para el experimento y los criterios analizados.

Tabla 8. Tabla de comparación de los esquemas de zonas promedio de falla (Prueba sin estructura, ensayo 1).

| Zonas promedio de falla (Experimental) | Criterio de falla | Zonas promedio de falla (Numérica) |
|---|-------------------|---|
|  | Zen y Yamazaki |  |
| | Tsai |  |
| | Okusa |  |
| | Mhor-Coulomb |  |
| | Cortante Maximo |  |

En la tabla se puede observar que los criterios de: Zen y Yamazaki, okusa y Mhor-Coulomb, el promedio de las zonas de falla se distribuyó en toda la charola, por lo cual ninguno de estos criterios se asemeja al experimental, en donde, se contempla que no existe falla del suelo. De igual manera, el criterio de Tsai no se ajusta al experimento, debido a que la falla se distribuye de la lutocrina hasta aproximadamente la mitad de la charola. Finalmente, el criterio que se asemeja a lo observado durante el experimento es el de cortante máximo debido a que en este el promedio de falla se aproxima a la lutocrina del suelo.

4.3.2 Prueba sin estructura (Ensayo 2)

En la figura 18, se dibuja el cambio de presiones registradas por los sensores, correspondientes a la prueba sin estructura con periodo de 1.2 s. Comparando esta figura con la figura 12, se puede vislumbrar que el cambio de periodo y altura de ola ocasiona un notorio aumento de las presiones registradas.

Al observar las curvas correspondientes a los sensores KD05 y KD06 (los cuales tienen comportamientos similares), se visualiza un aumento drástico de las presiones, a tal punto que los registros de los dos sensores superan los límites de falla establecidos, posteriormente a alcanzar la falla, las presiones comienzan a disminuir debido a la misma falla y a la pérdida de resistencia del suelo.

Así mismo, los sensores KD09 Y KD10, presentan un comportamiento análogo a los sensores anteriores. Sin embargo, éstos se comportan de manera más caótica, acumulando y liberando presión de forma drástica, sin observar que las diferencias de presión sufran una caída drástica como en los sensores anteriores.

Por último, los demás sensores no presentan aumentos de presión significativos, manteniéndose por debajo de los límites de falla.

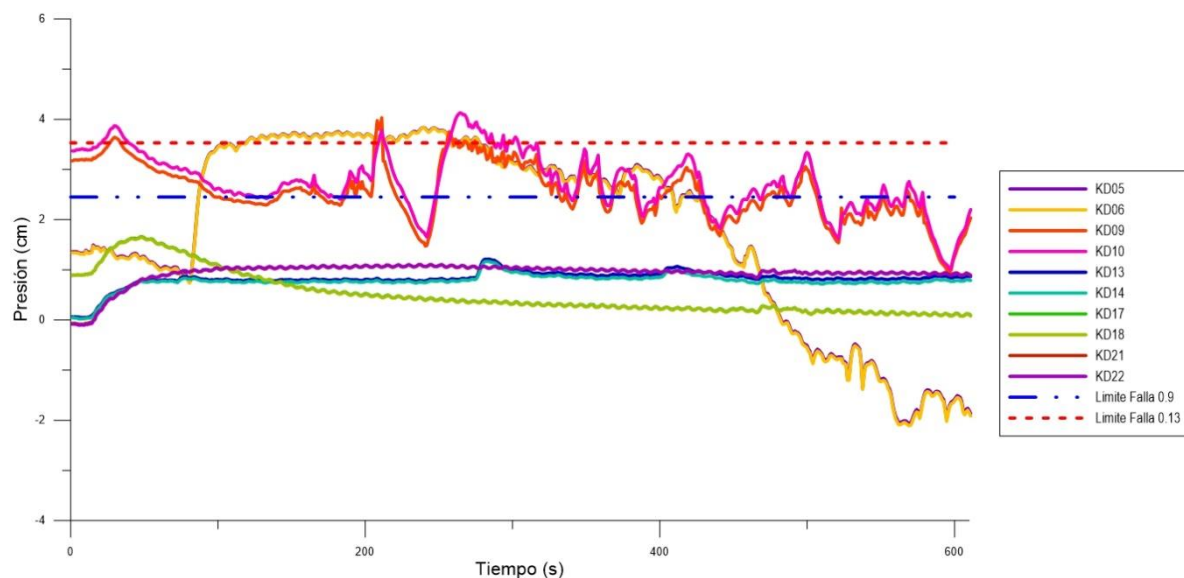


Figura 18. Serie temporal de presiones. Prueba sin estructura ensayo 2.

Con base en esto, se esperan profundidades de falla de hasta 0.13 m o superiores. Teniendo en cuenta que las zonas de falla se presentan en las dos primeras filas del extremo izquierdo de la charola y, que las zonas central y derecha de la charola, no se presentan aumentos significativos de esfuerzos que lleven a la falla al suelo.

Análisis con el criterio de Zen y Yamazaki

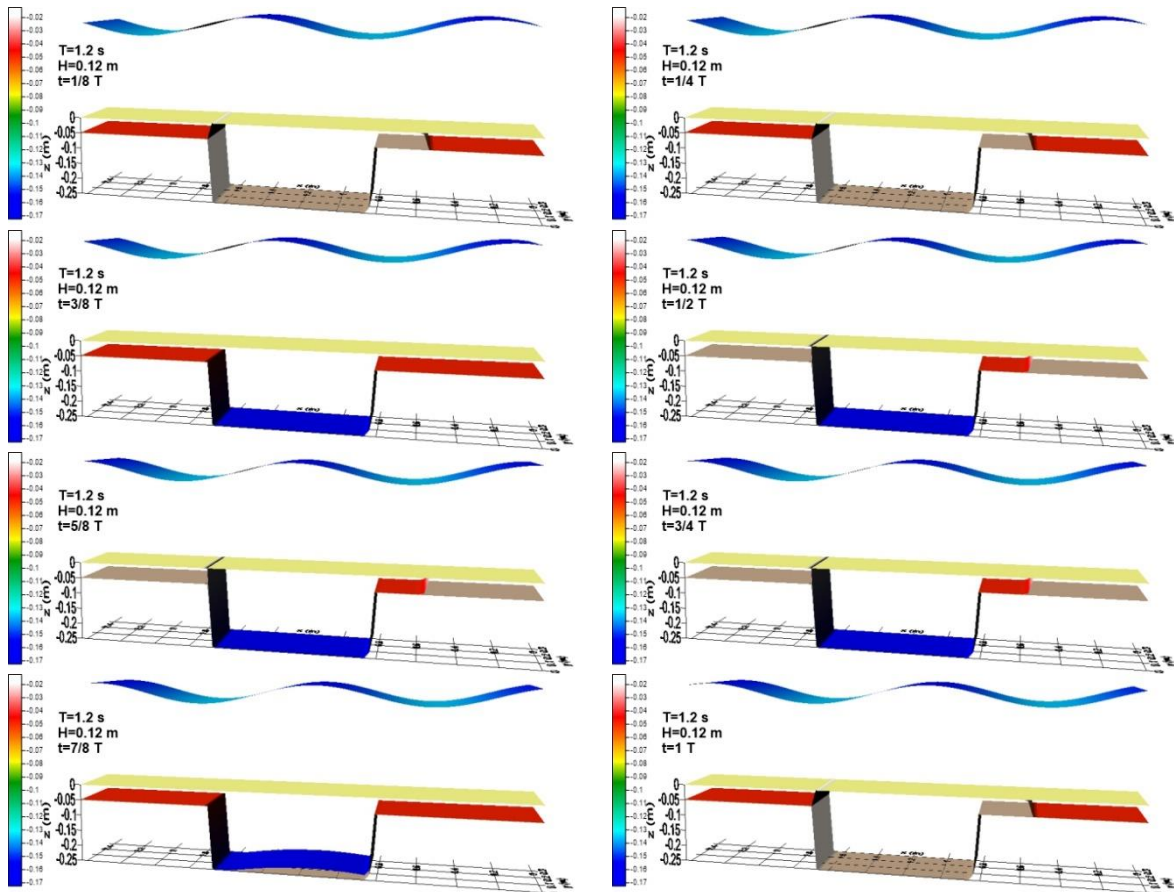


Figura 19. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio de Zen y Yamazaki. Prueba sin estructura ensayo 2.

Al aumentar la altura y periodo del oleaje, se observa un comportamiento amplificado de lo analizado antes. Las principales diferencias son: las zonas de falla se extienden, visualizando únicamente tres diferentes zonas, al inicio y al final del suelo, donde se contempla la falla, y la zona central de la charola, en donde no se vislumbra falla, esto durante los primeros instantes. Posterior al instante $3/8 T$, en donde existe una falla total del suelo, el comportamiento cambia y las zonas donde se observaban fallas recuperan su capacidad de carga y la zona central que anteriormente no presentaba falla, se observa una falla súbita. Así mismo, ocurre este cambio de las zonas de falla consecutivo al instante $7/8 T$.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba sin estructura)

Observando el comportamiento de la profundidad de falla, se contempla que no hay una similitud a lo observado durante las pruebas, debido que el criterio

muestra zonas de falla que no se presentaron en los registros de presión de los sensores. Teniendo en cuenta que, durante las pruebas, los sensores del centro y del extremo derecho de la charola no presentaron falla.

Análisis con el criterio de Tsai

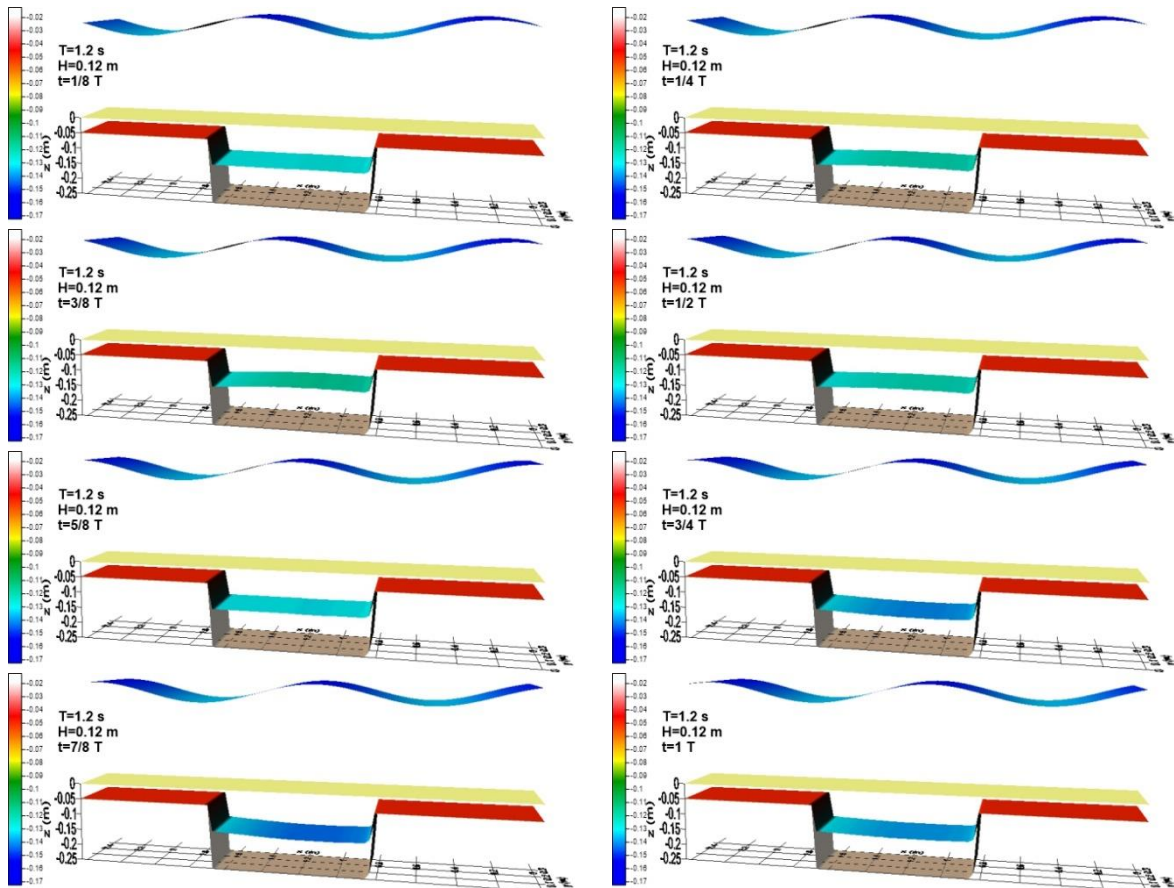


Figura 20. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio de Tsai. Prueba sin estructura ensayo 2.

De manera similar al anterior criterio, en este caso en menor medida, se observa el mecanismo de falla es similar en comparación a los ensayos con menor periodo y altura de ola. Oscilando la profundidad de falla a medida que el oleaje avanza. Sin embargo, a comparación del ensayo previo, en esta se observa que la profundidad de falla oscila entre los 0.05 m y los 0.20 m.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba sin estructura)

La profundidad de falla que se presenta en este criterio se asemeja a la observada durante las pruebas, contemplándose una profundidad de falla que oscila entre los 0.05 m y 0.20 m de profundidad. Debido a que los sensores registraban una oscilación de la presión de poro que superaba y posteriormente decaía por debajo de los límites de falla de 0.09 m y 0.13 m. Sin embargo, los sensores ubicados del lado derecho de la charola no presentaban aumentos importantes en la presión de poro por lo que se definió que no se presentaba falla, opuesto al comportamiento observado durante este criterio en donde las zonas de falla de la charola son similares tanto del extremo izquierdo como del derecho. Por lo que se puede decir, que la similitud de este criterio con los experimentos es parcial.

Análisis con el criterio de Okusa

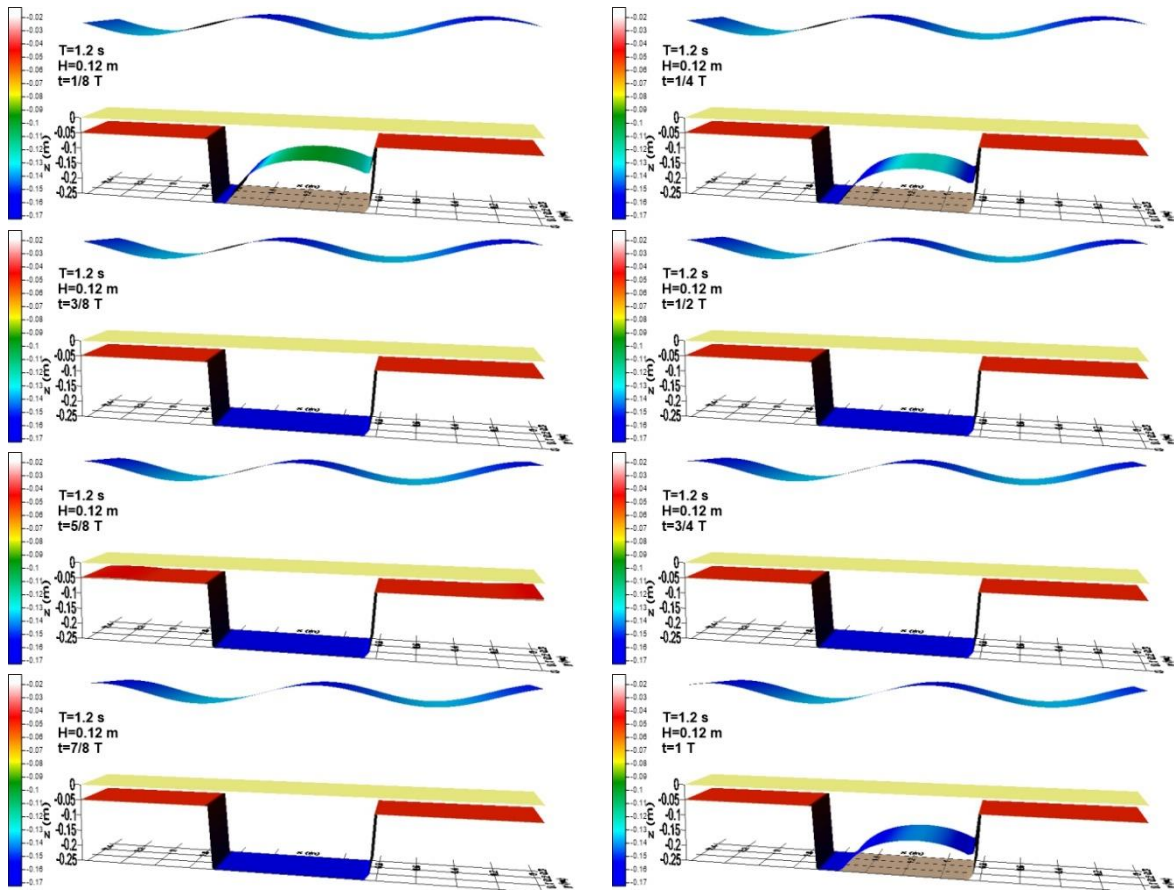


Figura 21. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio de Okusa. Prueba sin estructura ensayo 2.

El criterio propuesto por Okusa presenta también la extensión de las zonas de falla por lo tanto se puede observar que el suelo falla por completo exceptuando por una zona ubicada en la parte derecha de la charola. En la cual la profundidad de falla va aumentando como se observa en los primeros instantes, hasta el $3/8 T$, en donde, se observa una falla súbita del suelo y así se mantiene hasta el último instante ($1 T$), donde se observa que una parte del suelo, localizada en la misma zona del inicio, la profundidad de falla disminuye.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba sin estructura)

Excluyendo los instantes en los que se observa una falla súbita del suelo, este criterio se adapta a lo registrado por los sensores, coincidiendo en las zonas de falla. Presentándose profundidades máximas de falla por debajo de los 0.13 m de profundidad del lado izquierdo de la charola, mientras que, del lado derecho se observa que la profundidad de falla se presenta entre los 0.10 m y 0.15 m. Sin embargo, la similitud sigue siendo parcial debido a que existen instantes en el criterio que presentan fallas totales del suelo.

Análisis con el criterio Mhor-Coulomb

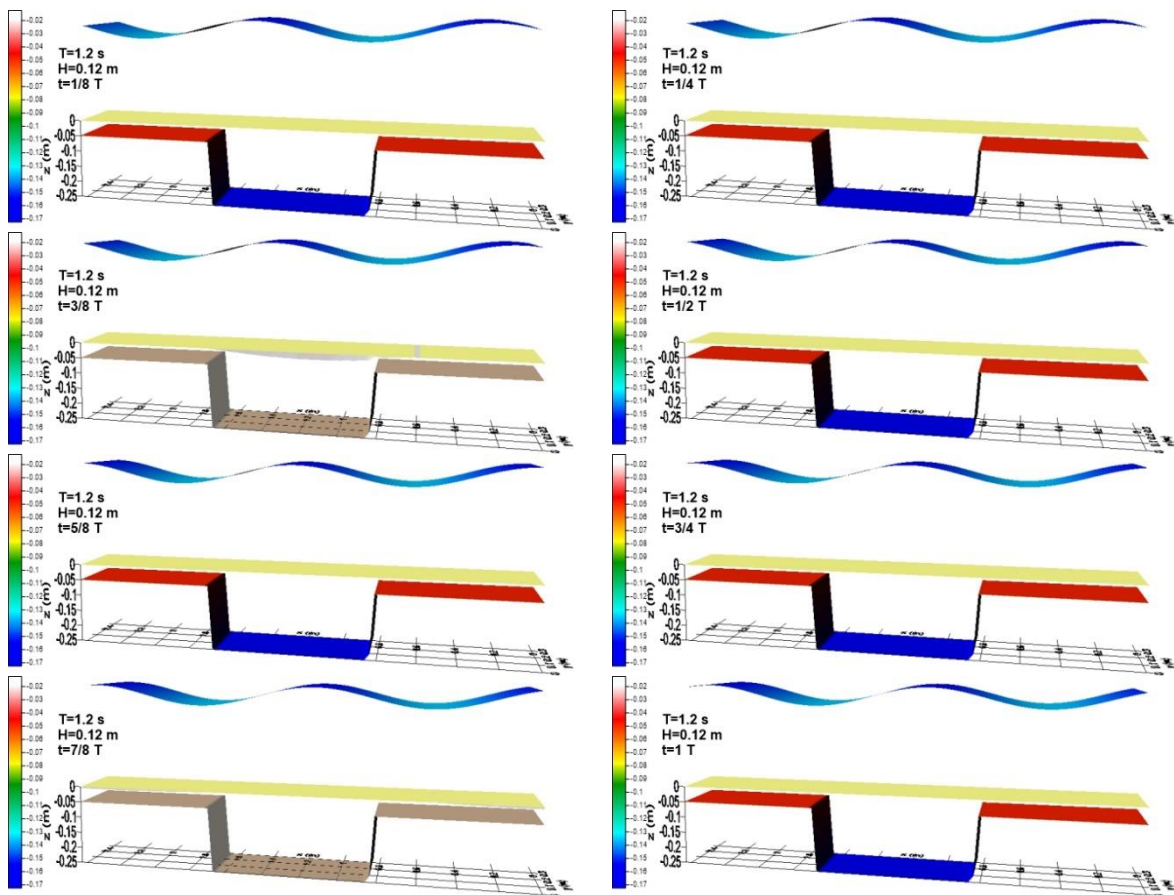


Figura 22. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio de Mhor-Coulomb. Prueba sin estructura ensayo 2.

Siguiendo el mismo comportamiento mencionado en los anteriores criterios, en este criterio se observa que la zona de falla se extiende producto del cambio en las características del oleaje. Observándose que el suelo falla por completo en

todos los instantes exceptuando dos, en donde, se contempla que la zona que anteriormente fallaba se amplía.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba sin estructura)

De manera similar al ensayo anterior, este criterio no se adapta a lo descrito por los registros de presión de los sensores. Al contemplarse que la falla del suelo ocurre siempre.

Análisis con el criterio de máximo cortante

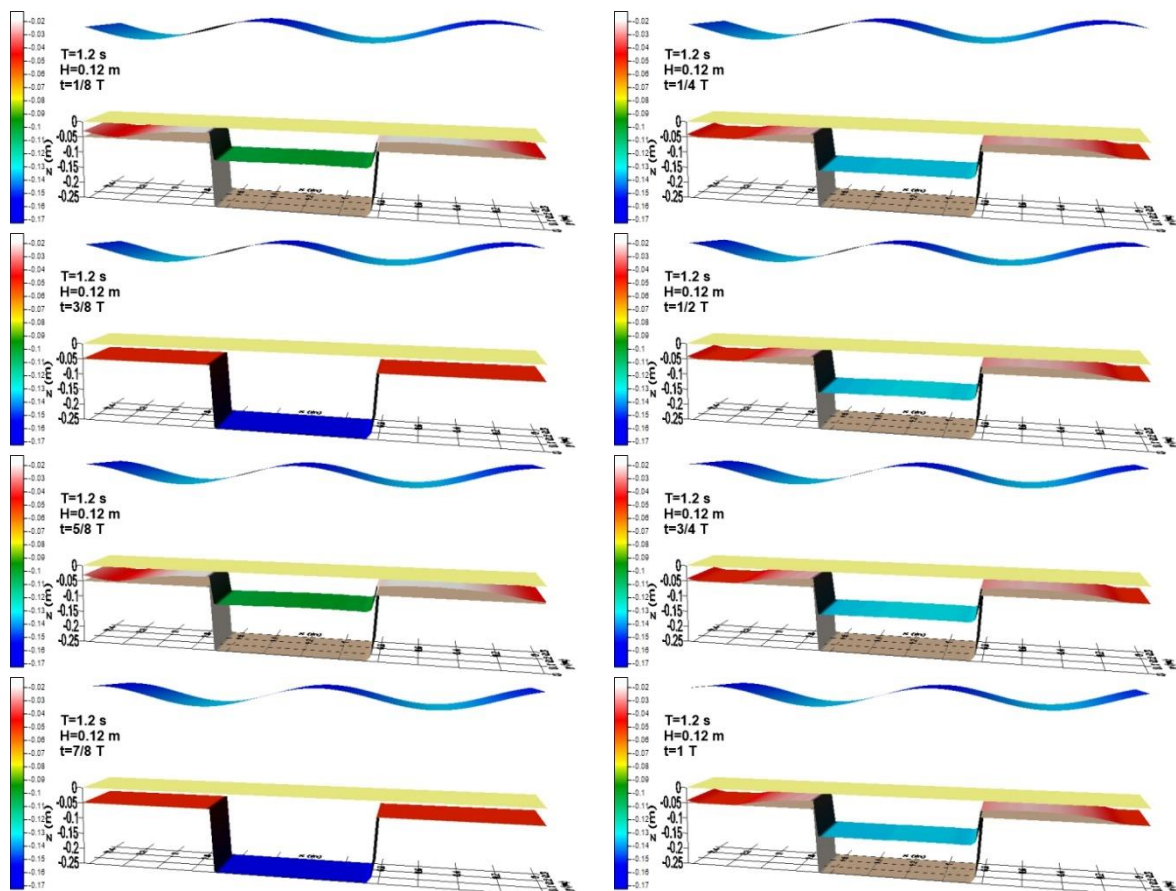


Figura 23. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio de máximo cortante. Prueba sin estructura ensayo 2.

Al observar la figura 23, se contempla un comportamiento diferente a lo observado anteriormente, en donde, no existía una profundidad de falla importante del suelo, exceptuando por los instantes 3/8 T y 7/8 T, los cuales siguen presentando fallas totales del suelo.

Asemejándose al comportamiento del criterio de Tsai, la profundidad de falla del suelo varía conforme se presenta el oleaje. Presentando se la falla entre los 0.10 m y 0.15m de profundidad, en la charola. Así mismo, en las zonas laterales de la charola el suelo la falla oscila entre los 0.01 m y 0.05 m.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba sin estructura)






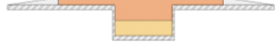
Este criterio tiene un comportamiento similar a lo observado en el criterio propuesto por Tsai. En donde, a pesar de que la profundidad de falla se asemeja a la registrada durante el ensayo, el criterio presenta zonas de falla del lado izquierdo de la charola que no se observaron.

Comparación general

En la tabla se observan las zonas promedio de la falla del suelo para la prueba sin estructura (ensayo 2), en donde se puede contemplar que los criterios de Zen y Yamazaki y Mhor-Coulomb tienen profundidades de falla promedio, donde, toda la charola falla, lo cual no se asemeja a lo observado en los experimentos.

Teniendo en cuenta los criterios de Tsai y cortante máximo, en donde, la profundidad máxima de falla promedio se encuentra a la mitad de la charola, se asemeja parcialmente a las zonas de falla del experimento, observándose que la zona final de la charola no falla. De forma similar, el criterio de Okusa tiene una semejanza parcial al observar que del lado derecho existe una zona que no se contempla falla.

Tabla 9. Tabla de comparación de los esquemas de zonas promedio de falla (Prueba sin estructura, ensayo 2).

| Zonas promedio de falla (Experimental) | Criterio de falla | Zonas promedio de falla (Numérica) |
|--|-------------------|---|
|  | Zen y Yamazaki |  |
| | Tsai |  |
| | Okusa |  |
| | Mhor-Coulomb |  |
| | Cortante Maximo |  |

4.3.3 Pruebas con estructura (Ensayo 1)

Dado que se realizaron dos pruebas con las mismas características, a continuación, se compararán las dos pruebas correspondientes al ensayo 1 (con periodo $T = 0.9$ s y altura de ola $H=0.06$ m) de cada una, con los 5 criterios analizados en las modelaciones realizadas en el presente trabajo.

Es importante señalar que en las simulaciones no existe un cambio importante en el comportamiento de la falla en las pruebas con estructura y sin estructura. Por lo que para el análisis de los criterios de falla de este capítulo se mostraran únicamente 4 instantes que permitan observar que dicho comportamiento es semejante.

Prueba 1

En la figura 24, se muestran las presiones correspondientes a la prueba 1. Aquí se puede observar que los sensores KD05 y KD06 presentan un aumento casi lineal de la presión registrada durante la prueba, los cuales son los únicos que logran llegar a la falla, se debe tomar en cuenta que se ubican al extremo izquierdo de la charola. Los demás sensores se mantienen sin registrar cambio de presiones significativas exceptuando por los sensores KD13 y KD14, que presentan un valor constante hasta que posteriormente se presenta una caída súbita de la presión para estabilizarse en un valor menor, sin embargo, a pesar de este cambio de presión, el suelo en esta zona no presenta falla debido a que no supera el límite de falla establecido en el trabajo descrito por González (2012) y en el presente trabajo, cabe señalar que estos sensores se encuentran ubicados en la parte central de la charola.

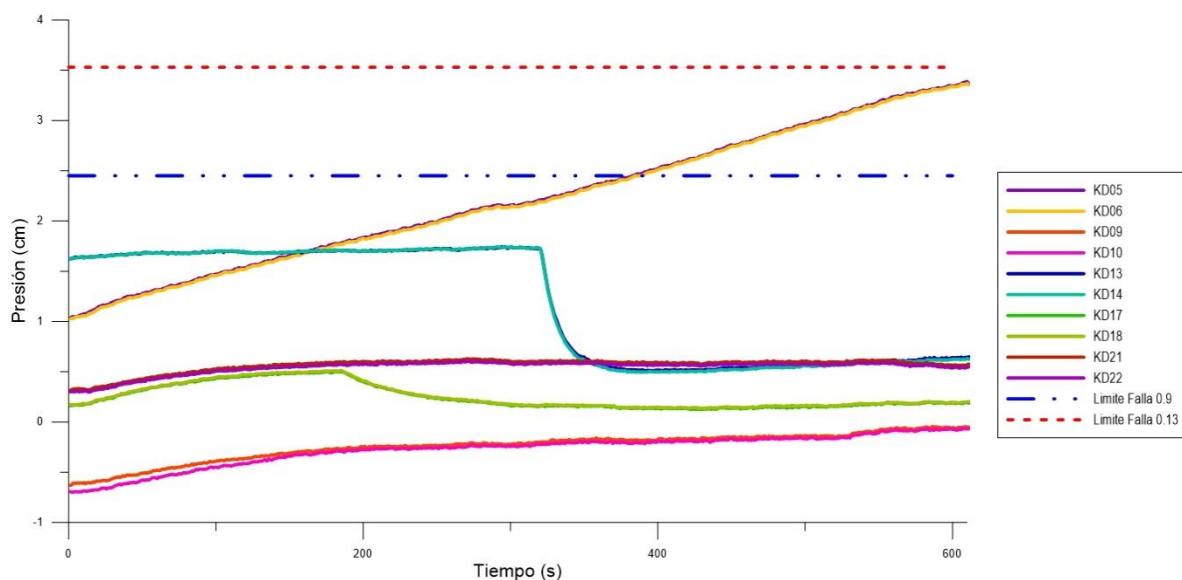


Figura 24. Serie temporal de presiones. Prueba 1 con estructura ensayo 1.

Considerando dichas observaciones, la profundidad máxima de falla esperada en las modelaciones, se tendrá que presentar menor a los -0.09 m exceptuando a la zona cercana a la pared izquierda de la charola, en la cual se ubicaron los dos sensores que registraron presiones superiores a los límites de falla establecidos, lo cual nos indica que el suelo presentó una falla por licuefacción.

Prueba 2

En la figura 25, se muestran las presiones correspondientes a la prueba 2. En donde, se puede observar a comparación de la prueba 1, que los sensores KD05 y KD06 que habían acumulado a la presión hasta llegar a la falla (prueba 1), durante la prueba 2 a pesar de que presenta tres fases de acumulación de presión, no llegan a la falla.

Los demás sensores tienen un comportamiento similar en las dos pruebas, en donde, los sensores llegaron a registrar aumentos de presión, sin embargo, ninguno logra llegar a la falla.

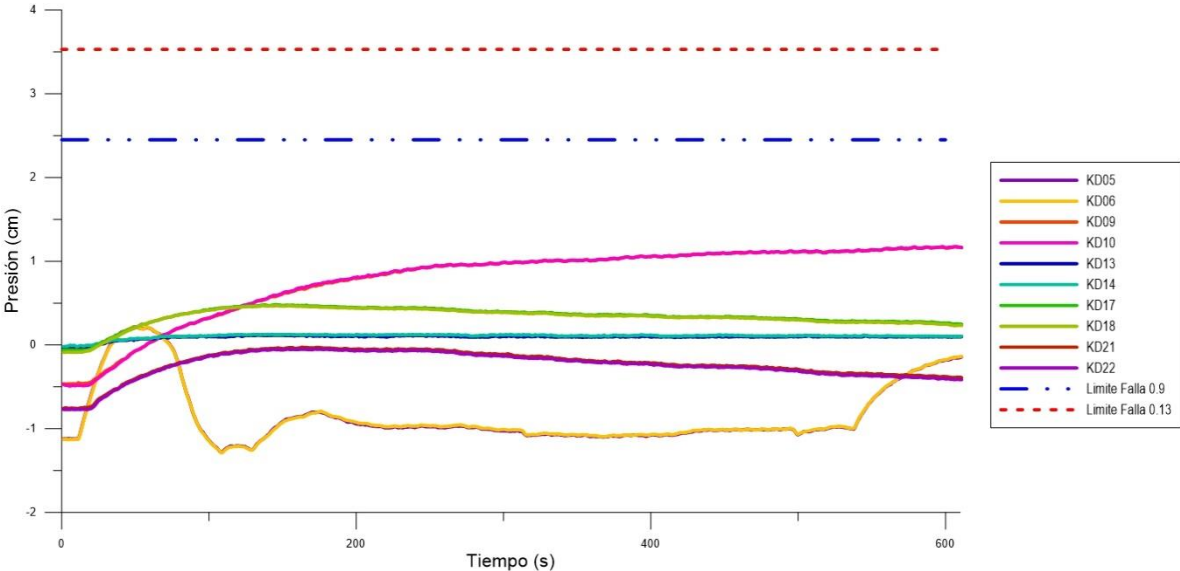


Figura 25. Serie temporal de presiones. Prueba 2 con estructura ensayo 1.

Teniendo en cuenta las presiones registradas durante la prueba 2, al igual que en la prueba 1, se espera que la profundidad máxima de falla calculadas en las modelaciones, no supere los -0.09 m de profundidad.

Análisis con el criterio de Zen y Yamazaki

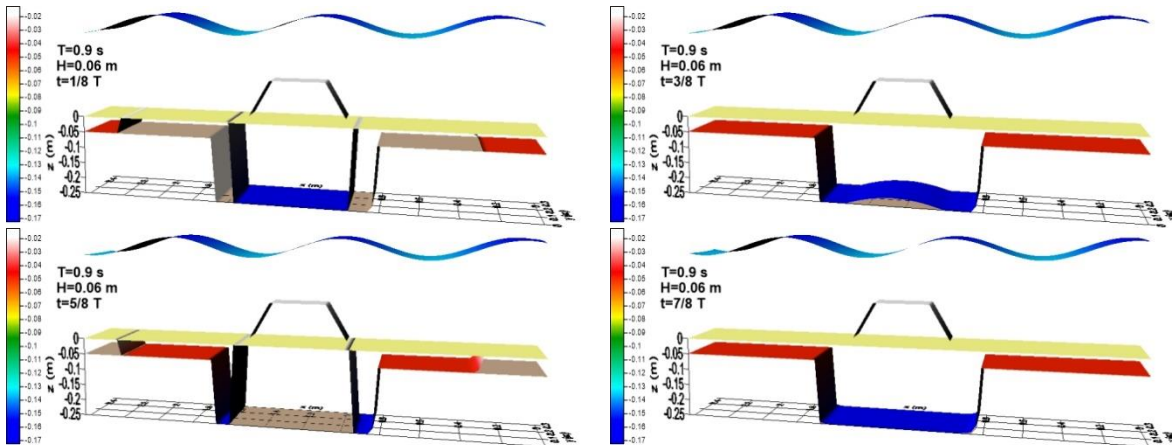


Figura 26. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio de Zen y Yamazaki. Prueba con estructura ensayo 1.

De manera análoga a lo observado en la prueba sin estructura, la figura 26 describe la profundidad máxima de falla por licuefacción del suelo, analizado por el criterio propuesto por Zen y Yamazaki, en donde, se puede observar en los primeros instantes que existen tres zonas de falla súbita importantes, es decir, que la profundidad máxima de falla se presenta al fondo de la charola (0.25 cm de profundidad). Las dos primeras zonas se ubican en los extremos izquierdo y derecho del suelo, mientras que la tercera se presenta justo en el centro de la charola. De forma opuesta, en las zonas próximas al cambio de profundidad, el suelo no falla.

Cabe señalar que los esfuerzos inducidos por la estructura al suelo, son pequeños en comparación a los inducidos por el oleaje y por lo tanto no son determinantes para la falla del mismo, siendo así, que la falla del suelo está determinada por el aumento y liberación de presión producida por la variación del oleaje.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba 1 y prueba 2)

Teniendo en cuenta el comportamiento del criterio propuesto por Zen y Yamazaki, las profundidades de falla no se adaptan a las observadas en el laboratorio, debido a que, durante las pruebas, los sensores ubicados a 0.09 m y 0.13 m de profundidad no registraron fallas exceptuando por los sensores cercanos a la pared izquierda de la charola (durante la prueba 1), mientras que en el criterio analizado existen fallas súbitas que llegan al fondo de la charola. Sin embargo, el criterio representa bien el comportamiento de falla y recuperación que se puede observar en este tipo de suelos.

No obstante, el criterio si se asemeja a lo observado durante la prueba 1 en donde los sensores cercanos al extremo izquierdo de la charola presentaban incrementos de presión importantes que indicaban la falla del suelo, de manera similar a lo observado durante los lapsos $1/2T$ - $3/4T$.

Análisis con el criterio de Tsai

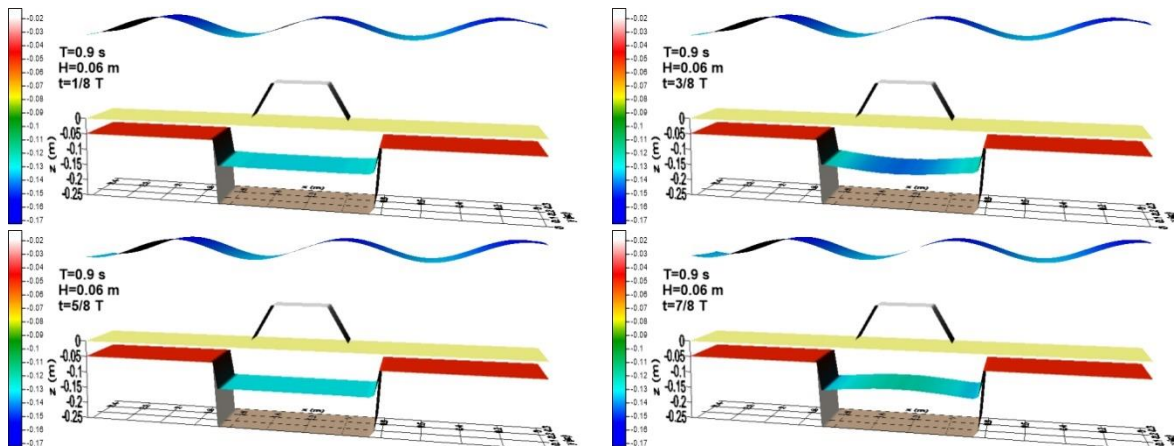


Figura 27. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio Tsai. Prueba con estructura ensayo 1.

La figura 27, describe la profundidad máxima de falla calculada mediante el criterio propuesto por Tsai. En donde, se puede observar que desde el inicio la profundidad de falla oscila los 0.07 m y los 0.15 m de profundidad, cambiando de acuerdo al oleaje, liberando presión y posteriormente acumulándola a medida que las crestas cruzan sobre la charola.

De manera similar, a lo observado en el criterio propuesto por Zen y Yamazaki, los esfuerzos inducidos por la estructura son pequeños en comparación a los inducidos por el oleaje y debido a esto la profundidad máxima de falla se ve afectada únicamente por el oleaje.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba 1 y prueba 2)

Al igual que en el criterio expuesto por Zen y Yamazaki, la profundidad máxima de falla calculada con el criterio propuesto por Tsai, no se adapta a los resultados observados durante las pruebas 1 y 2, en donde, los sensores ubicados a 0.09 y 0.13 m de profundidad, no presentaron aumento de presiones que llegaran a la falla del suelo.

Análisis con el criterio de Okusa

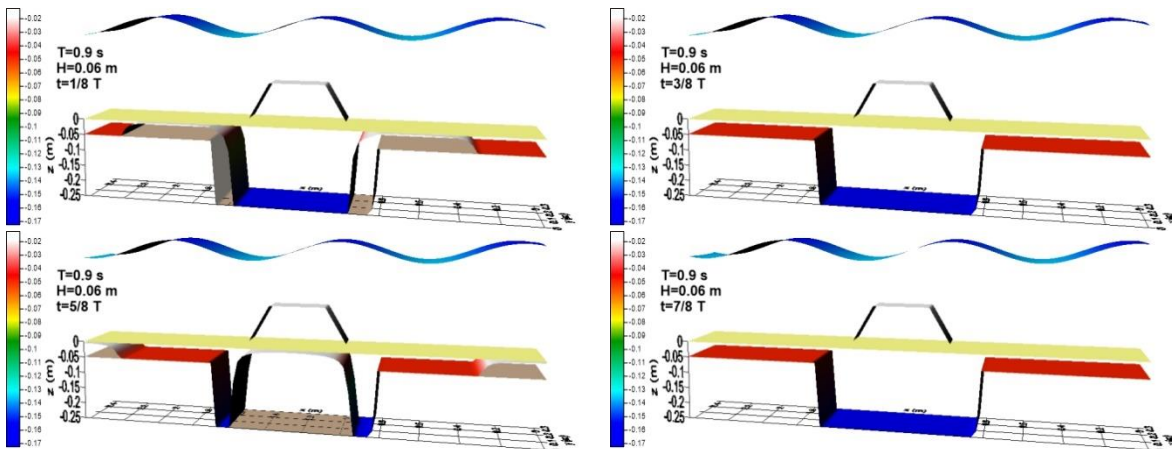


Figura 28. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio Okusa. Prueba con estructura ensayo 1.

En la figura 28, la profundidad máxima de falla calculada mediante el método propuesto por Okusa, muestra un comportamiento semejante al método propuesto por Zen y Yamazaki, en donde, se observa una falla súbita del suelo, en las mismas zonas descritas y una recuperación del suelo posterior a una falla total. Presentándose la falla total en los instantes $3/8T$ y $7/8T$. Tomando en consideración, que los cambios de profundidades de falla son graduales en este criterio.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba 1 y prueba 2)

Asemejándose el criterio propuesto por Okusa al propuesto por Zen y Yamazaki, este criterio no se adapta a lo ocurrido en las pruebas 1 y 2. Debido a que se observan profundidades de falla superiores a las registradas en los sensores colocados en las pruebas de laboratorio.

Análisis con el criterio Mhor-Coulomb

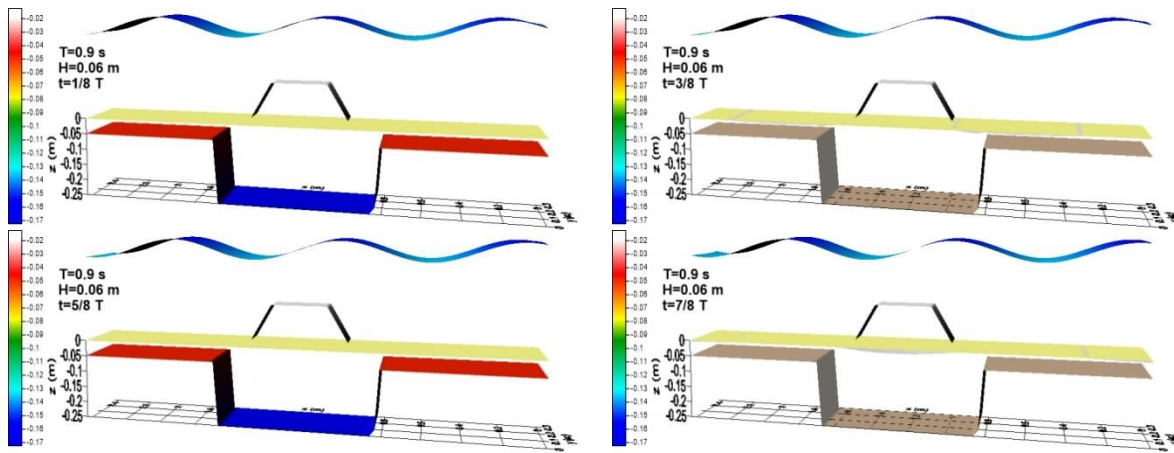


Figura 29. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio Mhor-Coulomb. Prueba con estructura ensayo 1.

La figura 29, se dibuja el criterio de falla de Mhor-Coulomb, en donde se observa una falla súbita en todo el suelo, esto se debe a que mediante este criterio el reajuste del suelo provoca que exista un aumento de esfuerzos crítico, lo cual ocasiona la falla total del suelo todo el tiempo.

Cabe señalar que se observan dos lapsos importantes, en $3/8T$ y en $7/8T$; los cuales presentan profundidades de falla superficiales y en diferentes zonas en cada uno. En el primer lapso, se observan fallas anteriores y posteriores a la charola, mientras que, en el segundo lapso, la falla se ubica sobre la charola. Este comportamiento, es debido a que en estos lapsos el suelo recupera por un instante su capacidad de carga para posteriormente fallar de nuevo.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba 1 y prueba 2)

Teniendo en cuenta que este criterio presenta fallas totales del suelo, casi todo el tiempo, no se adapta a las condiciones que se observaron en el laboratorio. Siendo así, que los sensores no presentaron esfuerzos importantes que indicaran la falla del suelo de la forma en la que se vislumbra en este criterio.

Análisis con el criterio de cortante máximo

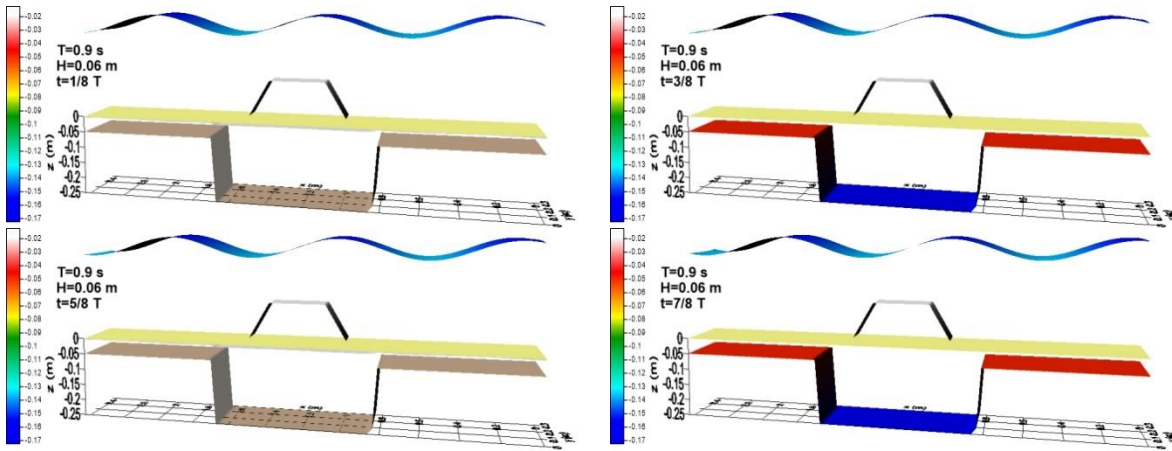


Figura 30. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio cortante máximo. Prueba con estructura ensayo 1.

Observando la figura 30, la cual describe el análisis de la profundidad de falla, calculada con el criterio de cortante máximo. Podemos observar que la falla se presenta muy cercana a la lutoclina, hasta los instantes $3/8T$ y $7/8T$. En los cuales se presentan fallas totales. Sin embargo, a comparación de los criterios anteriores, el suelo recupera completamente su capacidad de carga y vuelve a tener un comportamiento idéntico al anterior a estos instantes.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba 1 y prueba 2)

Teniendo en cuenta la recuperación del suelo y que la profundidad de falla es cercana a la lutoclina del suelo, podemos decir que este criterio presenta un comportamiento que se asemeja a los observados durante los experimentos.

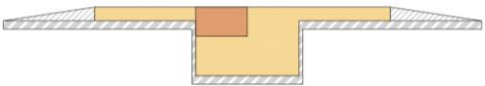






En donde, los esfuerzos registrados por los sensores (ubicados a 9 cm y 13 cm) no presentaron incrementos de esfuerzos significativos que llegaran a la falla en las dos pruebas 1 y 2, asemejándose a lo observado en este criterio.

Comparación general

En la tabla se pueden observar los esquemas de zonas promedio de falla, en donde, se puede examinar que los criterios de: Zen y Yamazaki, Okusa y Mhor-Coulomb, de manera similar a la prueba sin estructura ensayo 1, la falla se distribuye en toda la charola, por lo cual estos criterios no se asemejan a los experimentos donde se observa una zona de falla superior (Prueba 1) y en la segunda no se observa falla (Prueba 2). De igual manera, el criterio de Tsai no se ajusta, debido a que la falla se distribuye de la lutocrina hasta aproximadamente la mitad de la charola.

Finalmente, el criterio que se asemeja a lo observado durante el experimento es el de cortante máximo debido a que, en este criterio, el promedio de falla se aproxima a la lutocrina del suelo.

Tabla 10. Tabla de comparación de los esquemas de zonas promedio de falla (Pruebas con estructura, ensayo 1).

| | Zonas promedio de falla (Experimental) | Criterio de falla | Zonas promedio de falla (Numérica) |
|-----------------|---|-------------------|---|
| Prueba 1 |  | Zen y Yamazaki |  |
| | | Tsai |  |
| Prueba 2 |  | Okusa |  |
| | | Mhor-Coulomb |  |
| | | Cortante Maximo |  |

4.3.3 Pruebas con estructura (Ensayo 2)

Prueba 1

La figura 31, corresponden a los datos registrados por los sensores correspondientes a la prueba 1. Se observan aumentos de presión importantes que ocasionan que todos los sensores lleguen a la falla. En donde, los sensores KD05 y KD06 muestran un comportamiento en el cual acumulan y liberan presión, asemejándose al comportamiento del oleaje. Los sensores KD13 y KD14 acumulan presión hasta que el sensor KD13 llega a la falla y posteriormente se observa un decaimiento en la presión hasta que se estabiliza. Mientras que los sensores restantes acumulan presión de forma lineal superando los límites de falla establecidos.

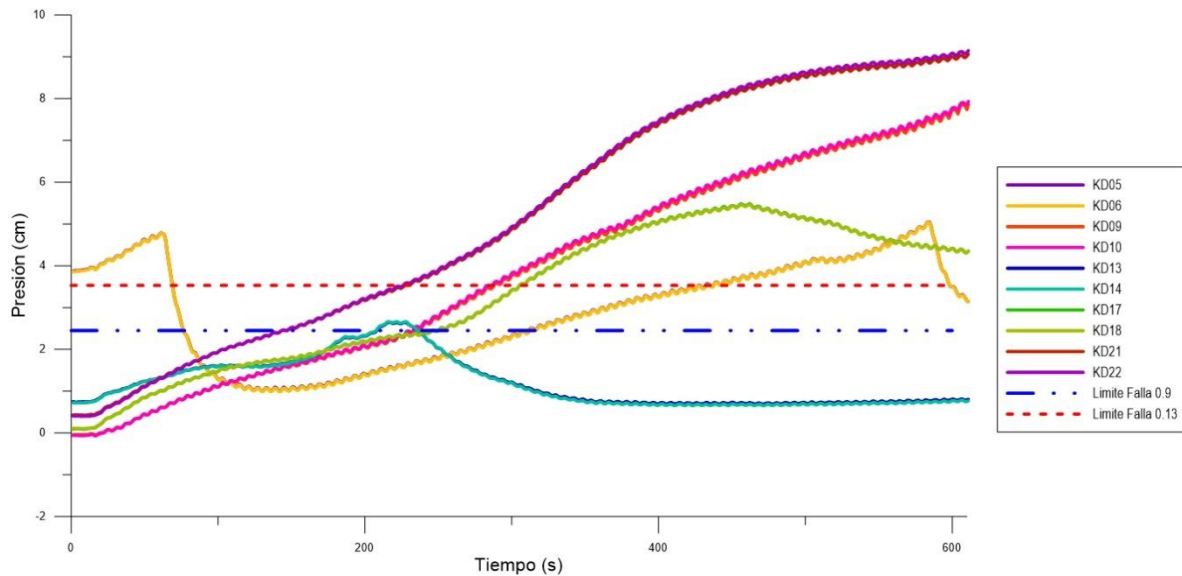


Figura 31. Serie temporal de presiones. Prueba 1 con estructura ensayo 2.

Teniendo en cuenta el comportamiento observado en la figura, se espera observar en las modelaciones profundidades de falla máxima se presente por debajo de los 0.13 m de profundidad en el suelo. Teniendo en consideración que la falla puede oscilar a profundidades mayores o menores a esta.

Prueba 2

La figura 32, corresponde a la prueba 2 ensayo 2. Donde, se observa que los sensores KD05 y KD06 muestran una disminución en la presión de poro y posteriormente una acumulación de la misma, todo esto manteniéndose por debajo de los límites de falla propuestos. Los demás sensores presentan un comportamiento similar, en el que al inicio de la prueba se observa una acumulación importante de presión llegando a la falla todos los sensores, exceptuando por los sensores KD13 y KD14 los cuales se mantuvieron por debajo del límite de falla, y posteriormente se estabilizan en un valor de presión y se mantienen así hasta el final de la prueba. Es importante señalar que los sensores KD17 y KD18 llegan a la falla y posteriormente se estabilizan en un valor de presión por debajo de los límites de falla.

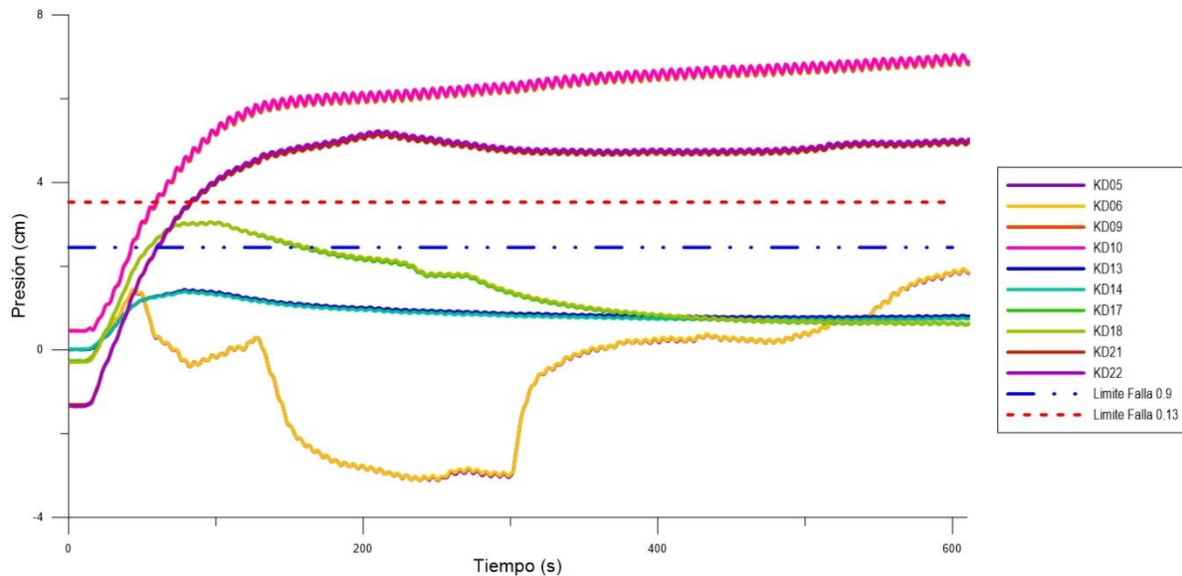


Figura 32. Serie temporal de presiones. Prueba 2 con estructura ensayo 2.

El comportamiento esperado de acuerdo con este ensayo, es una profundidad de falla por debajo de los 0.13 m de profundidad, exceptuando al extremo izquierdo y al centro de la charola, en donde no se observó que el aumento de presiones provocará la falla del suelo.

Análisis con el criterio de Zen y Yamazaki

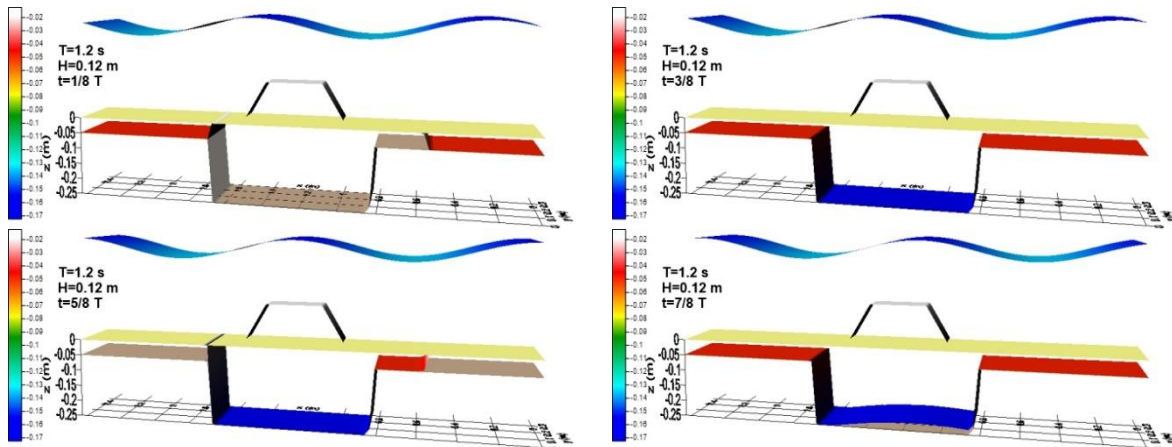


Figura 33. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio Zen y Yamazaki. Prueba con estructura ensayo 2.

Semejante a lo ocurrido en el ensayo 2 de la prueba sin estructura, el comportamiento de este ensayo, en el cual se le adicionó el efecto de la estructura, como se muestra en la figura 33, las zonas de falla se extienden, visualizando únicamente tres diferentes zonas, al inicio y al final del suelo, donde se contempla la falla, y la zona central de la charola, en donde no se vislumbra falla, esto durante los primeros instantes.

Observándose de manera similar al ensayo 1 con estructura, la estructura sumergida no transfiere esfuerzos importantes al suelo que ocasione un cambio en el comportamiento de la falla.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba 1 y prueba 2)

Comparando lo registrado durante las pruebas con las simulaciones, el criterio de Zen y Yamazaki no se adapta a lo observado durante las pruebas. Mostrándose que la falla se presenta en toda la charola, sin excluir las zonas centrales e izquierda de la charola como se observa en la ubicación de los sensores durante la prueba 2.

Comparado con la prueba 1 ciertamente el hecho de que todos los sensores analizados fallaran muestran un comportamiento similar, sin embargo, no se adapta debido a los cambios drásticos que se observan entre la falla total y luego la superficial que se presenta. Mientras que en las pruebas algunos sensores mostraron una oscilación de la presión de poro ligera.

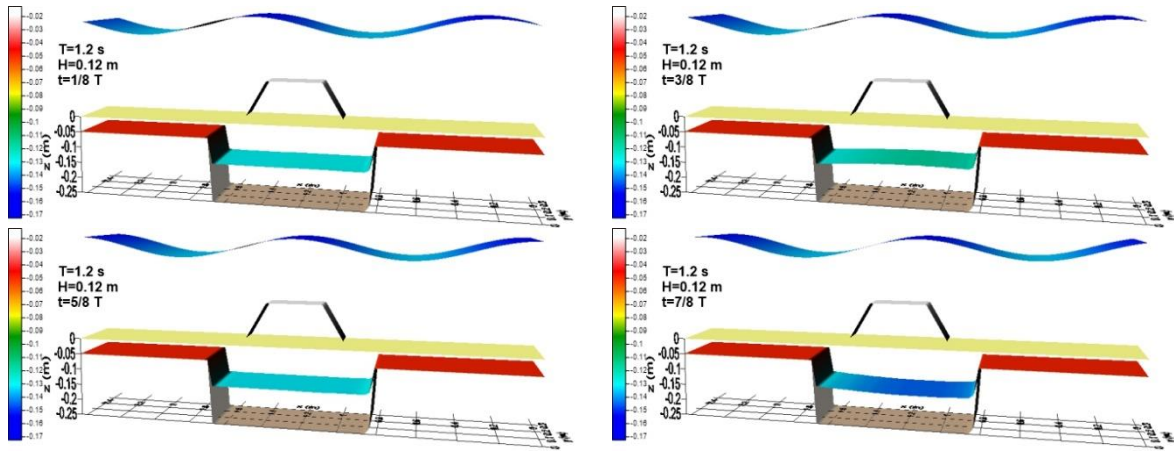


Figura 34. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el Tsai. Prueba con estructura ensayo 2.

Observando el mismo comportamiento presentado en ensayos anteriores, el criterio de Tsai muestra una oscilación de la profundidad máxima de falla a medida que se presentan las crestas y los valles del oleaje.

Como se comentó al inicio de este capítulo este criterio no presenta cambios importantes provocados por la estructura sumergida.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba 1 y prueba 2)

La oscilación que se observa en este criterio, justo en las zonas donde se ubicaron los sensores de presión, muestra un comportamiento que se adapta a lo visto durante la prueba 1. Teniendo cambios ligeros en la profundidad de falla y cambiando de acuerdo al oleaje.

Mientras que, si se compara con lo ocurrido durante la prueba 2, el hecho de que existan fallas del lado izquierdo y central de la charola, ocasiona que este criterio no se adapte a dicha prueba.

Análisis con el criterio de Okusa

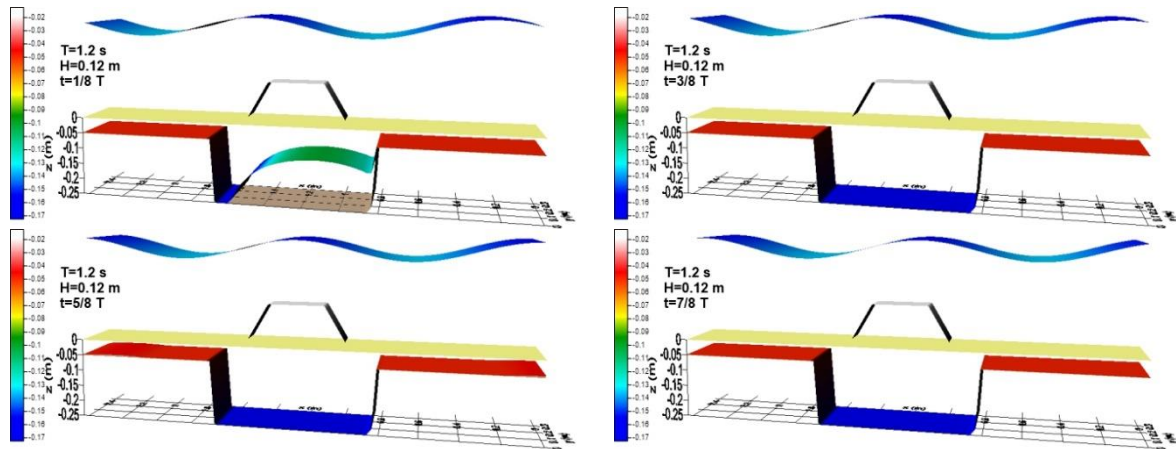


Figura 35. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio Okusa. Prueba con estructura ensayo 2.

De igual manera, el criterio de Okusa no presenta cambios importantes en el comportamiento de la falla del suelo, mostrándose las mismas zonas de falla que en los ensayos con características similares. Aumentando la profundidad de falla hasta que existe una falla total del suelo de la charola y posteriormente disminuyendo la profundidad de falla en una parte de la charola.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba 1 y prueba 2)

A diferencia del ensayo de la prueba sin estructura donde las zonas de falla se encontraban el centro y a la derecha de la charola durante las pruebas, en ésta las zonas de falla se encuentran a la izquierda de la charola, provocando que la similitud que existía en este criterio en la prueba sin estructura no exista en cuando se colocó la estructura. Por lo que este criterio no se adapta lo observado por las pruebas 1 y 2.

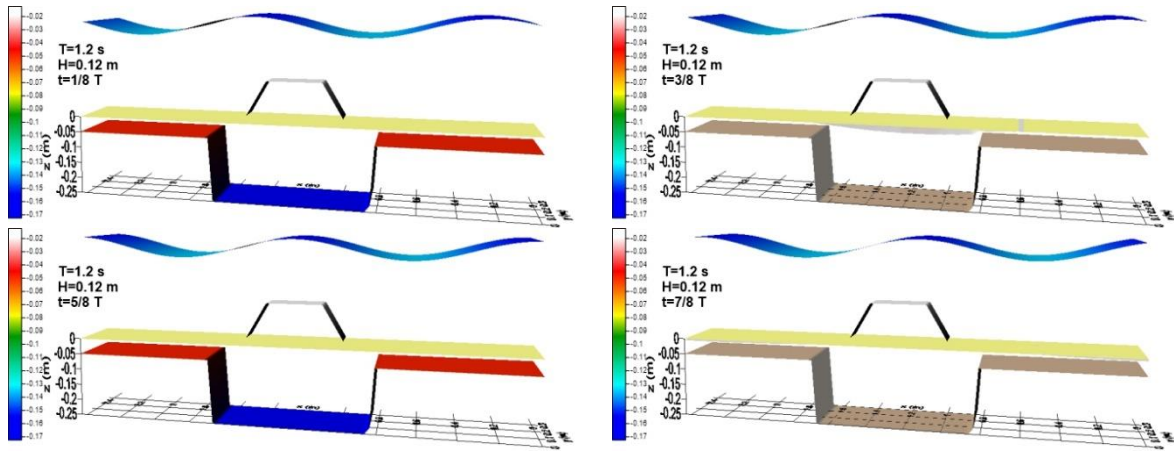


Figura 36. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio Mhor-Coulomb. Prueba con estructura ensayo 2.

Dado que en ensayos anteriores este criterio presentaba fallas críticas, que mostraban una falla total en el suelo ubicado en la charola. Se puede decir que el comportamiento de falla de este criterio es similar a los presentados en los demás ensayos.

Sin embargo, es importante señalar que en este criterio se pueden observar cambios relevantes ocasionados por la estructura sumergida, específicamente para los instantes $3/8 T$ y $7/8 T$, en donde, la profundidad máxima de falla observada en el centro de la charola, en la prueba sin estructura es casi superficial, mientras que en este ensayo se puede observar un importante cambio en la profundidad de falla.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba 1 y prueba 2)

Asemejándose a lo ocurrido en los anteriores ensayos, este criterio muestra fallas súbitas y totales que no se comparan con lo ocurrido durante las pruebas. En donde, se observó una respuesta del suelo más ligera a la falla y no tan súbita como se muestra en este criterio. Por lo tanto, este criterio no se adapta a las pruebas 1 y 2 realizadas en el laboratorio.

Análisis con el criterio de cortante máximo

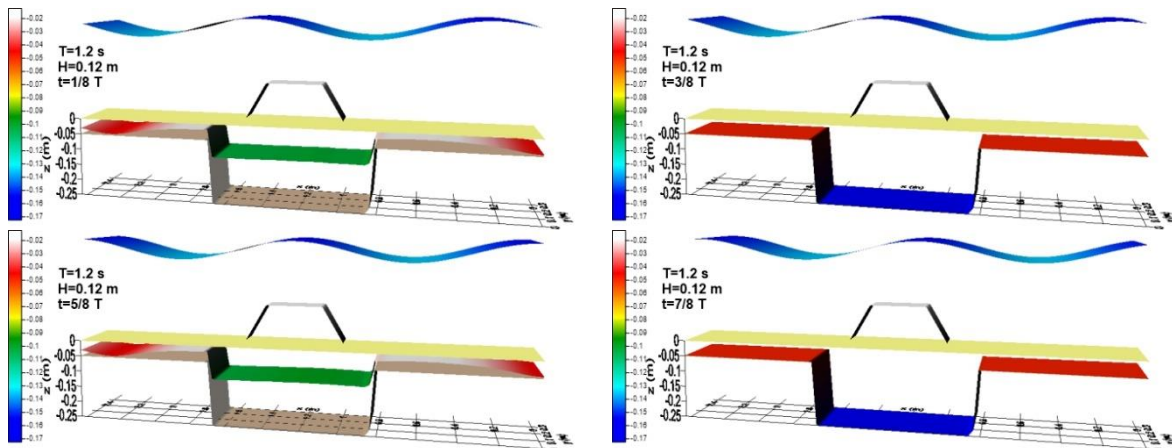


Figura 37. Profundidad máxima de falla evaluada mediante el criterio de cortante máximo. Prueba con estructura ensayo 2.

El criterio de cortante máximo, similar al criterio de Tsai, muestra una oscilación de la profundidad de falla, cambiando con el oleaje. Y como se ha observado en los anteriores criterios, la estructura sumergida no presenta cambios importantes en el comportamiento de la profundidad máxima de falla.

Comparación entre los experimentos y el criterio de falla (Prueba 1 y prueba 2)

Similar al comportamiento del criterio de Tsai, comparando este criterio con la prueba 1, la profundidad de falla y la oscilación existente en esta provocada por el oleaje, da una buena aproximación a lo ocurrido en el laboratorio.

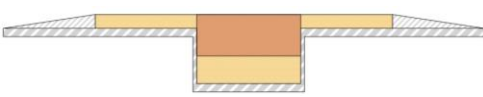


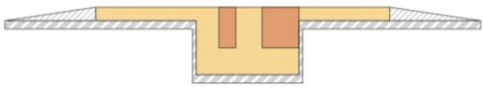



Sin embargo, el hecho de que existan zonas de falla del lazo izquierdo y central de la charola, provoca que el criterio no se adapte a lo registrado por los sensores durante la prueba 2.

Comparación general

En la tabla se observan las zonas promedio de la falla del suelo para las pruebas con estructura (ensayo 2), en donde, se puede contemplar que los criterios de Zen y Yamazaki y Mhor-Coulomb tienen profundidades de falla promedio que se extienden en toda la charola, lo cual no se asemeja a lo observado en los experimentos, en los cuales, se presentan fallas hasta la mitad de la charola.

Teniendo en cuenta los criterios de Tsai y cortante máximo, en donde, la profundidad máxima de falla promedio se encuentra a la mitad de la charola, se asemeja parcialmente a las zonas de falla del experimento, observándose que la zona final de la charola no falla. De forma similar, el criterio de Okusa tiene una semejanza parcial al observar que del lado derecho existe una zona que no se contempla falla.

Tabla 11. Tabla de comparación de los esquemas de zonas promedio de falla (Pruebas con estructura, ensayo 2).

| | Zonas promedio de falla (Experimental) | Criterio de falla | Zonas promedio de falla (Numérica) |
|-----------------|---|--------------------------|---|
| Prueba 1 |  | Zen y Yamazaki |  |
| | | Tsai |  |
| Prueba 2 |  | Okusa |  |
| | | Mhor-Coulomb |  |
| | | Cortante Maximo |  |

5. Conclusiones

El presente trabajo tuvo como principal objetivo analizar la interacción existente entre estructuras cimentadas sobre un suelo fino y el oleaje, utilizando una solución analítica propuesta por Hsu y Jeng (1994). Esto con el fin de crear una herramienta tridimensional que permita el análisis y predicción de la falla por inestabilidad (incluyendo falla por cortante y licuefacción del suelo).

La validación de esta herramienta tridimensional se realizó mediante la comparación de los resultados calculados analíticamente de estudios previos realizados en el canal de oleaje del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Analizando la falla por inestabilidad de fondo mediante 5 criterios diferentes y comparándolos con la profundidad de falla presentadas experimentalmente.

Con base en los resultados presentados en este estudio, se puede concluir que los criterios que se comportaron de forma aproximada a lo observado en las pruebas experimentales son: el criterio propuesto por Tsai y el criterio de cortante máximo. Mostrando que la profundidad de falla esperada durante las pruebas se asemeja a lo mostrado en estos criterios, para las características del oleaje presentadas en el ensayo 2. Adecuándose de mejor manera el criterio de cortante máximo, tanto en las pruebas sin estructura como en las pruebas con estructura, así mismo, los datos arrojados mediante el análisis de la falla por este criterio, muestra una respuesta adecuada al cambio de las características del oleaje, comparando el ensayo 1 y el ensayo 2, se observa un notorio cambio en el comportamiento de la profundidad de falla. Asemejándose al comportamiento esperado durante las pruebas de laboratorio, en donde, durante el ensayo 1 se observó que el suelo no se veía afectado en gran manera por el oleaje y posteriormente al cambiar las características del oleaje se contemplaba una notoria falla del suelo.

Es importante mencionar que el criterio propuesto por Okusa, arrojó resultados semejantes para dos pruebas en específico, las dos correspondientes al ensayo 2, la prueba sin estructura y la prueba 1 con estructura. En donde, los sensores registraron una falla importante en la zona izquierda de la charola, mientras que, los sensores del lado derecho no presentaban el mismo incremento de presiones; hecho que representa de una forma adecuada el criterio de Okusa.

Teniendo en cuenta el análisis los dos criterios restantes (los criterios propuestos por Zen y Yamazaki y Mhor-Coulomb), no mostraron comportamientos que se adecuaron a lo registrado por los sensores durante las pruebas. Sin embargo, en los estudios realizados por Jeng (1996), arrojaron que el comportamiento de los criterios de falla (que se están utilizando para analizar la falla del suelo en el presente trabajo), presentaban esfuerzos superiores a los registrados en los experimentos utilizados por Jeng, observando que el criterio que mejor se

adaptaba a sus datos experimentales, era el criterio de Mhor-Colomb, concluyendo que cada criterio se comporta de mejor manera para diferentes espesores de estratos de suelo. De acuerdo con lo observado en este trabajo, se puede añadir a esta conclusión que cada criterio se adapta de diferente forma ante diferentes características de oleaje, siendo así, que los criterios que mejor se adaptaron en el presente trabajo son diferentes a los utilizados por Jeng. Cabe señalar que Jeng, utilizó, para la validación de su modelo, un estrato de suelo infinito, mientras que en este trabajo el suelo se limita a la profundidad de la charola colocada en el canal.

Finalmente, contemplando el efecto de la estructura sobre el suelo, se puede concluir que el peso de esta no influye de forma importante en el aumento de esfuerzos que provoquen la falla del suelo. Siendo así que ninguno de los criterios de falla mostró un comportamiento diferente en las pruebas que se analizaron con y sin estructura. Sin embargo, en los estudios realizados por González (2016), muestra una notoria diferencia en la falla del suelo para las pruebas con y sin estructura, por lo que se puede concluir que la estructura afecta a la falla del suelo mediante la confinación del mismo, impidiendo que este libere presión mediante el drenado del agua que entra al suelo, lo que provoca que aumente la presión de poro y llegue a la falla.

Futuras líneas de investigación

Considerando lo anterior, una posible línea de investigación futura sería, el analizar el comportamiento de los criterios de falla ante diferentes características del oleaje y diferentes profundidades de estrato del suelo. Para así poder definir límites en los cuales se adecuará cada criterio y poder realizar un modelo que se adapte a cada situación.

Así mismo, se propone complementar el desarrollo de la herramienta numérica utilizada con relación a la interacción de la estructura y el suelo, para así lograr incluir el efecto de confinación que se observa en las pruebas experimentales y lograr un mejor análisis del suelo.

Finalmente se propone analizar el comportamiento del suelo a una mayor y observar que tanto se adapta esta herramienta a un caso real. Para así comenzar a utilizar este tipo de herramientas en la predicción de la falla del suelo y en el diseño de estructuras marítimas, que permita la construcción de estructuras más duraderas y eficientes.

Anexo I

Coeficientes B_i

Enlistando los coeficientes C_1 a C_6 en las ecuaciones descritas anteriormente, estas se pueden expresar como:

$$C_i = \frac{D_i}{D_0} \quad \text{para } i = 1, 2, \dots, 6 \quad \text{Ec. 94}$$

Donde:

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

Ec. 95

El denominador D_0 se obtiene utilizando la ecuación Ec. 95 y sustituyendo los siguientes coeficientes:

$$C_{00} = (\delta - k)^2(\delta - \delta u + ku + k\lambda)(B_1 + \lambda B_7) \quad \text{Ec. 96}$$

$$C_{01} = -2\delta\{(k^2u - \delta^2 + \delta^2u) + k^4(1 - 2u)^2 + 2k^2h^2(1 - u)^2(\delta^2 - k^2)^2\} + 4k^2h(\delta^4 - k^4)(1 - 2u) + \lambda B_8$$

Ec. 97

$$C_{02} = -8\delta k^2(1 - \lambda - 2u)[kh(\delta^2 - k^2)(1 - u) - \delta^2(1 - u) - k^2u + \lambda B_9] \quad \text{Ec. 98}$$

$$C_{03} = (\delta + k)^2(\delta - \delta u - ku - k\lambda)(B_2 + \lambda B_{10}) \quad \text{Ec. 99}$$

$$C_{04} = C_{03} \quad \text{Ec. 100}$$

$$C_{05} = C_{01} - 8k^2h(\delta^4 - k^4)(1 - u)(1 - \lambda - 2u) \quad \text{Ec. 101}$$

$$C_{06} = C_{02} - 16\delta k^3h(\delta^2 - k^2)(1 - u)(1 - \lambda - 2u) \quad \text{Ec. 102}$$

$$C_{07} = C_{00} \quad \text{Ec. 103}$$

Las expresiones finales para los coeficientes C_i donde $i = 1 - 6$ puede ser obtenidos utilizando la Ec. 94, en conjunto con los coeficientes C_{ij} enlistados a continuación:

$$C_{10} = -\lambda(\delta - k)[- \delta(\delta - 2k)(1 - u) + k^2u](B_1 + \lambda B_7) \quad \text{Ec. 104}$$

$$C_{11} = 2k^2h(\delta + k)(\delta - \delta u - ku)B_3 + \lambda(B_1 + \lambda B_{12}) \quad \text{Ec. 105}$$

$$C_{12} = 4\delta k^3h(1 - 2u)(\delta^2 - \delta^2u - k^2u) + \lambda B_{13} \quad \text{Ec. 106}$$

$$C_{14} = \lambda(\delta + k)[\delta(\delta + 2k)(1 - u) - k^2u](B_2 + \lambda B_{10}) \quad \text{Ec. 107}$$

$$C_{15} = 2k^2\lambda(\delta - k)(\delta - \delta u + ku)B_4 + \lambda(B_{12} - B_{11}) \quad \text{Ec. 108}$$

$$C_{16} = 2\delta k^2\lambda\{(1 - u)[\delta^2(1 + 2\lambda) + kh(\delta^2 - k^2)] + k^2(2\lambda u - 3\lambda - u)\} \quad \text{Ec. 109}$$

$$C_{20} = (\delta - k)^2(\delta - \delta u + ku)(B_1 + \lambda B_7) \quad \text{Ec. 110}$$

$$C_{21} = C_{03} + (\delta + k)[(\delta + k)(\delta - \delta u - ku)B_5 + \lambda(B_{14} + B_{15})] \quad \text{Ec. 111}$$

$$C_{22} = 4\delta k^2(1 - 2u)[2\delta^2(1 - u) - 2k^2u - kh(1 - u)(\delta^2 + k^2)] + \lambda B_{16} \quad \text{Ec. 112}$$

$$C_{24} = (\delta + k)^2(\delta - \delta u - ku)(B_2 + \lambda B_{10}) \quad \text{Ec. 113}$$

$$C_{25} = C_{00} + (\delta - k)[(\delta - k)(\delta - \delta u + ku)B_6 + \lambda(B_{14} - B_{15})] \quad \text{Ec. 114}$$

$$C_{26} = 2\delta k^2\lambda(1 - u)(\delta^2 - k^2) \quad \text{Ec. 115}$$

$$C_{31} = 2k^2h(\delta - k)(\delta - \delta u + ku)B_3 + \lambda(B_{11} + B_{12} - 2k B_{17}) \quad \text{Ec. 116}$$

$$C_{32} = -2\delta k^2\lambda[(kh - \lambda)(\delta^2 - k^2)(1 - u) - \delta^2(1 - u) + k^2u + \lambda B_9] \quad \text{Ec. 117}$$

$$C_{33} = C_{14} \quad \text{Ec. 118}$$

$$C_{35} = 2k^2h(\delta + k)(\delta - \delta u - ku)B_4 + \lambda(B_{12} - B_{11} - 2k B_{18}) \quad \text{Ec. 119}$$

$$C_{36} = -C_{12} - 4\delta k^2\lambda B_{19} \quad \text{Ec. 120}$$

$$C_{37} = C_{10} \quad \text{Ec. 121}$$

$$C_{41} = C_{25} - 2C_{00} - 2\lambda(\delta - k)(B_{20} + B_{21}) \quad \text{Ec. 122}$$

$$C_{42} = -C_{26} \quad \text{Ec. 123}$$

$$C_{43} = -C_{24} \quad \text{Ec. 124}$$

$$C_{45} = C_{21} - 2C_{03} - 2\lambda(\delta + k)(B_{20} - B_{21}) \quad \text{Ec. 125}$$

$$C_{46} = 4\delta k^2(1 - 2u)[2k^2u - 2\delta^2(1 - u) - kh(1 - u)(\delta^2 - k^2)] - \lambda B_{16} \quad \text{Ec. 126}$$

$$C_{47} = -C_{20} \quad \text{Ec. 127}$$

$$C_{50} = \lambda(\delta - k)(B_1 + \lambda B_7) \quad \text{Ec. 128}$$

$$C_{51} = -4k^2h(1 - 2u)B_3 + 2\lambda[B_{22} - 2k^4h(1 - 2u)] \quad \text{Ec. 129}$$

$$C_{52} = -2k(1 - \lambda - 2u)[kh(\delta + k)(\delta - \delta u - ku) + \lambda B_{23}] \quad \text{Ec. 130}$$

$$C_{53} = \lambda(\delta + k)(B_2 + \lambda B_{10}) \quad \text{Ec. 131}$$

$$C_{56} = 2k(1 - \lambda - 2u)[-kh(\delta - k)(\delta - \delta u + ku) + \lambda B_{23}] \quad \text{Ec. 132}$$

$$C_{62} = -C_{56} + 4k\lambda(1 - \lambda - 2u)B_{24} \quad \text{Ec. 133}$$

$$C_{64} = C_{53} \quad \text{Ec. 134}$$

$$C_{65} = -4k^2h(1 - 2u)B_4 + 2\lambda[2k^4h(1 - 2u) + B_{22}] \quad \text{Ec. 135}$$

$$C_{66} = -C_{53} - 4k\lambda(1 - \lambda - 2u)B_{23} \quad \text{Ec. 136}$$

$$C_{67} = C_{50} \quad \text{Ec. 137}$$

Los coeficientes con valor cero son:

$$C_{13} = C_{17} = C_{23} = C_{27} = C_{30} = C_{34} = C_{40} = 0 \quad \text{Ec. 138}$$

$$C_{44} = C_{54} = C_{55} = C_{57} = C_{60} = C_{61} = C_{63} = 0 \quad \text{Ec. 139}$$

Los coeficientes B_{ij} utilizados en las Ec. 104-139 son:

$$B_1 = k^2u - (1 - u)(\delta^2 + \delta k - k^2) \quad \text{Ec. 140}$$

$$B_2 = -\delta^2 + \delta k - k^2 + \delta^2u - \delta ku + 2k^2u \quad \text{Ec. 141}$$

$$B_3 = (\delta^3h - k^2 - \delta k^2h)(1 - u) + k^2u \quad \text{Ec. 142}$$

$$B_4 = (\delta^3h + k^2 - \delta k^2h)(1 - u) - k^2u \quad \text{Ec. 143}$$

$$B_5 = 2\delta kh(\delta - k)(1 - u) \quad \text{Ec. 144}$$

$$B_6 = 2\delta kh(\delta + k)(1 - u) \quad \text{Ec. 145}$$

$$B_7 = -2\delta(\delta + k)(1 - u) + k^2 \quad \text{Ec. 146}$$

$$B_8 = 4k^6h(1 - u) + 4\delta k^4[(1 - 4u - u^2) - \lambda(3 - 3u + u^2)] + 4\delta^3k^2(1 - u)[2 + \lambda(3 - 2u)] - 4\delta^4k^2h(1 - u) - 4\delta^5(1 + \delta)(1 - u)^2$$

Ec. 147

$$B_9 = -\delta^2(1 - u) + k^2(2 - u) \quad \text{Ec. 148}$$

$$B_{10} = -2\delta(\delta + k)(1 - u) + k^2 \quad \text{Ec. 149}$$

$$B_{11} = k^5(1 - \lambda - 2u) - 2k^6hu - \delta^2k^3(1 - u)[1 + 2kh(1 - 2u) + k\lambda(5 - 4u)] + 4\delta^4k(1 - u)^2(1 + 2kh + 2\lambda)$$

Ec. 150

$$B_{12} = \delta k^4[2kh(1 - u - u^2) + \lambda(2 + u - 2u^2) - (2 - 6u + 3u^2)] - \delta^3k^2(1 - u)(2kh + 3\lambda + 2u) + \delta^5(1 - u)^2(1 + 2kh + 2\lambda)$$

Ec. 151

$$B_{13} = 2k^4\delta[kh(3 - 5u + 4u^2) - \lambda(5 - 10u + 4u^2) - u(3 - 4u)] + k^2\delta^3(1 - u)[(1 - 4u) - 2kh(5 - 4u) + 2\lambda(1 - 2u)]$$

Ec. 152

$$B_{14} = -k^4(1 - \lambda - 2u) - 2\delta^2k^2(2 - u)(1 - u) + 2\delta^4(1 - u)^2 \quad \text{Ec. 153}$$

$$B_{15} = \delta k^3(\lambda + u)(3 - 2u) + \delta^3k(1 - u)(1 - 2\lambda - 2u) \quad \text{Ec. 154}$$

$$B_{16} = -2\delta k^2[\delta^2(1 - u)(1 + 4u) + k^2(3 - 11u + 4u^2)] \quad \text{Ec. 155}$$

$$B_{17} = k^4u(1 - \lambda - 2u) + 2\delta k^4h(1 - u - u^2) - \delta^2k^2(1 - u)[1 + \lambda(5 - 4u)] - 2\delta^3k^2h(1 - u) + 2\delta^4(1 + 2\lambda)(1 - u)^2 + 2\delta^5h(1 - u)^2$$

Ec. 156

$$B_{18} = -k^4u(1 - \lambda - 2u) + 2\delta k^4h(1 - u - u^2) + \delta^2k^2(1 - u)[1 + \lambda(5 - 4u)] - 2\delta^3k^2h(1 - u) - 2\delta^4(1 + 2\lambda)(1 - u)^2 + 2\delta^5h(1 - u)^2$$

Ec. 157

$$B_{19} = -\delta^2(1 - u)[3 - 4u + 2\lambda(1 - 2u)] + k^2[u(1 - 4u) + \lambda(5 - 10u + 4u^2)] \quad \text{Ec. 158}$$

$$B_{20} = B_{14} \quad \text{Ec. 159}$$

$$B_{21} = -B_{15} \quad \text{Ec. 160}$$

$$B_{22} = \delta B_{19} \quad \text{Ec. 161}$$

$$B_{23} = -\delta(\delta + 2k)(1 - u) + k^2u \quad \text{Ec. 162}$$

$$B_{24} = -\delta(\delta - 2k)(1 - u) + k^2u \quad \text{Ec. 163}$$

Referencias

Biot, M. A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, Vol. 12, No. 2, 155-164.

Chávez, C.V., (2013). "Comportamiento de suelos marinos bajo la acción del oleaje", Tesis que para obtener el grado de: Maestro en ingeniería, Instituto de Ingeniería, UNAM.

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.

Deméneghi, C. A., Magaña, T. R., Sanginés, G. H. (2003). *Fundamentos de mecánica del medio continuo*, Facultad de Ingeniería, UNAM, 80.

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.

González, G. (2016). Reproducción en laboratorio de la falla por hundimiento de estructuras cerca de la costa sobre suelos finos: Análisis del comportamiento del suelo. Tesis de licenciatura, UNAM, México, 116.

Hsu, J.C., & Jeng D.S. (1994). "Wave-induced soil response in an unsaturated anisotropic seabed of finite thickness". *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol 18, 785-807.

Hsu, J.C., & Jeng D.S. (1995). Oscillatory soil response and liquefaction in 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 breakwater. *Ocean Engineering*, Vol. 24, No. 10, 887-917.

Jeng, D. S. (1997) Soil response in a cross-anisotropic seabed due to standing waves. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering A.S.C.E.* 123(1), 9-19.

Jeng, D. S., & Lin, Y. S. (1996) Finite element modelling for water waves-soil interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering.* 15(5), 283-300.

Jeng, D. S., & Lin, Y. S. (1997) Non-linear waves-induced response of porous seabeds: a finite element analysis. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 21(1), 15-42.

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*, (pags. 380-384). Beijing, China.

Jeng, D.S. and Hsu, J.C. (1996) Wave-induced soil response in a nearly saturated seabed of finite thickness. *Geotechnique*, 46(3), 427-440.

Juárez, B.E., (2005), *Mecánica de suelos I: Fundamentos de la mecánica de suelos*, Vol. 1, Limusa, 123-144.

Lin, M: (2001) Analysis of silt behavior induced by water waves, *Science in China (Series E)*, Vol 44, No. 3, 239-250.

Liu, P. L. F. (1973) Damping of water waves over porous bed, *Journal of the Hydraulics Division, A.S.C.E.* 99.

Mei, C. C. & Foda, M. A. (1981) Wave-induced response in a fluid-filled poro-elastic solid with a free surface-a boundary layer theory. *Geophysics Journal of the Royal Astronomy Society* 66, 597-631.

Okusa, S. (1985) Wave- induced stress in unsaturated submarine sediments. *Geotechnique* 35, 517-532.

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, *Proceeding 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. *Costal Engineering*, 38: 53-90.

Sumer, B. M., Kirka, 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.

Terzaghi, K., Peck, R. B. (1979) *Mecánica de suelos en la ingeniería*, Segunda Edición, El Ateneo, 19-57.

Tsai, C. P. (1995) Wave-induced liquefaction potencial in a porous seabed in front of a breakwater. *Ocean Engineering*, 22, 1-18.

Tsai, C. P. and lee, T.L. (1995) Standing wave induced pore pressure in a porous seabed. *Ocean Engineering* 22, 505-517.

Tsui, Y. T., & Helfrich, S. C. (1983) Wave-induced pore pressure in submerged sand layer. *Journal of Geotechnical Engineering*, A.S.C.E. 109(4), 603-618.

Whitlow, R. (1998) *Fundamentos de Mecánica de Suelos*, Continental, 489-492.

Yamamoto, T. (1977) Wave induced instability seabeds. *Proceedings of the A.S.C.E., Special Conference: Costal Sediments 77*, Charleston, SC, 898-913.

Zen, K. and Yamazaki, H. (1993) Wave-induced liquefaction in a permeable seabed. *Report of port and Herbour Research Institute, Japan* 31, 155-192.