



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**Reproducción en el laboratorio de la falla  
por hundimiento de estructuras cerca de  
la costa sobre suelos finos: análisis del  
comportamiento del suelo**

**TESIS**

Que para obtener el título de

**Ingeniero Civil**

**P R E S E N T A**

Geovanni González Ramírez

**DIRECTOR DE TESIS**

Dr. Edgar Gerardo Mendoza Baldwin



**Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2016**



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA  
COMITÉ DE TITULACIÓN  
FING/DICyG/SEAC/UTIT/071/15

Señor  
GEOVANNI GONZÁLEZ RAMÍREZ  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. EDGAR GERARDO MENDOZA BALDWIN, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"REPRODUCCIÓN EN EL LABORATORIO DE LA FALLA POR HUNDIMIENTO DE ESTRUCTURAS CERCA DE LA COSTA SOBRE SUELOS FINOS: ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL SUELO"**

- INTRODUCCIÓN
- I. FUNDAMENTOS DEL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS
- II. FUNDAMENTOS DE LA DINÁMICA DE LOS SUELOS FINOS
- III. DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO EXPERIMENTAL
- IV. RESULTADOS
- V. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 6 de agosto del 2015.  
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH\*gar.



## Agradecimientos

A la Facultad de Ingeniería y al Instituto de Ingeniería de la UNAM.

A mi tutor de tesis, el Dr. Edgar Gerardo Mendoza Baldwin, por brindarme la oportunidad de pertenecer al Grupo de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM y conocer lo bonito que es la Hidráulica. Por compartirme sus conocimientos académicos, su paciencia y sobre todo por la valiosa asesoría para la creación de esta tesis.

A los mejores constructores de mi vida, mis padres, María Guadalupe Ramírez y Marcelo González, por todo su apoyo y comprensión durante este sueño de ser Ingeniero Civil. A toda la familia, en especial a ti querida abuela, gracias por siempre apoyarme.

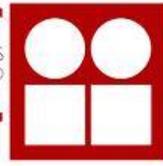
A Alejandro Alejandre Ávila, por permitirme ser su compañero en este Grupo de Costas y Puertos, por el apoyo recibido para la realización de este trabajo y durante la carrera de Ingeniería Civil.

A mis amigos y compañeros del maravilloso Grupo de Costas y Puertos, Ana Gabriel Ríos, David Rosales, Daniel Santana y Manuel Castillo por su gran granito de arena para realizar este trabajo. A Francisco Gutiérrez por haberme compartido sus conocimientos para realizar las pruebas de laboratorio, por su apoyo y motivación.

A todas las personas que siempre me brindaron su ayuda durante mi ejercicio como estudiante.

¡¡¡¡A todos ustedes, Muchas Gracias!!!!





**INSTITUTO  
DE INGENIERÍA  
UNAM®**

## Resumen

En esta tesis se expone un trabajo experimental desarrollado con el objetivo de reproducir en el laboratorio la falla por hundimiento de estructuras construidas cerca de la costa sobre un suelo fino. El estudio pretende analizar y comprender el comportamiento que tiene el suelo fino, en presencia de oleaje y soportando una estructura.

Los experimentos se llevaron a cabo en un canal de oleaje del Laboratorio de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM, el comportamiento del suelo fue registrado mediante la medición de las presiones de poro por medio de sensores de presión y de fotografías. Se realizó una mezcla para crear un suelo fino, bajo condiciones controladas, de un material fino (caolín comercial) y de agua, llegando a una proporción de 2C1.09a (por cada 2 kg de caolín, 1.09 L de agua); se emplearon cubos de concreto simple para desarrollar una estructura piramidal, simulando lo que sería un dique sumergido, al igual que se utilizó instrumentación simple para identificar el hundimiento que tenía dicha estructura. De las señales de la presión de poro, se pudo realizar una serie de análisis respecto de la distribución espacial y temporal de la presión de poro en la masa del suelo y, a partir de la serie de tiempo de hundimiento de la estructura, se presentan una serie de observaciones y reflexiones respecto de indicadores de falla en el suelo. Se espera que estos trabajos sienten las bases para mejorar el diseño, construcción y desempeño de las estructuras desplantadas sobre suelos fangosos en beneficio de la ingeniería de costas.



# Índice general

Índice de Figuras .....	v
Índice de Tablas.....	viii
I. INTRODUCCIÓN .....	1
1.1 Motivación, justificación y objetivos .....	2
1.1.1 Motivación .....	2
1.1.2 Justificación.....	4
1.1.3 Objetivos. ....	4
1.2 Organización del trabajo. ....	5
II. FUNDAMENTOS DEL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS FINOS.....	7
2.1 Métodos de clasificación del sedimento.....	8
2.1.1 Clasificación por su tamaño .....	8
2.1.2 Clasificación por su composición.....	17
2.1.3 Clasificación por plasticidad .....	20
2.2 Caracterización de los sedimentos y fluidos .....	23
2.2.1 Tamaño de partícula y velocidad de sedimentación.....	23
2.2.2 Composición mineral y contenido orgánico.....	24
2.2.3 Densidad y medición volumétrica .....	24
2.2.4 Salinidad del fluido y temperatura .....	27
2.3 Deformación de los suelos finos por cargas estáticas y dinámicas .....	28
2.3.1 Rendimiento bajo esfuerzo normal y cortante.....	28
2.3.2 Número de Deborah .....	33
2.3.3 Módulos de cortante para elasticidad y viscosidad. ....	33
2.3.4 Comportamiento viscoplástico. ....	35
III. FUNDAMENTOS DE LA DINÁMICA DE LOS SUELOS FINOS .....	37
3.1 Comportamiento visco-elástico .....	38
3.2 Naturaleza del suelo fluido.....	40
3.3 Suelo fluido por licuefacción .....	42
3.3.1 Falla del lecho por oleaje: condiciones drenado y no drenado.....	42

3.3.2 Esfuerzos en el lodo fluidizado .....	43
3.3.3 Espesor dinámico para lodo fluidizado .....	45
3.4 Efecto y comportamiento del sedimento suspendido en altas concentraciones .....	47
3.4.2 Tasa para la formación del lodo fluido.....	47
3.4.3 Efecto de la suspensión de la longitud de mezclado .....	48
3.5 Umbral de movimiento.....	51
3.6 Transporte de fondo .....	53
3.7 Transporte en suspensión .....	54
IV. DESARROLLO DEL TRABAJO EXPERIMENTAL .....	57
4.1 Instalación experimental y equipo de medición .....	58
4.1.1 Canal de oleaje .....	58
4.1.2 Instrumentación.....	60
4.2.3 Materiales .....	64
4.2 Procedimiento de ensayo.....	66
4.2.1 Metodología experimental.....	66
4.3 Comportamiento del suelo sin carga .....	71
4.3.1 Ensayo sin carga con periodo de 0.9 s.....	71
4.3.2 Ensayo sin carga con periodo de 1.2 .....	73
V. RESULTADOS .....	75
5.1 Distribución de las presiones de poro en la masa del suelo .....	76
5.1.1 Modelo físico de Sumer et al. (2012).....	76
5.1.2 Distribución de las presiones de poro.....	79
5.2 Análisis espacio-temporal de la falla por hundimiento .....	87
5.2.1 Comparación de resultados de presión de poro – falla por hundimiento de la estructura .....	92
VI. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO .....	102
6.1 Conclusiones .....	103
6.2 Futuras Líneas de Trabajo .....	104
BIBLIOGRAFÍA .....	105

## Índice de Figuras

Figura 2.1 Escala de Udden-Wentworth, (tomada de Schlumberger, 2015) .....	10
Figura 2.2 Tabla de conversiones de unidades phi a ( $\mu\text{m}$ ) y mm (escala de tamaño de grano de Wentworth) (tomada de Pedrozo, 2011).....	10
Figura 2.3 Curva de distribución de sedimentos acumulada (tomada de Pedrozo, 2011) .....	11
Figura 2.4 Diagrama de representación de límites de Atterberg.....	21
Figura 2.5 Esfuerzo normal y cortante y deformación en un elemento de suelo.....	28
Figura 2.6 Esfuerzos normales principales en un cilindro de suelo (a) representación de coordenadas cartesianas (x,y,z) (b) representación de coordenadas equivalente axial (r,a) .....	29
Figura 2.7 (a) Esfuerzo principal normal y cortante en el plano x-z (b) Esfuerzo normal en un plano rotado por el ángulo $\theta$ .....	30
Figura 2.8 Representación del círculo de Mohr para los esfuerzos de la figura 2.7 .....	30
.....	31
Figura 2.9 Esfuerzo vs deformación y relación del límite plástico en un material elástico .....	31
Figura 2.10 Falla del lecho de sedimento por cortante .....	31
Figura 2.11 Criterio Mohr-Coulomb para la falla de una prueba de una cama drenada, notando que $\tau_y$ pasa a través del punto de intersección entre el círculo y la envolvente .....	32
Figura 3.1 Arreglos mecánicos simples, a) resorte de Hook ( elemento elástico), b) amortiguador de Newton (elemento viscoso) , c) resorte y amortiguador en paralelo, Kelvin y d) resorte y amortiguador en serie, Maxwell. ....	39
Figura 3.2 Descripción esquemática de respuesta secuencial de sedimento fino a corrientes y oleaje.....	40
Figura 3.3 Perfiles de esfuerzos instantáneos en una sistema de capas agua-lodo .....	43
Figura 3.4 condición de licuefacción para lechos cohesivos sujetos a oleaje .....	44
Figura 3.5 Definición esquemática para la estimación de la dinámica del lodo fluido por espesor de capas.....	45
Figura 3.6 Condición de columna de agua totalmente estratificada y completamente mezclada.....	48
Figura 3.7 Umbral para el inicio de movimiento bajo la acción del oleaje y corrientes (modificado de Soulsby, (1997)) (tomada de Pedrozo, 2011).....	52
Figura 3.8 Modos de transporte por fondo (tomada de Manual CFE, 2014).....	53

Figura 3.9 Modo de transporte de sedimento por suspensión (tomada de Pedrozo, 2006).....	55
Figura 4.1 Canal de oleaje .....	58
Figura 4.2 Pala generadora de oleaje.....	59
Figura 4.3 Cajón de acrílico para la colocación del suelo en el canal de oleaje .....	60
Figura 4.4 Sensores de nivel.....	60
Figura 4.5 Ubicación de las rampas, cajón, sensores de nivel y presión en el canal de oleaje.....	61
Figura 4.6 Sensores de presión .....	62
Figura 4.7 Sistema de referencia y ubicación de los sensores de presión (tomada de Chávez, 2013)..	62
Figura 4.8 imc SPARTAN .....	64
Figura 4.9 Caolín.....	65
Figura 4.10 Cubos de concreto.....	65
Figura 4.11 Dosificación de agua y caolín .....	66
Figura 4.12 Premezclado del caolín y agua .....	67
Figura 4.13 Batidora y olla.....	67
Figura 4.14 Estructura- suelo, en el canal de oleaje .....	68
Figura 4.15 Colocación de los sensores de nivel .....	69
Figura 4.16 Software imc Studio .....	69
Figura 4.17 Generación del oleaje.....	70
Figura 4.18 Retiro del material y limpieza del canal .....	70
Figura 5.1. Grafica de presión de poro: transición de no licuefacción a licuefacción (Sumer et al , 2012). .....	77
Figura 5.2 Series de tiempo de presiones. Prueba 1 con T = 0.9 s.....	79
Figura 5.3 Series de tiempo de presiones. Prueba 1 con T = 1.2 s.....	81
Figura 5.4 Series de tiempo de presiones. Prueba 2 con T=0.9 s.....	82
Figura 5.5 Series de tiempo de presiones. Prueba 2 con T=1.2 s.....	83
Figura 5.6 Series de tiempo de presiones. Prueba 3 con T=0.9 s.....	84
Figura 5.7 Series de tiempo de presiones. Prueba 3 con T=0.9 s.....	85
Figura 5.8 Ubicación de los elementos en la estructura para identificar hundimiento (referencia lado izquierdo y derecho) .....	87
Figura 5.9 Vista panorámica de los elementos en la estructura para identificar hundimiento.....	88
Figura 5.10 Grafica hundimiento- tiempo.....	91
Figura 5.11 Graficas presión de poro del ensayo 1 (superior) y hundimiento por intervalos (inferior)	93

Figura 5.12 Graficas presión de poro del ensayo 2 (superior) y hundimiento por intervalos (inferior)	94
Figura 5.13 Graficas presión de poro del ensayo 3 (superior) y hundimiento por intervalos (inferior)	95
Figura 5.14 Comparación entre graficas de sensores de presión KD 05 y KD 06 y grafica del hundimiento en intervalos de tiempo de la estructura .....	96
Figura 5.15 Comparación entre graficas de sensores de presión KD 05 y KD 06 y grafica del hundimiento en intervalos de tiempo de la estructura .....	97
Figura 5.16 Comparación entre graficas de sensores de presión KD 13 y KD 14 y grafica del hundimiento en intervalos de tiempo de la estructura .....	98
Figura 5.17 Comparación entre graficas de sensores de presión KD 17 y KD 18 y grafica del hundimiento en intervalos de tiempo de la estructura .....	99
Figura 5.18 Comparación entre graficas de sensores de presión KD 21 y KD 22 y grafica del hundimiento en intervalos de tiempo de la estructura .....	100

## Índice de Tablas

Tabla 2.2 Clasificación de partículas por American Geophysical Unión (AGU).....	9
Tabla 2.3 Tamaño de sedimento y su relación con la cohesión ( Mehta , 2013).....	16
Tabla 2.4. Variación del CEC con el tamaño de las partículas para caolinita. Grim [1968](tomada de Mehta, 2013).....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Tabla 2.5. Composición en porcentaje por peso de tres arcillas de origen específico, Lee [1995](tomada de Mehta, 2013).....	18
Tabla 2.6 Límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad para sedimentos natural de arcilla de Texas E.U.A. (Mehta, 2013).....	22
Tabla 2.7 Límite de Atterberg de algunos minerales de arcilla (Mehta, 2013).....	22
Tabla 2.8 Relación de vacíos, porosidad y rangos de densidad para un suelo granular ( Mehta, 2013)	26
Tabla 4.1 Coordenadas de posición de los sensores de presión (Gutiérrez, 2014) .....	63
Tabla 4.2 Propiedades promedio de los cubos de concreto .....	65
Tabla 4.3 Parámetros de los ensayos realizados.....	70
Tabla 5.2 Correspondencia del valor del esfuerzo efectivo normal principal inicial, para cada sensor	78
Tabla 5.3 Hundimiento acumulado.....	89
Tabla 5.5 Observaciones cualitativas del hundimiento de la estructura .....	92



# I. INTRODUCCIÓN



## 1.1 Motivación, justificación y objetivos

### 1.1.1 Motivación

La relación entre el hombre y el mar se inicia propiamente con la historia del hombre moderno. En México el primer registro de una obra ingenieril marítima fue el Puerto de Veracruz, creado por la necesidad de establecer un comercio eficiente entre la Nueva España y el Viejo Mundo.

La costa o litoral es el resultado de un equilibrio dinámico entre diversos procesos marinos y terrestres siendo, por lo tanto, la interfaz que existe entre los continentes o islas y el mar. Dado que existen diversos procesos que se dan en esta interfaz, su dinámica no es constante ni permanente. El clima, el viento, el oleaje, las mareas, las corrientes, los aportes de ríos, la actividad biológica y las actividades humanas, son factores que modifican las costas. El oleaje es el principal factor en la formación de las playas, las cuales, sumadas a los efectos de mareas meteorológicas y de torrenciales, tsunamis y viento, principalmente, moldean de manera dinámica las playas. Las playas pueden ser formadas por sedimentos finos como limos y arenas, de materiales más gruesos como cantos rodados o también por combinación de estos tres elementos.

México, delimitado al oeste por el océano Pacífico y al este por el Atlántico, con alrededor de 11200 km de litoral, sin contar la línea de costa de sus islas, posee innumerables recursos marítimos, que no se han aprovechado en su totalidad, lo que representa una fuente de desarrollo para la economía y la actividad social. Son muchas las variables que inciden en la costa, pero propiamente cuando se cuenta con la infraestructura marítima, donde el puerto es el agente económico más importante en una nación creciente como México, el que falle una estructura como un dique, líneas de conducción, de abrigo, representa una catástrofe que puede afectar a nivel regional, nacional o, incluso, internacional.

Algunos de los beneficios que tiene construir una estructura sumergida en la costa, además de proveer una zona de resguardo para las actividades marítimo costeras, son: disipar la energía del oleaje por rotura y reflexión, retener o modificar el transporte de sedimentos, soportar el perfil playa, su impacto visual es nulo lo cual puede ser benefactor para zonas turísticas y en algunas de la veces puede ser usado como arrecife artificiales.



La infraestructura marítima puede presentar diversos tipos fallo que, desde un punto de vista funcional, pueden dividirse en dos grandes grupos. El primero, por daño estructural generado por la acción del oleaje que afecte la estructura misma, por lo regular se presenta ante fenómenos climatológicos extraordinarios. Y el segundo, por la inestabilidad del fondo, que puede ser causada por licuefacción o fluidización en la zona circundante de la estructura, resultando el colapso total de la misma. El oleaje que se propaga en la superficie del mar impone un estado de esfuerzos al fondo marino que provoca el reacomodo de las partículas sólidas de tal forma que tienden a ocupar los 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 (presión de poro residual). 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 este aumento de presión llega a superar la capacidad del suelo, se presenta la falla por licuefacción en la que las partículas sólidas pierden su configuración y quedarán libres, permitiendo así que la masa de suelo se comporte como un fluido (Sumer et al., 1999).

Dentro de los casos documentados de falla por inestabilidad del fondo pueden mencionarse los siguientes: dique vertical de bloques no unidos en el puerto de Valencia, España en 1926, dique vertical 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 del fondo; entre otros muchos más casos presentados en diferentes partes del mundo, todas ellas implicando importantes pérdidas económicas asociadas al daño de la estructura, a los trabajos de recuperación y al retraso en su operación.



### 1.1.2 Justificación

Por lo anterior es de suma importancia conocer la interacción oleaje-estructura-suelo para considerar, en el diseño y construcción de estructuras, la falla por licuefacción. En México como en otras partes del mundo, se corre el riesgo que una estructura marítima llegue a la falla por dicha inestabilidad del fondo dado que, en zonas amplias del Golfo de México se puede encontrar lecho marino con alto contenido de finos.

### 1.1.3 Objetivos

Desarrollar un estudio analítico-experimental que represente las causas de la falla de una estructura por hundimiento en suelo fluido por efecto del oleaje, a partir del análisis de la respuesta a carga estática y dinámica, de un suelo fino fabricado en condiciones controladas. Este estudio pretende simular lo que en la realidad pudiera ocurrir a una estructura sumergida ante diferentes condiciones de oleaje y cimentada ante un suelo fino. Para poder conocer las situaciones en que se presentan condiciones adversas para garantizar que al diseñar una estructura marítima, exista una seguridad de las actividades que se desarrollan en el litoral.

Los objetivos particulares son:

- 1.- Conocer la respuesta del suelo al ser solicitado por una estructura y oleaje.
- 2.- Encontrar alguna tendencia en el suelo fino, que pueda provocar la falla por inestabilidad de fondo como la licuefacción.
- 3.- Encontrar alguna relación entre la presión de poro del suelo con el hundimiento de una estructura portuaria, como lo son los diques sumergidos.



## 1.2 Organización del trabajo

El presente trabajo está constituido por seis capítulos, cuyo contenido se describe a continuación:

*Capítulo 1. Introducción:* En este capítulo se muestra un panorama general sobre el litoral de México, los beneficios que tiene el construir una estructura sumergida, al igual que la descripción de los tipos de fallo que pueden provocar el colapso de cualquier estructura construida cerca de la costa. Al igual que se presenta la justificación y los objetivos de la realización de la presente tesis.

*Capítulo 2. Fundamentos del comportamiento de los suelos finos:* Se presenta los diferentes métodos de clasificación del sedimento (por su tamaño, por su composición mineralógica y por su plasticidad). Se exponen las principales formas de caracterización de los sedimentos y fluidos. Por último se hace referencia a las cargas estáticas y dinámicas que provocan la deformación en suelos finos.

*Capítulo 3. Fundamentos de la dinámica de los suelos finos:* en este capítulo se hace referencia al comportamiento visco-elástico en suelos finos, como la formación y naturaleza del suelo fluido (lodo fluido) al igual que su origen por medio de la licuefacción, que se abordan los efectos y comportamientos del sedimento suspendido en altas concentraciones y al final de este capítulo se aborda el inicio y los tipos de transporte de sedimentos.

*Capítulo 4. Descripción del trabajo experimental:* Se presenta la metodología desarrollada para los ensayos en el canal de oleaje del Laboratorio de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM, como el proceso del modelo y los materiales empleados.

*Capítulo 5. Resultados:* En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de los ensayos realizados, con especial énfasis en la distribución de la presión de poro en la masa del suelo, así como el análisis del espacio-temporal de la falla por hundimiento de la estructura.

*Capítulo 6. Conclusiones:* en este capítulo se exponen las conclusiones del estudio experimental y las futuras líneas de investigación.



INSTITUTO  
DE INGENIERÍA  
UNAM

Reproducción en laboratorio de la falla por hundimiento de estructuras  
cerca de la costa sobre suelos finos: Análisis del comportamiento del suelo

---



## II. FUNDAMENTOS DEL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS FINOS



## 2.1 Métodos de clasificación del sedimento

### 2.1.1 Clasificación por su tamaño

Una de las propiedades más importantes de los sedimentos es la granulometría, que consiste en la clasificación de los sedimentos por su tamaño. El uso del término “tamaño” comúnmente es usado para representar el diámetro de la partícula. Esta clasificación permite realizar una división de los sedimentos como gruesos o finos.

El rango de tamaños de grano de interés práctico en la ingeniería costera abarca desde partículas de arcilla hasta bloques de roca. Hay varias maneras de clasificar a los sedimentos y existe en alguna forma similitud con la clasificación del suelo por grava, arena, limo y arcilla.

A continuación se muestra una clasificación del sedimento por grueso y fino, dependiendo del tamaño de la partícula:

Tabla 2.1 Clasificación de partículas como grueso o fino (Mehta 2013)

Nombre	Tamaño (mm)	Designación
<b>Roca</b>	>305	Grueso
<b>Piedra</b>	52 a 305	
<b>Grava</b>	2 a 52	
<b>Arena</b>	0.063 a 2	
<b>Limo</b>	0.002(2 $\mu$ m) a 0.063 (63 $\mu$ m)	Fino
<b>Arcilla</b>	0.0001(0.1 $\mu$ m) a 0.002(2 $\mu$ m)	
<b>Partículas de suelo</b>	< 0.001(1 $\mu$ m)*	

\* No se considera que sean sedimentos especialmente en partículas < 0.1 $\mu$ m

Esta clasificación separa a las partículas mayores de 0.063 mm (mayor precisión es 0.0625) en sedimentos gruesos que van desde arenas hasta rocas; partículas menores a 0.063 mm son sedimentos finos, de partículas coloides a limos.

Los geólogos utilizan otro tipo de clasificación del sedimento, muy parecida a la presentada de manera general en la tabla 2.1; aunque la clasificación que utilizan los geólogos y científicos especialistas en suelos es más detallada, el sistema de clasificación presentada en la tabla 2.2 es aceptada por la American Geophysical Union (AGU). Ya que la mayoría del sedimento natural se produce como mezcla heterogénea (o polidispersa) con poblaciones de partículas. Diferentes enfoques se han



adoptado para representar la distribución y tamaño de partículas con parámetros tales como los valores esperados de diámetro, área y volumen.

Tabla 2.2 Clasificación de partículas por American Geophysical Unión (AGU)

Nombre	Tamaño (mm)	Designación
<b>Grava</b>	64-32	Muy grueso
	32-16	Grueso
	16-8	Medio
	8-4	Fino
	4-2	Muy fino
<b>Arena</b>	2-1	Muy grueso
	1-0.5	Grueso
	0.5-0.25	Medio
	0.25-0.125	Fino
	0.125-0.062	Muy fino
<b>Limo</b>	0.062-0.031	Grueso
	0.031-0.016	Medio
	0.016-0.008	Fino
	0.008-0.004	Muy fino
<b>Arcilla</b>	0.004-0.002	Grueso
	0.002-0.001	Medio
	0.001-0.0005	Fino
	0.0005-0.0002	Muy fino

Otra clasificación es por medio de la escala de tamaño de grano de Wentworth, que es la más utilizada en geología. Esta clasificación, como en las anteriores, se define de acuerdo con su diámetro, el cual puede variar entre arcillas, limos, arenas, gránulos, cantillos, guijarros y cantos rodados. Las arcillas y los limos son catalogados de forma conjunta como lodos, mientras que los gránulos, cantillos, guijarros y cantos rodados son conocidos como gravas.

Las partículas de más de 64 mm de diámetro son considerado como cantos rodados. Las partículas más pequeñas corresponden a guijarros, gránulos, arena y limo. Las de menos de 0.0039 mm corresponden a arcillas.

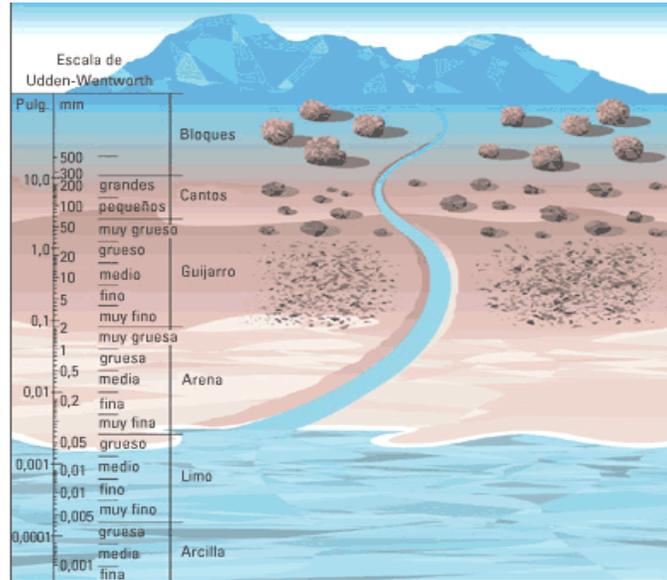


Figura 2.1 Escala de Udden-Wentworth, (tomada de Schlumberger, 2015)

El tamaño de los granos puede ser reportado en micrómetros ( $\mu\text{m}$ ) o milímetros (mm).

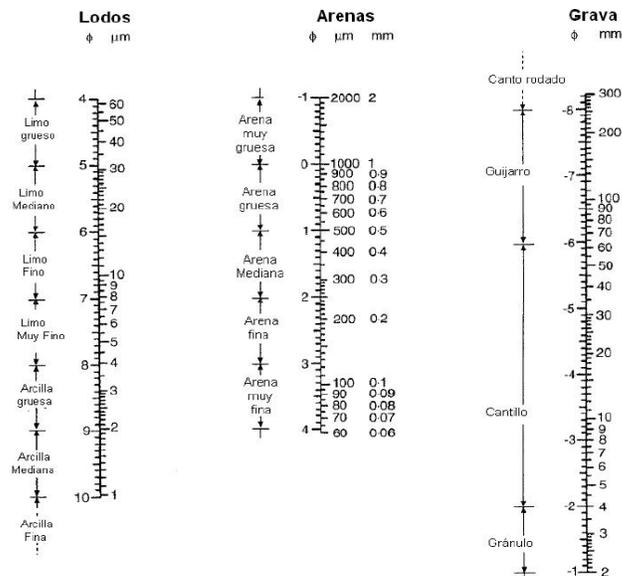


Figura 2.2 Tabla de conversiones de unidades phi a ( $\mu\text{m}$ ) y mm (escala de tamaño de grano de Wentworth) (tomada de Pedrozo, 2011).

La escala phi está definida por:

$$\Phi = -\log_2 D = -\frac{\log D}{\log 2} = -3.3219 \log D \quad (2.1)$$

$$D = 2^{-\Phi} \quad (2.2)$$

Donde D representa al tamaño de grano en milímetros y  $\log_2$  es el logaritmo base 2.

La metodología más común para medir la distribución del tamaño de grano de una muestra de sedimento es por medio del cribado. La distribución que se obtiene es una curva acumulativa en la que se presentan el porcentaje de masa en la muestra más pequeña que un cierto tamaño de grano D como se muestra en la figura 2.3. El tamaño de sedimento se suele definir o informar a partir del tamaño mediano del grano o  $D_{50}$ . De forma general la notación  $D_n$  indica el tamaño de grano por el que pasa n% de masa. Los percentiles más comúnmente usados son  $D_{10}$ ,  $D_{16}$ ,  $D_{35}$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{65}$ ,  $D_{84}$ ,  $D_{90}$ .

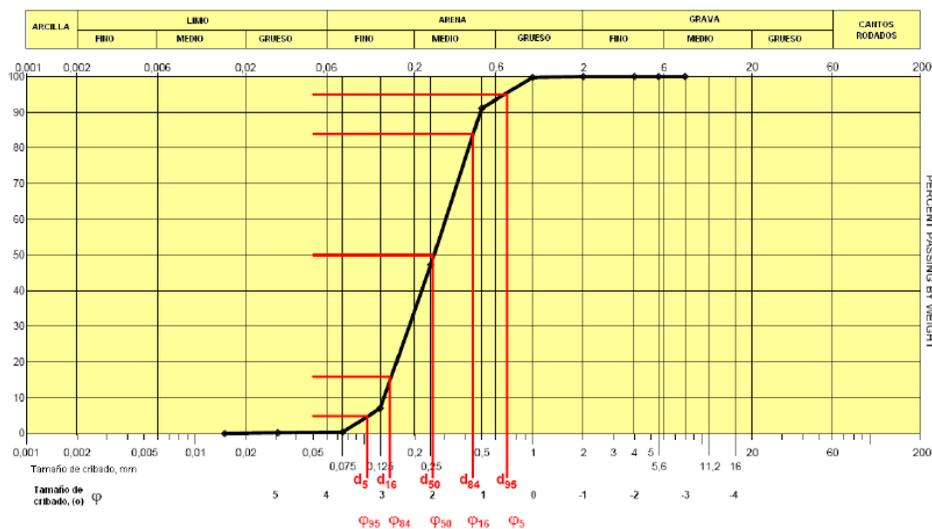


Figura 2.3 Curva de distribución de sedimentos acumulada (tomada de Pedrozo, 2011)



### 2.1.2 Distribución del tamaño basada en el volumen

Una representación común de la distribución del tamaño, es en términos de la concentración de volumen de las partículas  $C_v$  (volumen de partículas secas dividida por el volumen de suspensión) como función del diámetro de la partícula  $d_p$ . La concentración de partículas dispersas y flóculos se determinan por medio de micrográficas. La concentración de partículas dispersas también se puede obtener de manera automática por el análisis de tamaño.

El cálculo de  $C_v$  se desarrolla de la siguiente manera:

Considerar  $N$  como partículas esféricas por unidad de volumen de suspensión. Las partículas son subdivididas en  $i$  tamaño-clases y el volumen de cada partícula es  $V_{pi}$ . El diferencial de volumen de las partículas  $i$  clases es:

$$dV_i = V_{pi} dN_i \quad (2.3)$$

Se puede relacionar el rango de números  $dN_i$  con el correspondiente rango de volumen  $dV_{pi}$  por:

$$dN_i = n_v dV_{pi} \quad (2.4)$$

Donde  $n_v$  es una función dependiente del volumen de la partícula. Combinando la ecuación 2.3 y 2.4

$$dV_i = V_{pi} dN_i = n_v V_{pi} dV_{pi} \quad (2.5)$$

De este modo el volumen total  $V$  para todas las partículas es:

$$V = \int_0^v n_v v_{pi} dv_{pi} \quad (2.6)$$

El volumen esférico para cada  $i$  clase de partícula es:



$$V_{pi} = \frac{\pi}{6} d_{pi}^3 \quad (2.7)$$

Por lo tanto

$$dV_{pi} = \frac{\pi}{2} d_{pi}^2 d(d_{pi}) \quad (2.8)$$

y de la ec 2.4

$$dN_i = \frac{\pi d_{pi}^2 n_v}{2} d(d_{pi}) \quad (2.9)$$

Puesto que  $n_v$  es dependiente del volumen y para un material dado la relación entre el volumen de la partícula y el diámetro es único, se puede introducir una función de distribución dependiente del diámetro  $n_d$

$$dN_i = n_d d(d_{pi}) \quad (2.10)$$

Para las ecuaciones 2.9 y 2.10 la relación entre  $n_v$  y  $n_d$  es:

$$n_d = \frac{\pi d_{pi}^2 n_v}{2} \quad (2.11)$$

Si se sustituye la ec 2.7, 2.8 y en la ec 2.6 se obtiene:

$$V = \int_0^{d_{pi}} \frac{\pi}{6} n_d d_{pi}^3 d(d_{pi}) \quad (2.12)$$

Si se asume que  $n_d$  es independiente del diámetro, integrando la ecuación anterior:

$$\frac{dV_i}{d(\log d_{pi})} = \frac{V_{pi} dN_i}{d(\log d_{pi})} = \frac{2.303\pi^2}{12} d_{pi}^6 \quad (2.13)$$

Donde  $C_{vi} = \frac{V_{pi} dN_i}{d(\log d_{pi})} \approx \frac{v_{pi} \Delta N_i}{\Delta(\log d_{pi})}$  y 2.303 es el factor de conversión entre el logaritmo con respecto a la base  $e$  y base 10. Usando ec 2.11.  $C_v$  para cada intervalo diferencial  $\Delta(\log d_p)$  puede ser obtenido mediante mediciones de  $V_p$  y  $\Delta N$ . Y el diámetro  $d_p$  es obtenido de la ec 2.5.



### 2.1.3 Momentos de la distribución de tamaño

El momento de la distribución de tamaño de partículas se utiliza para caracterizar una población de partículas suspendidas. De manera general el momento se define como:

$$M_n^-(x, t) = \int_0^{\infty} n_d d_p^n d(d_p) \quad (2.14)$$

Donde  $n$  es el orden del momento. El momento cero ( $n=0$ ) es la concentración total del número de partículas en suspensión

$$N = M_0 = \int_0^{\infty} n_d d(d_p) \quad (2.15)$$

El primer momento es:

$$M_1 = \int_0^{\infty} n_d d_p d(d_p) \quad (2.16)$$

La relación  $M_1$  y  $M_0$  es una estimación del diámetro promedio de la partícula

$$\bar{d}_p = \frac{M_1}{M_0} \quad (2.17)$$

El segundo momento es una medición del área superficial total de la partícula  $A_{pi}$  en un volumen de suspensión dado

$$A_{pi} = \pi M_2 = \pi \int_0^{\infty} n_d d_p^2 d(d_p) \quad (2.18)$$

El área superficial promedio de la partícula es obtenido como:

$$\bar{A}_p = \pi \frac{M_2}{M_0} \quad (2.19)$$

El tercer momento es proporcional al volumen total de las partículas



$$V = \frac{\pi M_3}{6} = \frac{\pi}{6} \int_0^{\infty} n_d d_p^3 d(d_p) \quad (2.20)$$

El volumen promedio de la partícula es:

$$\bar{V}_p = \frac{\pi M_3}{6M_0} \quad (2.21)$$

El cuarto momento es proporcional al área superficial total de decantación del sedimento por unidad de tiempo. Introduciendo la viscosidad dinámica  $\eta$  y la densidad de la partícula  $\rho_s$  en la ecuación de la velocidad de sedimentación de Stokes.

$$A_w = \int_0^{\infty} \left( \frac{\pi d_p^2}{4} \right) \left( \frac{\rho_s d_p^2 g}{18\eta} \right) n_d d(d_p) = \left( \frac{\pi g}{72\eta} \right) \int_0^{\infty} \rho_s d_p^4 n_d d(d_p) \approx \left( \frac{\pi g \rho_s}{72\eta} \right) M_4 \quad (2.22)$$

El quinto momento es proporcional al flujo de sedimentación de la materia suspendida.

$$F_s = \int_0^{\infty} \left( \frac{\pi \rho_s d_p^3}{6} \right) \left( \frac{\rho_s d_p^2 g}{18\eta} \right) n_d d(d_p) = \left( \frac{\pi g}{108\eta} \right) \int_0^{\infty} \rho_s^2 d_p^5 n_d d(d_p) \approx \left( \frac{\pi g \rho_s^2}{108\eta} \right) M_5 \quad (2.23)$$

Para la evaluación analítica de los momentos. La ecuación  $M_n(\bar{x}, t) = \int_0^{\infty} n_d d_p^n d(d_p)$  es aproximadamente una sumatoria de las clases de tamaño de las partículas

$$M_n(\bar{x}, t) = \int_0^{\infty} n_d d_p^n d(d_p) \approx \sum_{i=1}^{n_d} n_d d_p^n \Delta(d_p) \quad (2.24)$$



### 2.1.4 Tamaño, superficie específica y la cohesión

El grado de cohesión electroquímica ha sido cualitativamente relacionado con el tamaño de las partículas como se muestra en la tabla 2.3

Tabla 2.3 Tamaño de sedimento y su relación con la cohesión ( Mehta , 2013)

Rango de tamaño ( $\mu\text{m}$ )	Clasificación	Grado cualitativo de cohesión
> 62.5	Grueso	Sin cohesión
62.5 a 40	Limo grueso	Prácticamente sin cohesión
40 a 20	Limo grueso	Cohesión cada vez más importante con el decrecimiento del tamaño
20 a 2	Limos medios y finos	Importante cohesión
2 a 0.1	Arcillas gruesas, medias y finas	Muy importante cohesión

Para partículas finas (especialmente arcillas) se convierte en características favorables con el decrecimiento del diámetro nominal y brinda una medición aproximada de la relación del área superficial de las partículas y la masa de las mismas. Ya que las partículas se hacen más pequeñas, su área superficial específica aumenta y por lo tanto la cohesión también aumenta.

Los minerales de arcilla son cristalinos con partículas generalmente mayores que 2  $\mu\text{m}$  y tienen una alta área superficial específica, esto a su vez significa que las fuerzas electroquímicas superficiales dominan sobre el peso de las partículas, y la cohesión juega un papel importante en el gobierno de su comportamiento en el transporte en el agua.

Una manera indirecta de medir la relación entre el tamaño de partícula y la cohesión puede ser derivada de pruebas de sedimentos finos en una columna de sedimentación. Donde es representada gráficamente con el denominado factor de floculación  $F_f$  contra la medición de la dispersión del tamaño de las partículas  $d_{50}$ . Dicho factor es la relación de la velocidad de sedimentación del flóculo  $W_s$  a la velocidad de sedimentación  $W_d$  de las partículas individuales que comprende el flóculo.



## 2.1.2 Clasificación por su composición

### 2.1.2 -1 Composición mineralógica

Los minerales de arcilla son formados mediante la desintegración de la roca, materia prima, debido a la meteorización acompañado por alteraciones químicas del mineral resultante, a menudo mica. Este proceso es conocido como diagénesis (que son aquellos cambios físicos, químicos y bioquímicos que ocurren en los sedimentos después del depósito ocasionados por algún agente, por ejemplo, por la circulación de fluidos, hasta antes del metamorfismo). Cuando los minerales precipitan directamente la solución, el proceso es llamado génesis. La formación de cristales implica que la tasa de precipitación es lo suficientemente lento como para permitir que las moléculas precipitantes puedan auto-organizar estructuras consistentes con los requerimientos termodinámicos. La erosión no es un simple proceso físico de la desintegración: se trata de la liberación de alcalinos, térreos y álcalis de la roca a través del intercambio catiónico. En este proceso ocurre una reacción mediante la cual ciertos cationes presentes en la arcilla en un estado intercambiable, se cambian preferencialmente por otros iones.

La cantidad total del intercambio catiónico en una muestra de arcilla, se puede determinar analíticamente. Esta cantidad, es expresada en miliequivalentes (mEq) por 100 gramos de la muestra de arcilla seca, la capacidad de intercambio catiónico (CEC) o la capacidad de intercambio de base de la arcilla, se trata de un operación (más que un significado teórico) cualitativa, y se mide como la cantidad de un catión que puede ser removido por una sustancia específica una vez que la arcilla y la solución han alcanzado el equilibrio químico. Los cationes intercambiables más usuales son:  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{++}$ ,  $\text{Mg}^{++}$ ,  $\text{H}^+$  y  $(\text{NH}_4)^+$ .

Por ejemplo, una arcilla hidrogena (con cationes  $\text{H}^+$ ) puede transformarse en sódica, si se hace que circule a través de su masa, agua con sales de sodio en disolución, lo que en realidad ocurre es un intercambio de cationes entre el agua y las películas adsorbidas por las partículas minerales.

Los cationes intercambiables compensan la carga eléctrica desequilibrada en el interior de la red cristalina por lo que se denomina sustitución isomorfa. El CEC de un mineral de arcilla refleja su naturaleza reactiva: el aumento de CEC implica un incremento de la reactividad (aumento de la cohesión) que, como se menciona en párrafos anteriores, la cohesión electroquímica ha sido cualitativamente relacionada con el tamaño de las partículas. Por ejemplo la capacidad de intercambio



catiónico para la caolinita está entre 3 a 15 (mEq 100g<sup>-1</sup>) mientras que para la esmectita está entre 80 a 150 (mEq 100g<sup>-1</sup>).

Las caolinitas son menos susceptibles de intercambiar sus cationes que las montmorilonitas y las ilitas que poseen la propiedad en grado intermedio, también la capacidad de intercambio crece con el grado de acidez de los cristales de arcilla, es decir, es mayor si el pH del suelo es menor. La actividad catiónica se hace notable, en general, para valores del pH menores que 7. La capacidad de intercambio de igual manera tiende a crecer con la velocidad y concentración de la solución que circule por la masa de suelo.

Puesto que el área superficial específica depende del tamaño de la partícula incluso para sedimentos arcillosos de un solo origen. El CEC suele variar con el tamaño como es ilustrado para la caolinita en la tabla 2.4.

Tabla 2.4. Variación del CEC con el tamaño de las partículas para caolinita. Grim [1968] (tomada de Mehta, 2013)

Tamaño (µm)	10-20	5-10	2-4	1-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.00-0.05
CEC (mEq 100 g <sup>-1</sup> )	2.4	2.6	3.6	3.8	3.9	5.4	9.5

Los minerales de arcilla contienen un número limitado de productos químicos como se ilustra por medio de la tabla 2.5 por constituyentes químicos para 3 arcillas comunes.

Tabla 2.5. Composición en porcentaje por peso de tres arcillas de origen específico, Lee [1995](tomada de Mehta, 2013)

Composición Química	Caolín (%)	Atapulgita (%)	Bentonita (%)
SiO <sub>2</sub>	46.50	55.20	63.02
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	37.62	9.67	21.08
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.51	2.32	3.25
MgO	0.16	8.92	2.67
Na <sub>2</sub> O	0.02	0.10	2.57
K <sub>2</sub> O	0.40	0.10	-
CaO	0.25	0.65	1.65
FeO	-	0.19	0.35
H <sub>2</sub> O	-	-	5.64
NH <sub>2</sub> O	-	9.48	-
SO <sub>3</sub>	0.21	-	-



Los componentes inorgánicos del lodo (limo y arcilla) a menudo incluyen a minerales no arcillosos que predominan en el rango de tamaño de limos. Existen dos minerales no arcillosos que se encuentran comúnmente en los sedimentos costeros y estuarios que es el cuarzo y el carbonato de calcio; siendo este último el material dominante en aguas biológicamente activas. Algunos lodos marinos contienen carbonatos, principalmente carbonato de calcio y tiene el color de un gis blanco. Numerosos componentes no arcillosos pueden influir en el aspecto de sedimentos y en el comportamiento del transporte.

### *2.1.2 -2 Materia Orgánica*

La materia orgánica puede influir en la distribución de carga en las partículas de arcilla y hasta abrumar atracción electroquímica. La materia orgánica natural (NOM) es extrínseca o intrínseca al mineral de la arcilla, su presencia extrínseca está en forma de partículas discretas ya sea de residuos de árboles, esporas, biopolímeros, diatomeas, etc. Intrínsecamente la materia mineral asociada es la forma de moléculas absorbidas y o restos fósiles en la matriz de la envolvente de las partículas de los sedimentos de rocas. Fracciones muy pequeñas (por ejemplo del orden de 1% en peso) de NOM extrínseca son suficientes para impartir una pigmentación de color gris oscuro o negro al sedimento fino. Aunque no parece haber una relación directa entre el color y el contenido de materia orgánica por volumen y peso. El papel de la NOM extrínseca es importante en términos de su efecto sobre las propiedades físicas de los flóculos en suspensión y en lecho o cama.

Una de las características significativas de la función de la NOM es que debido a la presencia casi omnipresente y la abundancia de la NOM, flóculos marinos son casi siempre recubiertos total o parcialmente con materia orgánica, y su respuesta a fluir es solamente gobernada parcialmente por la cohesión electroquímica. Es concebible que, al menos en los resultados de casos de estudio del lodo natural, han sido explicados en términos del efecto de la cohesión. En algunos estudios se infirió que el papel de uno o más componentes bioquímicos como agentes de unión es probablemente importante, y esto provoca que se puedan observar que algunos sedimentos finos marinos parecen tener la capacidad de formar inusualmente grandes estructuras de flóculos, que algunos le nombran efecto de nieve marina.



### 2.1.3 Clasificación por plasticidad

La mezcla de partículas de sedimento fino en el agua puede existir en cualquiera de los cuatro estados (líquido, plástico, semisólido, sólido) en función del contenido de agua  $W$  que es definido como:

$$W = \frac{M_w}{M_s} \quad (2.25)$$

Donde  $M_w$  es la masa del agua y  $M_s$  es la masa del suelo o sólido en una muestra.

Dichos estados fueron obtenidos mediante experimentación realizada por Atterberg, (al igual que los límites que se describirán más adelante) el cual definió que según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en los siguientes cuatro estados de consistencia:

- 1.- *Estado líquido*, con las propiedades y apariencia de una suspensión
- 2.- *Estado plástico*, en que el suelo se comporta plásticamente
- 3.- *Estado semisólido*, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aun disminuye de volumen al estar sujeto ha secado
- 4.- *Estado sólido*, en que el volumen del suelo no varía con el secado

El contenido de agua en los límites (límites de Atterberg) de los estados adyacentes se denomina *límite de retracción o contracción*,  $W_{sh}$  (límite entre estado sólido/semisólido), *límite plástico*,  $W_p$  (límite entre estado semisólido/ plástico) y *límite líquido*,  $W_L$  (límite entre estado plástico/ líquido) como se puede observar en la figura 2.5.

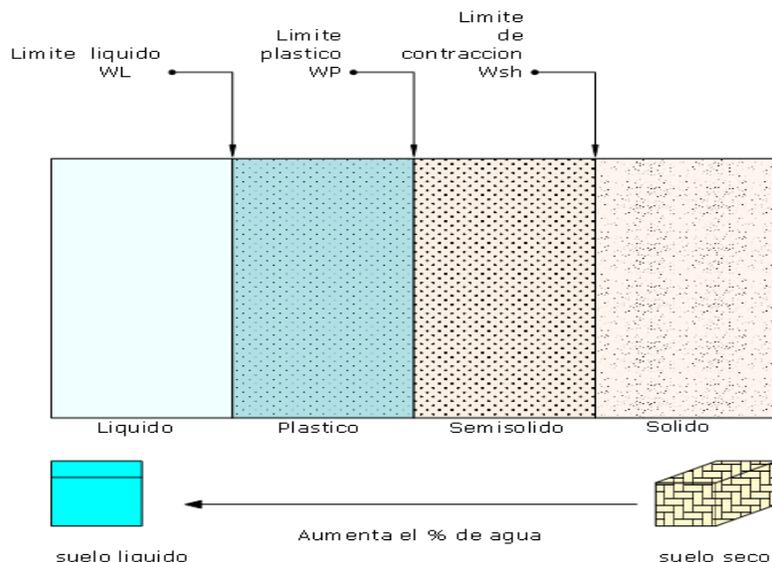


Figura 2.4 Diagrama de representación de límites de Atterberg

El límite líquido es determinado comúnmente utilizando el método de Casagrande. El cual consta de un plato (copa de Casagrande) llenado con la muestra del sedimento, cuyo contenido de agua es conocido, posteriormente se realiza una ranura de una cierta anchura a la muestra, y girando el mango (en 2 rps), el plato realiza un golpeo cíclicamente sobre una base dura. El límite líquido es el contenido de agua correspondiente al colapso de la ranura a 25 golpes (Juárez, 2005).

El límite plástico es determinado por la medición del contenido de agua cuando 3.2 mm aproximado de diámetro de un rollo de sedimento.

El límite de contracción es el contenido de agua en la que aunque se tenga más pérdida de humedad no dará lugar a la reducción del volumen adicional, este límite se determina como el contenido de agua que se añade después de que se han llenado todos los vacíos de una muestra en seco de sedimento, aunque este límite no se utiliza comúnmente como el plástico y líquido, para caracterizar el transporte de sedimentos.

El índice de plasticidad  $PI$  es a veces utilizado para caracterizar la estabilidad de camas de sedimentos o lodos contra la erosión masiva.



$$PI = W_L - W_P \quad (2.26)$$

Los límites de Atterberg y los valores de  $PI$  de tres minerales de arcilla y sedimentos arcillosos naturales se muestran en las tablas 2.6 y 2.7 respectivamente. Su utilidad como indicadores de la erosión, también se han defendido para el diseño de algunas estructuras dado que pueden considerarse un caso análogo a lechos gruesos, con la diferencia de que el esfuerzo cortante crítico (o esfuerzo de tracción) para la erosión se correlaciona con la relación de índices de plasticidad. El  $PI$  es el índice más utilizado para el análisis de sedimentos.

Tabla 2.6 Límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad para sedimentos natural de arcilla de Texas E.U.A. (Mehta, 2013)

Sedimento	Tamaño de partícula ( $\mu\text{m}$ )	Límite líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de plasticidad (%)
<b>Lufkin K116</b>	8.4	49.4	15.9	33.9
<b>Houston K177</b>	3.3	43.7	20.5	23.2
<b>Houston K177A</b>	3.3	44.7	17.7	27.0
<b>Houston K177B</b>	3.3	48.7	18.0	30.7
<b>San Saba</b>	2.0	47.7	22.0	25.7
<b>Taylor Marl</b>	4.8	47	21	26
<b>Lake Charles K319</b>	1.9	56.4	22	34.4

Tabla 2.7 Límite de Atterberg de algunos minerales de arcilla (Mehta, 2013)

Mineral	Ion intercambiable	$W_L$ (%)	$W_P$ (%)	$PI$ (%)	$W_{sh}$ (%)
<b>Ilita</b>	Na	120	53	67	15.4
	K	120	60	60	17.5
	Ca	100	45	55	16.8
	Mg	95	46	49	14.7
	Fe	110	49	61	15.3
	Fe	79	46	33	-
<b>Caolinita</b>	Na	53	32	21	26.8
	K	49	29	20	-
	Ca	38	27	11	24.5
	Mg	54	31	23	28.7
	Fe	59	37	22	29.2
	Fe	56	35	21	-
<b>Montmorilonita</b>	Na	710	54	656	9.9
	K	660	98	562	9.3
	Ca	510	81	429	10.5
	Mg	410	60	350	14.7
	Fe	290	75	215	10.3
	Fe	140	73	67	-



## 2.2 Caracterización de los sedimentos y fluidos

### 2.2.1 Tamaño de partícula y velocidad de sedimentación

La descripción del transporte de sedimentos de grano grueso se realiza convencionalmente en términos del diámetro de la partícula que es una medición estática, es conveniente hacerlo así aunque la propiedad de las partículas básica que rige el transporte es la velocidad de sedimentación que es una cantidad cinemática. Además de las partículas y la densidad del fluido, la relación entre la velocidad de sedimentación y el diámetro incluye el coeficiente de arrastre, la cual usualmente es desconocida y debe de ser obtenida por mediciones directas de la velocidad de sedimentación de los flóculos arcillosos; calcularlos solo a partir de la medición del diámetro puede ser inexacto. Por otro lado, para grandes partículas de limo en el rango de tamaño de 40 a 63  $\mu\text{m}$  permanecen no agregadas cuando no hay cantidades significativas de arcillas (>20 %) o de materia orgánica (>10 %), estos tamaños siguen siendo razonables para caracterizar su transporte en términos del diámetro.

En la ingeniería hidráulica el valor medido de la dispersión de la distribución del tamaño de la partícula proporciona una base cualitativa para comprar el comportamiento del transporte de diferentes sedimentos cohesivos. La representación fractal de los flóculos minerales es útil en los desarrollo de leyes escalares para el tamaño de los flóculos en función del tamaño de partícula primaria. La partícula primaria es el componente básico de los flóculos y la especificación de su distribución de tamaño de construcción es esencial para la dinámica de modelado de agregación.

Para el cálculo de flujo de sedimentos cohesivos es preferible conocer la velocidad de sedimentación del flóculo. Para flóculos muy ligeros el número de Reynolds es del orden de la unidad o menos.

La velocidad de sedimentación de los flóculos que son medidos de manera experimental en el laboratorio bajo condiciones normales no aborda el comportamiento de tiempo y espacio variable de la naturaleza de los flóculos. Aunque algunas fórmulas semi-predicen, no hay como realizar mediciones in situ en los lugares y horarios seleccionados en el área de estudio, mediante el uso de dispositivos ópticos de alta resolución es factible medir la velocidad de sedimentación y concentración asociada con cada flóculo visualizado en el marco de fotografías.



### 2.2.2 Composición mineral y contenido orgánico

El número de minerales en los sedimentos puede ser grande, pero generalmente es desconocido su efecto sobre las propiedades de floculación; para materia práctica de investigación ingenieril es suficiente reportar solo las arcillas principales y los constituyentes no arcillosos en una muestra de sedimento.

La parte bioquímica juega un papel en el transporte de flóculos, a través de procesos de agregación, incluso cuando constituyen una pequeña fracción de la masa total. Por desgracia, la cuantificación de estas influencias sigue siendo un objeto de investigación que sigue en pie, debido a la gran diversidad de factores biológicos. La descripción fisicoquímica no relaciona esos efectos que pueden producir pocos beneficios con respecto al transporte del flóculo.

La materia orgánica natural (NOM por sus siglas en inglés) es expresado de dos maneras. Una de ellas es en miligramos de carbón orgánico total por gramo de sedimento y la segunda es la pérdida de masa orgánica en la ignición de una muestra de sedimento a 450 ° C. ambas cantidades son determinados por métodos estándar.

### 2.2.3 Densidad y medición volumétrica

Como se mencionó en párrafos anteriores, el contenido del agua está definido por  $W = \frac{M_w}{M_s}$  donde  $M_w$  es la masa del agua y  $M_s$  es la masa del sólido. Se describirán ahora otras mediciones como es la densidad relativa que es limitada por la saturación del lecho de lodo, el grado de saturación de las camas de lodo es definida como  $S_s = \frac{V_w}{(V_w + V_g)} = 1$  o 100%. Donde  $V_g$  es el volumen de gas o el volumen de vacío, que no es ocupado por el agua. Para camas saturadas ( $V_g = 0$ ) se requiere relaciones de balance de masa solo para los sólidos y los líquidos.

Las densidades del agua  $\rho_w$  y sólido (partícula)  $\rho_s$ , son:

$$\rho_w = \frac{M_w}{V_w} \quad (2.28)$$

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \quad (2.29)$$



Donde  $V_w$  es el volumen del agua y  $V_s$  es el volumen de sólidos. Para los más húmedos la densidad de masa  $\rho$  y para secos su densidad masa  $\rho_D$ , es respectivamente :

$$\rho = \frac{M_s + M_w}{V_s + V_w} \quad \text{o} \quad \rho = \frac{M_s + M_w}{V_t} \quad (2.30)$$

Donde  $V_t$  es el volumen total y

$$\rho_D = \frac{M_s}{V_t} \quad (2.31)$$

Para lechos de sedimentos se usa el símbolo  $\rho_D$  para denotar la densidad de masa seca.

La depositación y flujos de erosión son definidos en términos del cambio de la masa del sedimento seco por unidad de área del lecho y por unidad de tiempo. Por lo tanto conociendo la porosidad del depósito es posible calcular el cambio en el espesor del lecho debido a la socavación.

Para sedimento en suspensión, representado con el símbolo  $C$  (en lugar de  $\rho_D$ ), la concentración a definir como la masa del sedimento seco en suspensión  $M_s$  dividido por el volumen de suspensión  $V_t$  la fracción de volumen de sólidos es  $\phi_v$  y la fracción de volumen del flóculo  $\phi_{vf}$ . El símbolo para fracción de volumen de sólidos es mantenido para la suspensión y el lecho, de este modo, en la suspensión  $\phi_v = C/\rho_s$ , y en el lecho  $\phi_v = \rho_D/\rho_s$ . La definición de peso específico (o gravedad específica) para el agua  $S_w$  y sólidos, respectivamente son:

$$S_w = \frac{\rho_w}{\rho_{w0}} \quad (2.32)$$

$$S = \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (2.33)$$

Donde  $\rho_{w0}$  es la densidad del agua a 4°C y  $\rho_w$  es la densidad en la temperatura en el lugar donde se encuentre el agua. Los pesos unitarios del agua y sólidos, respectivamente son:

$$\gamma_w = \rho_w g \quad ; \quad \gamma_s = \rho_s g \quad (2.34)$$

El peso unitario para agua a 4°C es  $\rho_{w0} g$ .



Dos medidas volumétricas relacionadas por la saturación de la estructura del lecho son la porosidad  $n_r$  y la relación de vacíos, definidas como:

$$n_r = 1 - \phi_v = 1 - \frac{V_s}{V_t} = \frac{V_w}{V_t} \quad (2.35)$$

$$e_v = \frac{V_w}{V_s} \quad (2.36)$$

Ambos se expresan de forma decimal o en porcentaje. La relación de vacíos expresada como decimal puede ser evaluado para resultados mayores que la unidad >100 %. Las cantidades  $n_v$  y  $e_v$  son relacionados por:

$$n_r = \frac{e_v}{1+e_v} = \frac{\rho_s - C}{\rho_s} \quad (2.37)$$

$$e_v = \frac{n_r}{1-n_r} = \frac{1-\phi_v}{\phi_v} = \frac{\rho_s - C}{C} \quad (2.38)$$

La evaluación de  $n_r$  y  $e_v$  dependerá del sedimento, de limos, arcillas y arenas, composición mineral y contenido orgánico.

La tabla 2.8 presenta la densidad típica granular para ambos lechos de lodo. Para estado de lechos densos  $\rho_{D \max}$  y para lechos sueltos  $\rho_{D \min}$ . No es aplicable para lodos cohesivos porque es no práctico el cálculo de los valores límites para  $n_r$  y  $e_v$  solo a partir de la geometría.

Tabla 2.8 Relación de vacíos, porosidad y rangos de densidad para un suelo granular ( Mehta, 2013)

Descripción	Relación de vacíos		Porosidad		Densidad seca	
	$e_{\max}$	$e_{\min}$	$n_{\max}$ (%)	$n_{\min}$ (%)	$\rho_{D \min}$ (kg m <sup>-3</sup> )	$\rho_{D \max}$ (kg m <sup>-3</sup> )
<b>Esferas uniformes</b>	0.92	0.35	47.6	26.0	-	-
<b>Arena uniforme</b>	1.0	0.40	50	29	1.328	1.888
<b>Limo uniforme (inorgánico)</b>	1.1	0.40	52	29	1.280	1.888
<b>Arena limosa</b>	0.90	0.30	47	23	1.392	2.032



#### 2.2.4 Salinidad del fluido y temperatura

El efecto de la salinidad sobre la estructura del flóculo puede ser menor una vez que la concentración de NaCl exceda aproximadamente 10 ppt. La consolidación y la erosión son mediciones influenciados por la concentración de sal.

El efecto de la salinidad afecta al diámetro y densidad del flóculo y en cierta medida a la viscosidad del fluido influyen colectivamente en velocidad de sedimentación (ecuación de la ley de Stokes). La salinidad del fluido tiene una función con respecto a la alteración de la estructura interna de los flóculos y a alta salinidad puede alterar químicamente la materia orgánica e influir en las comunidades microbianas, estas hipótesis fueron comprobadas por medio de experimentación en laboratorio.

También la salinidad está presente en los procesos de erosión, sobre la resistencia a cortante de la erosión de un lecho de lodo, que es complicado su análisis por la variedad de factores que influyen.

Al igual que la temperatura, tiene efectos sobre la sedimentación de sedimentos finos y de igual manera en la erosión, dicho efecto no se ha examinado ampliamente ya que una reproducción en laboratorio implica el requerimiento de equipos costosos y pruebas que consumen mucho tiempo, por tal razón algunas experimentaciones realizadas y sus resultados no son muy confiables ya que la variación de las condiciones de salinidad y temperatura son amplias.

## 2.3 Deformación de los suelos finos por cargas estáticas y dinámicas

### 2.3.1 Rendimiento bajo esfuerzo normal y cortante

Se considera un elemento de suelo sólido como el de la figura 2.5, el cual se podrá obtener tanto el esfuerzo normal  $\sigma_n$  y la deformación normal  $\varepsilon_n$  de dicho suelo, de manera general se pueden definir como:

$$\sigma_n = \frac{F_n}{A} ; \varepsilon_n = \frac{dz}{h_z} \quad (2.39) \text{ y } (2.40)$$

Donde  $F_n$  es la fuerza normal sobre el área  $A$ ,  $h_z$  es la altura del elemento y  $dz$  es la resultante del desplazamiento vertical.

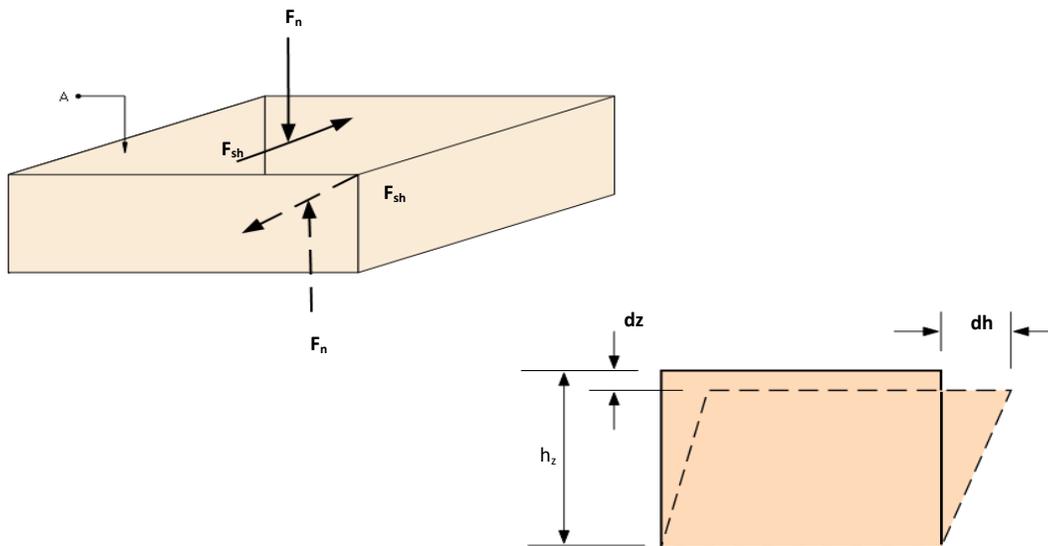


Figura 2.5 Esfuerzo normal y cortante y deformación en un elemento de suelo

De igual manera, para un elemento de suelo sólido el esfuerzo normal y el de deformación están representados respectivamente de manera general como:

$$\tau = \frac{F_{sh}}{A}; \gamma = \frac{dh}{h} \quad (2.41) \text{ y } (2.42)$$

Donde  $F_{sh}$  es la fuerza cortante y  $dh$  el desplazamiento horizontal, indicados en la figura 2.6. Se considera tanto el esfuerzo de compresión y el de deformación como positivos.

Si se considera que un elemento de suelo sea de forma cilíndrica, como un segmento de un núcleo de sedimento extraído de una cama (figura 2.6), el equilibrio de los esfuerzos normales y deformaciones en las dos direcciones radiales son iguales. Es decir  $\sigma_{nx} = \sigma_{ny}$  y  $\epsilon_{ny} = \epsilon_n$ . Los tres conjuntos  $(x,y,z)$  para los pares  $\epsilon_n$  y  $\sigma_n$  para un estado triaxial del elemento son los esfuerzos y deformaciones principales, como lo son en las direcciones de los ejes principales.

En la figura 2.6 b las componentes  $x$  y  $y$  para  $\sigma_n$  y  $\epsilon_n$  son convenientemente remplazados por sus representación radial  $\sigma_r$  y  $\epsilon_r$ , y la componente  $z$  por  $\sigma_a$  y  $\epsilon_a$ . A fin de determinar los esfuerzos principales normales y cortantes a lo largo de cualquier plano arbitrario que pase a través de la muestra cilíndrica, se utiliza la representación el círculo de Mohr. Para usar esfuerzos. En el plano  $x-z$  en representada en la figura 2.7 ambos esfuerzos normales ( $\sigma_{nx}$  y  $\sigma_{nz}$ ) y esfuerzos cortantes ( $\tau_{xz}$  y  $\tau_{zx}$ ), a ocurrir. El primer subíndice de  $\tau$  representa la dirección a lo largo del cual actúa el esfuerzo y el segundo el plano que es cortante.

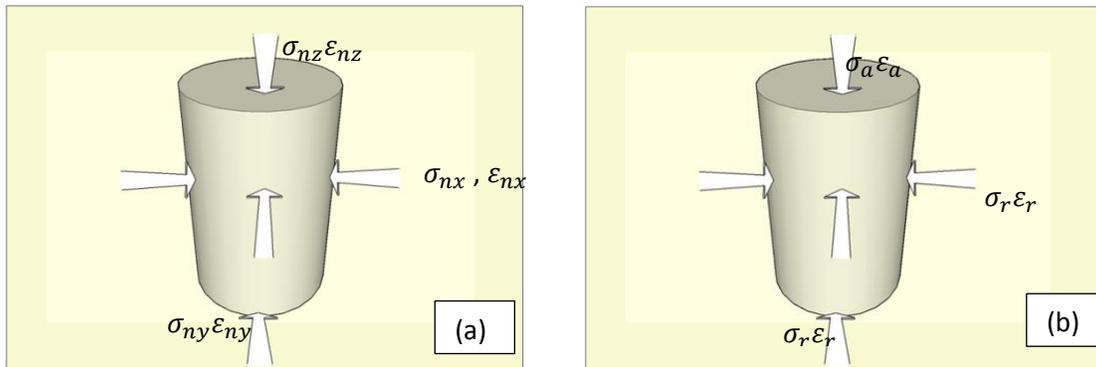


Figura 2.6 Esfuerzos normales principales en un cilindro de suelo (a) representación de coordenadas cartesianas  $(x,y,z)$  (b) representación de coordenadas equivalente axial  $(r,a)$

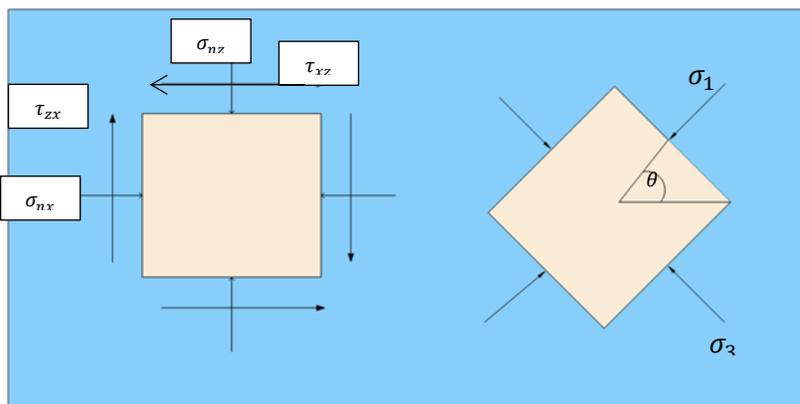


Figura 2.7 (a) Esfuerzo principal normal y cortante en el plazo x-z (b) Esfuerzo normal en un plano rotado por el ángulo  $\theta$

El círculo de Mohr, que representa los elementos de la figura 2.7 a y b se dibuja en la figura 2.8. Hay planos específicos en los cuales el esfuerzo cortante es cero debido a que la aplicación del esfuerzo es normal a esos planos. Como resultado, el esfuerzo que actúa en los planos puede ser descrito por el esfuerzo normal axial máximo  $\sigma_1$  y el esfuerzo normal axial mínimo  $\sigma_3$ . Se refiere a  $\sigma_{pm} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$  como el valor máximo para el esfuerzo normal medio (centro del círculo) y  $\sigma_{qm} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$  el valor máximo para la desviación del esfuerzo normal (radio del círculo).

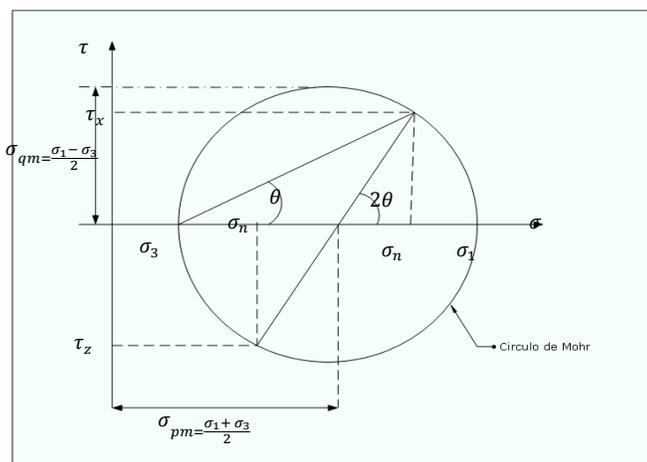


Figura 2.8 Representación del círculo de Mohr para los esfuerzos de la figura 2.7

En el rango elástico de la deformación de un elemento de suelo, cuando el esfuerzo cortante  $\tau$  aumenta, la deformación por cortante  $\gamma$  inicialmente incrementa linealmente de acuerdo con la ley de Hooke. Sin embargo, hay una condición límite en la cual la deformación comienza a ser muy grande e independiente del esfuerzo. Esta condición es el límite plástico que causa que el material falle o licue. El esfuerzo cortante en ese instante es el límite elástico- plástico  $\tau_v$ . La curva de deformación para la falla de un material elástico se muestra en la figura 2.9.

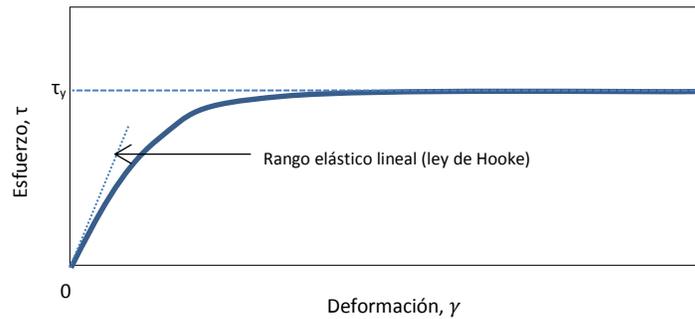


Figura 2.9 Esfuerzo vs deformación y relación del límite plástico en un material elástico

Los materiales pueden fallar bajo diferentes condiciones de carga normal y cortante, y en cada caso de falla es asociada con el radio del círculo que limita el círculo de Mohr es decir el máximo esfuerzo cortante. Un caso pertinente es la erosión en masa de una cama de lodo inducida por el flujo. Formalmente la condición de umbral de falla es especificada por  $\tau_y$  y  $\sigma_{nf}$  en la figura 2.10.

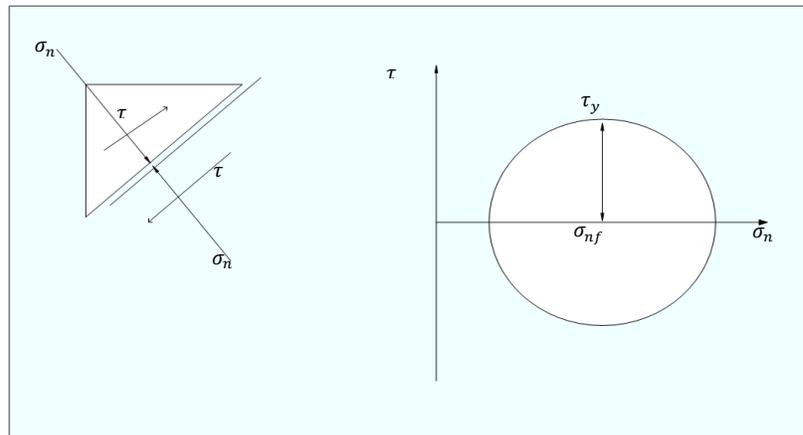


Figura 2.10 Falla del lecho de sedimento por cortante

En lechos de grano fino saturadas, el agua puede moverse a un ritmo diferente que las partículas sólidas y como el resultado de la carga, el esfuerzo es considerado en términos de “corto plazo” y

“largo plazo”. Inicialmente, se genera el exceso de presión de poro del agua generalmente en la fase de fluido (agua) y el volumen del lecho se mantiene sin cambios, debido a la baja permeabilidad del lecho evita el drenaje rápido del agua (Mehta, 2013).

Durante un largo plazo, una vez que el agua drena y la presión de poro disipa la resistencia al cortante (límite)  $\tau_y$ , que es mayor a cero cuando el esfuerzo normal  $\sigma_n$  es cero, incrementa al aumentar  $\sigma_n$ , el  $\tau_y$  es la envolvente que es casi lineal (figura 2.11) y se aproxima por la ecuación de Mohr-Coulomb.

$$\tau_y = c_h + \sigma_n \tan \varphi_{fr} \quad (2.43)$$

Donde  $c_h$  es llamado cohesión y  $\varphi_{fr}$  es el ángulo interno de fricción.

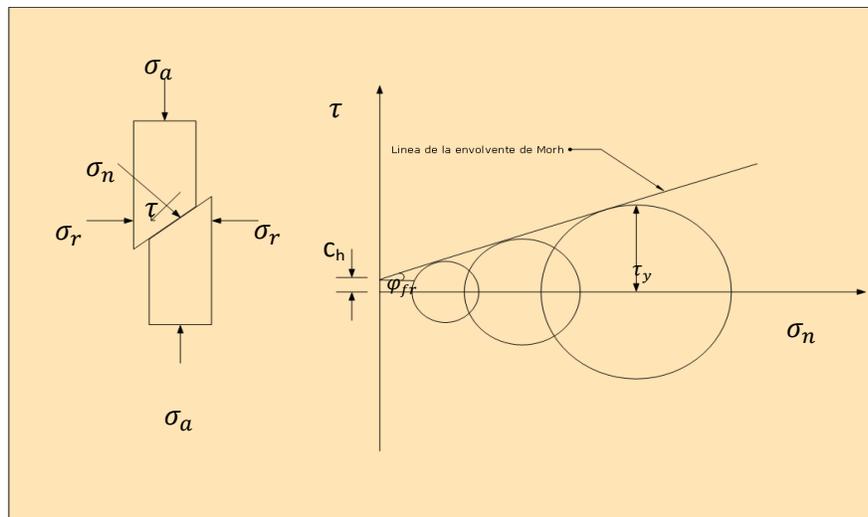


Figura 2.11 Criterio Mohr-Coulomb para la falla de una prueba de una cama drenada, notando que  $\tau_y$  pasa a través del punto de intersección entre el círculo y la envolvente



### 2.3.2 Número de Deborah

El comportamiento dinámico para un lodo está dado por su composición y contenido de agua, puede variar para un sólido blando o incluso en fluidos viscosos. Este comportamiento es caracterizado cualitativamente por el número de Deborah que describe de la capacidad de fluidez de un material, está definido como:

$$D_e = \frac{\tau_e}{T_e} \quad (2.44)$$

Donde  $\tau_e$  es el tiempo de relajación característico del material y  $T_e$  es el tiempo de observación del proceso de deformación, una cantidad extrínseca, el número de Deborah es una cantidad adimensional.

Para líquidos Newtonianos  $\tau_e = 0$ , y por lo tanto  $D_e = 0$ , el  $\tau_e$  para un sólido elástico puro (sólido de Hooke) es virtualmente infinito (el sólido no se relaja o deforma bajo la gravedad). Para agua líquida  $\tau_e = 10^{-12}$  s. Se puede concluir que para materiales que presente  $D_e$  bajos ( $<1$ ) corresponderán a un comportamiento viscoso y para  $D_e$  altos ( $>1$ ) a comportamiento de sólido elástico (Reología: conceptos básicos).

El  $\tau_e$  en el medio marino puede variar entre  $10^{-3}$  s para turbulencia,  $10^1$  para ondas de agua y  $10^4$  para marea. El tiempo-escala  $\tau_e$  también varía dependiendo en la consistencia del lodo.

### 2.3.3 Módulos de cortante para elasticidad y viscosidad

Si un esfuerzo normal uniaxial (compresión)  $\sigma_{nz}$  es aplicado a un cilindro elástico (figura 2.7 a). Habrá, en la vertical, compresión y en la lateral; expansión, de tal forma que la deformación por compresión estará definida como:

$$\varepsilon_{nz} = \frac{\sigma_{nz}}{E_n} \quad (2.45)$$

Donde  $E_n$  es el módulo de Young, que es una medida de la rigidez del material y

$$\varepsilon_{nx} = \varepsilon_{ny} = -\mu_p \varepsilon_{nz} \quad (2.46)$$



Donde  $\mu_p$  es la relación de Poisson. Para un material perfectamente incompresible  $\mu_p$  es 0.5, típicamente en ingeniería de materiales se puede evaluar entre 0 y 0.5. Para el esfuerzo cortante  $\tau_{zx}$  es aplicado a un cubo, la deformación producida, estará dada por la ley de Hooke.

$$\gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G} \quad (2.47)$$

Donde G es módulo elástico. Para materiales con propiedades isotrópicas.

$$G = \frac{E_n}{2(1 + \mu_p)} \quad (2.48)$$

Para el esfuerzo y deformación en una dirección específica, puede ser representada como:

$$\tau = G\gamma \quad (2.49)$$

La relación correspondiente para un fluido (líquido) es:

$$\tau = \eta\dot{\gamma} \quad (2.50)$$

Donde  $\eta$  es la viscosidad dinámica y  $\dot{\gamma}$  es la tasa de tiempo para el cambio de deformación  $\gamma$ . Para un fluido Newtoniano  $\eta$  es independiente de  $\dot{\gamma}$ .



### 2.3.4 Comportamiento viscoplástico

El comportamiento del fluido en camas de suelo blando y lodo fluido es viscoplástico. Un modelo viscoplástico simple es la ecuación de Herschel-Bulkley:

$$\tau = \tau_y + K_h \gamma^n \quad (2.51)$$

Donde  $\tau_y$  es la tensión de fluencia plástica o de resistencia al cortante y los coeficientes  $K_h$  y  $\gamma^n$  son constantes para un sedimento y  $n$  es diferente de 1. Pruebas reométricas sobre lodos han demostrado que  $n$  varía típicamente entre 0.33 y 0.90. En otras palabras,  $\tau$  varía de forma no lineal con  $\gamma$ . Tanto  $n$  y  $K_h$  son sensibles a la temperatura del fluido, el pH, la concentración electrolítica, concentración de sólidos y el tipo de arcilla.

Otro modelo para representar el fenómeno viscoplástico es la ecuación de Casson:

$$\sqrt{\tau} = \sqrt{\tau_y} + \sqrt{\eta_\infty \gamma} \quad (2.52)$$

Donde  $\eta_\infty$  es la viscosidad a velocidad a cortante teóricamente infinito. Esta ecuación, originalmente desarrollada para tintas, que posteriormente fue aplicada para lodos fluidos, y en algunos casos se muestra representada misma ecuación con otras variables para modelos de lodos gruesos gránulo-viscosos puede ser más adecuada la siguiente representación que fue realizada por Dade y Nowell.

$$\tau = \tau_y + (K_h \gamma^{n-1}) \gamma = \tau_y + \eta \gamma \quad (2.53)$$

Donde

$$\eta = K_h \gamma^{n-1} \quad (2.54)$$

Denota la viscosidad no newtoniana. Cuando  $n = 1$ , la ecuación anterior se describe por el modelo viscoplástico de Bingham caracterizado por la viscosidad  $\eta$

$$\tau = \tau_B + \eta \gamma \quad (2.55)$$

En el cual  $\tau_B$  es el límite elástico de Bingham. Cuando  $\tau$  es igual o inferior a  $\tau_B$  el material es un sólido elástico, y cuando  $\tau$  es mayor que  $\tau_B$  el material es un fluido newtoniano.





# III. FUNDAMENTOS DE LA DINÁMICA DE LOS SUELOS FINOS



### 3.1 Comportamiento visco-elástico

La visco-elasticidad es el estudio de las relaciones esfuerzo-deformación-tiempo que existen en el comportamiento mecánico de los materiales. Conocer tales relaciones es importante en el diseño de obras construidas con materiales cuyas propiedades cambian con el tiempo y en las cuales la variación de la magnitud de las cargas influye en forma significativa. Este comportamiento difiere notablemente del que exhiben materiales que se pueden modelar aceptablemente mediante los cuerpos idealmente elásticos o idealmente viscosos, ya que son materiales que se comportan como distintas combinaciones de ambos. El campo donde se usa el comportamiento visco-elástico de los materiales es el que comprende fenómenos en que se tiene que tomar en cuenta la disipación de energía. En éstos la disipación de energía se considera proporcional a la velocidad de deformación del material. (Deméneghi, 2003)

Los modelos que mejor representan el comportamiento visco-elástico son el de Kelvin-Voigt, de Maxwell o de Burgers (figura 3.1). La visco-elasticidad del modelo de Kelvin-Voigt (KV), consiste en un resorte (modelo de Hooke) y un amortiguador (modelo de Newton) colocados en paralelo (figura 3.1) ambos elementos tienen la misma deformación y el esfuerzo total es igual a la suma de los esfuerzos en cada elemento. La ecuación constitutiva para dicho comportamiento es:

$$\sigma = E\varepsilon + \eta\dot{\varepsilon} \quad (3.1)$$

Donde:  $\sigma$  es el esfuerzo,  $E$  es el módulo de elasticidad del material,  $\varepsilon$  la deformación,  $\dot{\varepsilon}$  es la derivada de la deformación con respecto al tiempo ( $d\varepsilon/dt$ ) y  $\eta$  es el coeficiente de viscosidad del material. Si se fuera a estirar un elemento de KV, ambos en reposo, el resorte impediría un futuro estiramiento aun después que sea cargado totalmente. Por lo tanto este modelo representa a un sólido resistente a una tensión aplicada por un esfuerzo.

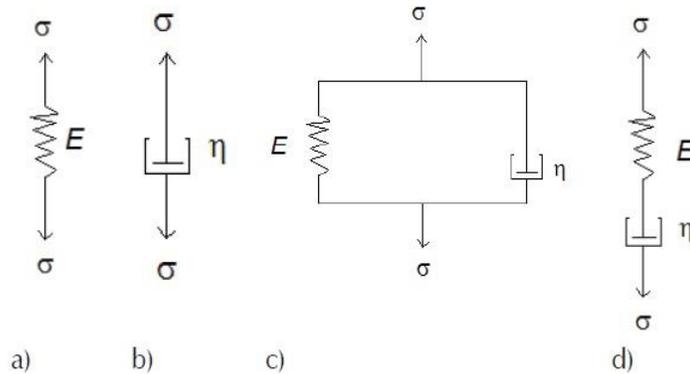


Figura 3.1 Arreglos mecánicos simples, a) resorte de Hook ( elemento elástico), b) amortiguador de Newton (elemento viscoso) , c) resorte y amortiguador en paralelo, Kelvin y d) resorte y amortiguador en serie, Maxwell.

El modelo de Maxwell consiste en un resorte y un amortiguador colocados en serie (figura 3.1). Ambos elementos experimentan el mismo esfuerzo, y la velocidad total de deformación es la suma de la velocidad de la deformación de los dos elementos. La ecuación constitutiva para dicho modelo es:

$$\frac{\sigma}{E} + \frac{\sigma}{\eta}t \quad (3.2)$$

Ya que este elemento puede ser estirado indefinidamente este modelo representa a un fluido. La licuefacción del lodo por el oleaje puede ser tratado como un proceso en cual un elemento KV representa los cambios a un lecho sólido, un elemento Maxwell representa al lodo licuado.

Otros dos modelos, Jeffreys y Burgers, son extensiones de KV y Maxwell, respectivamente, obtenido por adición de un amortiguador o un resorte extra en serie o en paralelo. El modelo de Burgers es más complejo y requiere extensión de modelos reológicos que no se pueden producir los objetivos esperados, sobre todo si la respuesta del material no cumple con un ascenso lineal.

### 3.2 Naturaleza del suelo fluido

Para lodos muy blandos es común usar una descripción subjetiva, comparándolo con la consistencia que tiene una sopa espesa; pero este lodo no puede ser modelado con esta consistencia, excepto cuando se gelifica y se desarrolla una consistencia como la de un yogurt. El lodo fluidizado tiene una viscosidad mayor que el agua, así como cierta elasticidad debido a la estrecha separación entre las partículas. Tales materiales pueden ser llamados fluido de Maxwell porque se ajustan a dicha descripción reológica para fluidos con alta viscosidad, pero a menudo bajos módulos elásticos.

A continuación se describirá el proceso por el cual el lodo fluidizado es formado por acción del oleaje, de manera esquemática se muestra en la figura 3.2

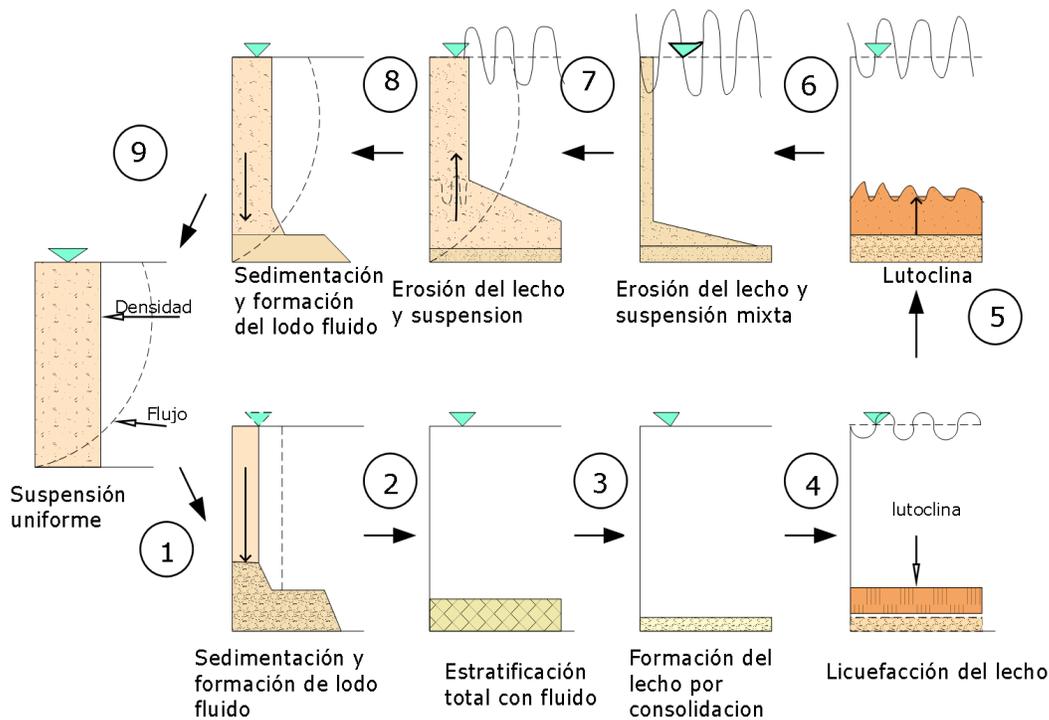


Figura 3.2 Descripción esquemática de respuesta secuencial de sedimento fino a corrientes y oleaje



*Procesos de formación y reformación del lodo fluido por oleaje:*

- (1) A partir de una suspensión bien mezclada a una alta velocidad de corriente, el lodo fluido es formado en una suspensión menos densa cuando la velocidad de corriente disminuye lo suficientemente para provocar la sedimentación y así una estratificación parcial de la columna de agua.
- (2) El flujo se detiene, el agua se clarifica y se deshidrata el lodo fluido durante la obstaculización de la sedimentación.
- (3) Debido a la continua deshidratación se forma una cama consolidada, a menudo es cuestión de horas. Si el depósito es grueso y la deshidratación es lenta, el estado fluido para el lodo puede persistir por largos periodos, especialmente si el flujo suministra la energía suficiente.
- (4) Olas de suficiente intensidad y duración licúan la capa superior del lecho, sin disminuir significativamente la densidad debido a la condición no drenada del lecho de baja permeabilidad. La interfaz de la parte superior del lodo licuado es ahora denominado lutoclina.
- (5) Bajo la continua acción del oleaje y suministro de la energía cinética en turbulencia, se da el aumento de la lutoclina; la mezcla y el arrastre hacia abajo del agua ocurre en la interfaz y la densidad de la capa licuada disminuye.
- (6) Aumenta la acción del oleaje lo suficientemente como para erosionar el lecho con el arrastre de sedimentos del fondo en la columna de agua inferior y se incrementa la densidad de la suspensión. Al mismo tiempo, debido a la mezcla de las dos capas y el sedimento de arrastre en las oscilaciones (inestables), la columna del agua se vuelve turbia.
- (7) Incrementa la velocidad de la corriente, provocando una mayor erosión y mezclado.
- (8) El movimiento de las olas cesa y el espesor la capa inferior del fondo aumenta, debido a la sedimentación.
- (9) La corriente aumenta más y una suspensión uniforme surge.



## 3.3 Suelo fluido por licuefacción

### 3.3.1 Falla del lecho por oleaje: condiciones drenado y no drenado

La falla de un lecho por licuefacción debido a oleaje ocurre principalmente por dos mecanismos, estos son: (1) acumulación de presión la de poro y (2) por la presión del agua sobre el lecho durante el paso del oleaje. El primer mecanismo es llamado licuefacción residual y el segundo licuefacción momentánea. En cualquier caso el modelo para evaluar el criterio por licuefacción depende de la relación de dos escalas de tiempo. La primera es el periodo de la ola, definir la serie de tiempo para la carga de oleaje y por lo tanto la acumulación de presión de poro. La otra es el tiempo para el flujo de poro del agua, el cual disipa la presión de poro. La relación para estas escalas determinan si la deformación-ablandamiento del lecho y la falla pueden ocurrir bajo condiciones no drenadas, representadas por un bajo valor de la relación, o la deformación-endurecimiento bajo condición drenadas, por un alto valor de la relación. Para una respuesta no drenada se puede considerar que el lecho puede ser visco-elástico continuo. Sin embargo, cuando es drenada, significa la pérdida de energía en el sólido y las fases del fluido son consideradas separadamente, como un poroelástico medio.

Una vez que el lecho en reposo se ve perturbado por el oleaje, la profundidad a la cual comienza la licuefacción depende de la cohesión, la estructura del flóculo, el espesor del lecho y el grado de consolidación. Cuando el lecho es delgado y no consolidado o consolidado parcialmente, el desplazamiento del lodo puede ser alto cerca del fondo duro, debido al gradiente de presión dinámica, en este caso la licuefacción puede ser inicialmente cerca del fondo. En un lecho grueso y totalmente consolidado, el oleaje induce un desplazamiento que será grande en la parte superior y más pequeño o nada en el fondo; la licuefacción iniciada en la parte superior procederá descendentemente hasta la dureza del lecho y la falta del efecto del oleaje puede prevenir un mayor avance. Al igual que si la densidad es baja en la parte superior e incrementa con la profundidad, haría más fácil para la licuefacción empezar en dicha parte.

### 3.3.2 Esfuerzos en el lodo fluidizado

Si se considera una columna de agua y una cama de suelo, con lodo fluidizado entre estas dos como la presentada en la figura 3.3. El esfuerzo normal total y la presión hidrostática  $\sigma_v$  aumentarán linealmente con la profundidad, debido a que el poro (que contiene el agua) forma una red continua, el cual permite la transmisión de presión mediante la fase del agua. La presión hidrostática  $\sigma_v$  es la suma del esfuerzo normal efectivo  $\sigma'_v$  y la presión de poro  $p_w$ . y la presión de poro está determinada por dos componentes; la presión de poro hidrostática  $p_{ws}$  y el exceso de presión de poro  $p_{we}$ .

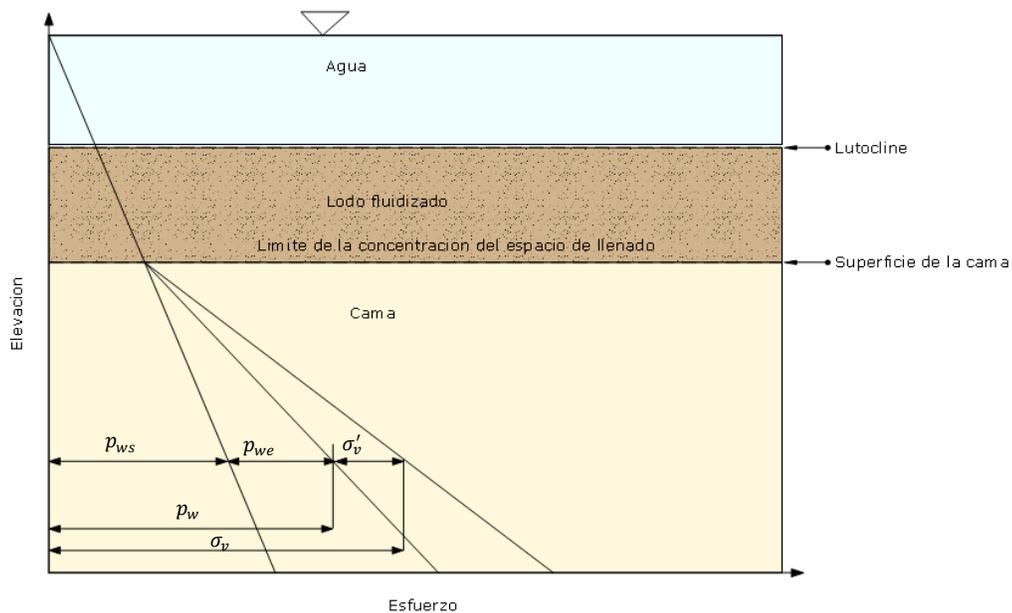


Figura 3.3 Perfiles de esfuerzos instantáneos en una sistema de capas agua-lodo

Si se considera una cama en reposo, el incremento de la presión de poro en una profundidad dada con respecto al tiempo como se muestra esquemáticamente en la figura 3.4.

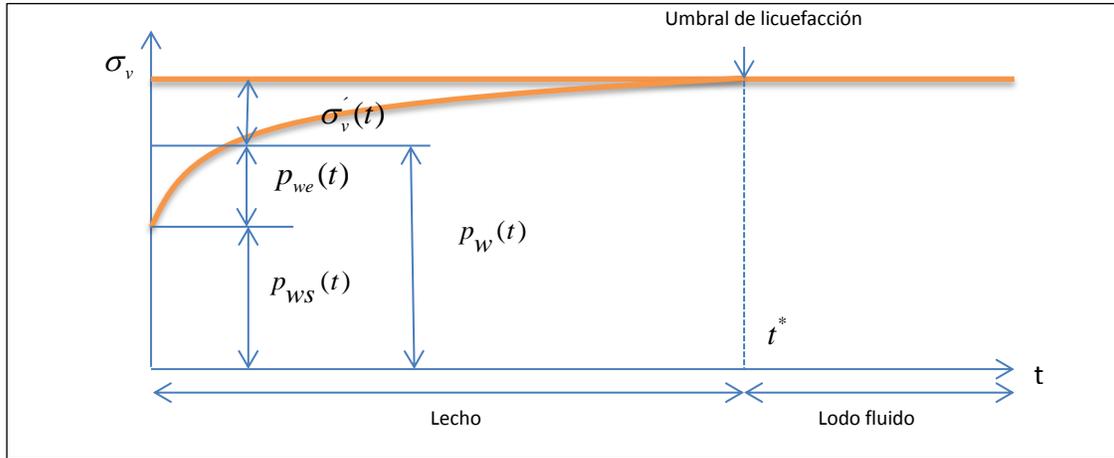


Figura 3.4 condición de licuefacción para lechos cohesivos sujetos a oleaje

La licuefacción ocurrirá en el tiempo  $t^*$  igual que el número  $N_L$  multiplicado por el periodo de la ola  $T$ , que es definida por la condición:

$$\sigma'_v(t^*) = \sigma_v(t^*) - p_w(t^*) = \sigma_v(t^*) - [p_{ws}(t^*) + p_{we}(t^*)] = 0 \quad (3.3)$$

Datos experimentales sobre la licuefacción de lechos no cohesivos han sugerido la siguiente expresión empírica para  $N_L$

$$N_L = (\alpha_L \frac{\tau^0}{\sigma'_v})^{\beta_L} \quad (3.4)$$

Donde  $\tau^0$  es la amplitud para el esfuerzo oscilatorio, y  $\alpha_L$  y  $\beta_L$  son coeficientes específicos del sedimento dependientes de la densidad relativa para el suelo  $D_r$  (definida por la relación de vacíos). Por ejemplo, para un  $D_r = 0.54$  los coeficientes son  $\alpha_L = 4$  y  $\beta_L = -6$ . El valor negativo de  $\beta_L$  es consistente con la observación para  $N_L$  incrementa con el esfuerzo normal efectivo inicial  $\sigma'_v$ .

### 3.3.3 Espesor dinámico para lodo fluidizado

Para estimar el equilibrio del espesor dinámico del lodo fluidizado por licuefacción, se hace referencia de la figura 3.5, donde se divide al lecho de lodo en dos capas. La primera, el lodo está en un estado de oscilación por la acción del oleaje, y su espesor depende de la profundidad hasta la cual las olas causen la falla del lecho. La segunda, el lodo no sufre incidencia por el oleaje (se encuentra en reposo) y presenta un estado similar a flujos elástico-viscoso. Y se considera a la profundidad del agua  $h$  como poco profunda con respecto a la longitud de onda.

Cuando ocurre el oleaje y la tasa de deformación alcanza el valor  $\dot{\gamma}_{hq}$ , el fondo cambia a un lodo fluido visco-elástico, debido a la reducción de la componente elástica y la viscosidad compleja  $\eta''$  (respuesta ante esfuerzos de cortante oscilatorio).

Por lo tanto, el equilibrio del espesor  $z_f$  (figura 3.6), se define en el plano por la inducción de la tasa al cortante  $\dot{\gamma}(z')$ , donde  $z' = z + h$ , es igual a  $\dot{\gamma}_{hq}$ . Donde  $\dot{\gamma}_{hq}$  es un coeficiente empírico, y es necesario para obtener una expresión para  $\dot{\gamma}(z')$  en términos de mediciones cuantificables.

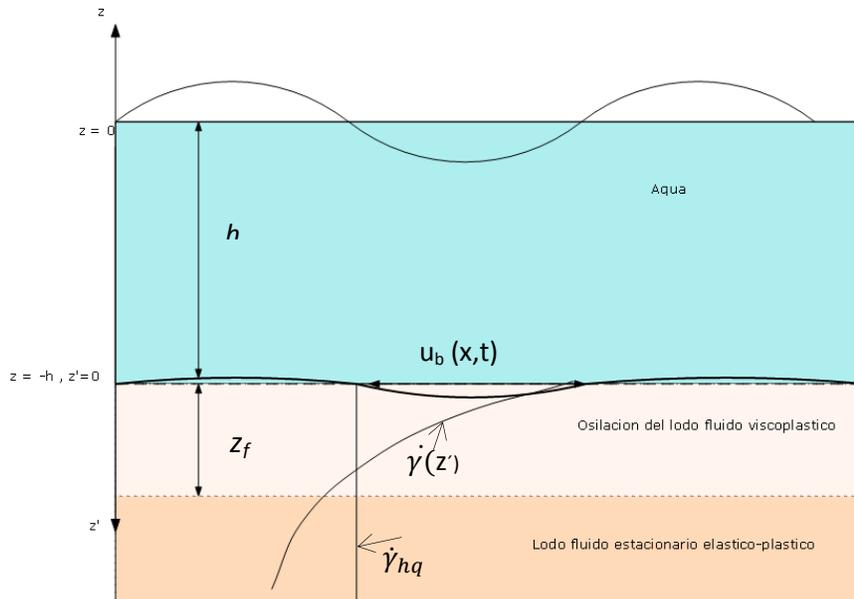


Figura 3.5 Definición esquemática para la estimación de la dinámica del lodo fluido por espesor de capas



El movimiento del lodo es producido por la velocidad horizontal  $u_b(x,t)$  a una profundidad del agua ( $z = -h$ ) haciendo la suposición que el flujo es no viscoso. Dentro del lodo, la pérdida de energía viscosa es alta y la velocidad de rotación  $u_r$  es el principal contribuyente al movimiento. Esta velocidad es deducida por la simplificación del balance de momento.

$$\frac{\partial u_r}{\partial t} = \frac{|\eta''|}{\rho} \frac{\partial^2 u_r}{\partial z^2} \quad (3.5)$$

Para obtener  $u_r$ , la ecuación 3.5, es integrada a lo largo con la especificación para  $u_r$ , que debe coincidir con  $u_b(x,t)$  en la superficie del lodo ( $z = -h$ ).

El resultado es la siguiente expresión:

$$u_r(x, z', t) = \frac{a\sigma}{\text{senh } kh} e^{-\sqrt{\frac{\sigma\rho}{2|\eta''|}} z'} \cos\left(kx - \sigma t + \sqrt{\frac{\sigma\rho}{2|\eta''|}} z'\right) \quad (3.6)$$

Por lo tanto

$$\dot{\gamma}(x, z', t) = \frac{\partial u_r}{\partial z'} = \frac{a\sigma}{\text{senh } kh} \sqrt{\frac{\sigma\rho}{|\eta''|}} e^{-\sqrt{\frac{\sigma\rho}{2|\eta''|}} z'} \left[ \text{sen}\left(kx - \sigma t + \sqrt{\frac{\sigma\rho}{2|\eta''|}} z' + \frac{\pi}{4}\right) \right] \quad (3.7)$$

En  $z' = z_f$  la amplitud para esta función armónica es equivalente  $\dot{\gamma}_{hq}$

$$\frac{a\sigma}{\text{senh } kh} \sqrt{\frac{\sigma\rho}{|\eta''|}} e^{-\sqrt{\frac{\sigma\rho}{2|\eta''|}} z'} = \dot{\gamma}_{hq} \quad (3.8)$$

La viscosidad compleja  $|\eta''|$  es evaluada con la siguiente expresión donde  $\dot{\gamma} = \dot{\gamma}_{hq}$

$$|\eta''| = \frac{\eta'_{\infty} + \eta'_{lev}}{1 + \text{sen } \delta_{lev}} \quad (3.9)$$

Suponer



$$A = \frac{a\sigma}{\text{sen}kh} \sqrt{\frac{\sigma\rho}{|\eta''|}}; B = \sqrt{\frac{\sigma\rho}{2|\eta''|}} \quad (3.10) \text{ y } (3.11)$$

Resolviendo para  $z_{fe}$  para la ecuación 3.8 resulta:

$$z_{fe} = \frac{1}{B} \ln\left(\frac{A}{\gamma_{liq}}\right) \quad (3.12)$$

## 3.4 Efecto y comportamiento del sedimento suspendido en altas concentraciones

### 3.4.2 Tasa para la formación del lodo fluido

El lodo fluido se forma cuando la tasa de acumulación del sedimento y deposición, supera la tasa a la cual los depósitos se deshidratan para formar un lecho. La tasa de formación del lodo fluido puede estar relacionada con el número de sedimentación.

$$S_w = \frac{w_s}{h\sigma} \quad (3.13)$$

Donde  $w_s$  es la velocidad de sedimentación,  $h$  es la profundidad del agua y  $\sigma$  es la frecuencia angular del oleaje. Un valor alto de  $S_w$  significa una rápida formación del lodo fluido, otra expresión es la siguiente:

$$S_w = \frac{g' d_p^2}{h\nu\sigma} \quad (3.14)$$

Donde  $\nu = \frac{\eta}{\rho}$  es la viscosidad cinemática del agua. La ecuación anterior se puede reducir a

$$S_w = \frac{g'}{2\pi\nu\sqrt{g}} \frac{1}{h/L} \frac{d_p^2}{\sqrt{h}} \quad (3.15)$$

Donde  $L$  es la longitud de oleaje en agua poco profundas. Introduciendo el umbral de la condición límite de aguas poco profundas  $h/L = 1/20$

$$S_w = \frac{10g'}{\pi\nu\sqrt{g}} \frac{d_p^2}{\sqrt{h}} \quad (3.16)$$

El cual  $S_w$  es proporcional a  $\frac{d_p^2}{\sqrt{h}}$

### 3.4.3 Efecto de la suspensión de la longitud de mezclado

En cuanto al papel de sedimentos en suspensión en la supresión de la turbulencia, se revisara el efecto de incrementar la concentración en la longitud de la mezcla turbulenta con respecto a los efectos de la sedimentación, la interacción entre las partículas y la cohesión.

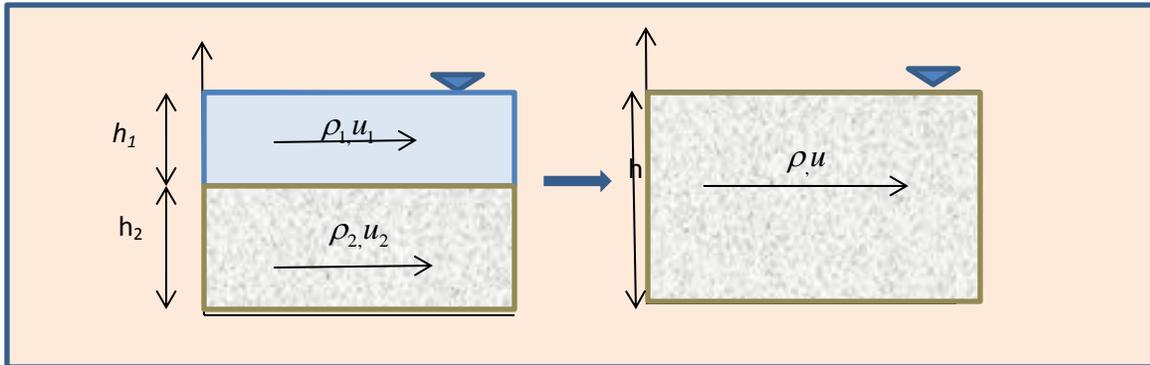


Figura 3.6 Condición de columna de agua totalmente estratificada y completamente mezclada

Si se referencia las condiciones no mezcladas, donde existe una división entre el lodo y la columna del agua, y por lo tanto la densidad del lodo es mayor a la del agua ( $\rho_2 > \rho_1$ ) con velocidades diferentes ( $u_1, u_2$ ). Y mixtos, donde la mezcla de lodo y agua forman un solo estrato, con una sola densidad y velocidad; como los presentados en la figura 3.6. La suma de la energía cinética ( $\frac{1}{8} \rho (u_1 - u_2)^2 h$ ), potencial ( $\frac{1}{8} \rho (\rho_2 - \rho_1) g h^2$ ) y de disipación de energía, por unidad de volumen del líquido homogéneo, para el flujo turbulento debe ser igual a la suma de los mismos componentes de la energía en el flujo estratificado por sedimentos, pero en términos de las propiedades de turbulencia media, dicha igualdad se expresa como:

$$\tau_{turbo} \frac{\partial u}{\partial z} = \tau_{turbm} \frac{\partial u}{\partial z} + gF_b + gF_s + \tau_j \frac{\partial u}{\partial z} + \tau_f \frac{\partial u}{\partial z} \quad (3.17)$$

El cual  $\tau_{turbo}$  es el esfuerzo de Reynolds en flujo homogéneo,  $\tau_{turbm}$  es el esfuerzo de Reynolds en flujo no homogéneo,  $F_b$  es el flujo de flotabilidad,  $F_s$  es la velocidad del flujo,  $\tau_j$  es el esfuerzo cortante asociada con la interacción interpartícula y  $\tau_f$  es el esfuerzo cortante asociada con la cohesión.



En flujo homogéneo (mixto)  $\tau_{turbo}$  es expresada en términos del momento de la altura de la longitud de mezclado  $l_{to}$  de acuerdo a

$$\tau_{turbo} = -\rho_w l_{to} \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 \quad (3.18)$$

La tasa de la energía cinética turbulenta, producida por unidad de volumen en fluidos es:

$$\tau_{turbo} \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right) = -\rho_w l_{ta}^2 \left( \frac{\partial u_f}{\partial z} \right)^3 \quad (3.19)$$

Por lo tanto

$$l_{to}^2 \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)^3 = \frac{u^3}{kz_p} = T_{ke} \quad (3.20)$$

Donde  $u_f$  es la velocidad friccionante,  $k$  es la constante de Karman,  $z_p$  está representada por la altura de la capa limite y  $T_{ke}$  es la tasa de energía cinética por unidad de masa del fluido

De manera análogo a la ecuación 3.19, para flujos estratificados se obtiene que la siguiente expresión

$$\tau_{turbom} \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right) = -\rho l_{tm}^2 \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)^3 \quad (3.20)$$

Donde  $\rho$  es la densidad de la suspensión y ya no la del agua como en flujos homogéneos.

La tasa de trabajo contra la flotabilidad en el flujo estratificado es

$$gF_b = gl_s l_{tm} \frac{\partial \rho}{\partial z} \left| \frac{\partial u}{\partial z} \right| = gSc l_{tm}^2 \frac{\partial \rho}{\partial z} \left| \frac{\partial u}{\partial z} \right| \quad (3.21)$$

Donde  $l_s$  es la masa del sedimento de longitud mixta y  $Sc = l_s/l_{tm}$  es el número de turbulencia de Schmidt.

La tasa de trabajo contra la gravedad es



$$gF_s = g \left(1 - \frac{\rho}{\rho_s}\right) w_s C \quad (3.22)$$

Donde  $\rho_s$  es la densidad de la partícula,  $w_s$  es la velocidad de sedimentación y  $C$  es la concentración.

La tasa de trabajo contra la interacción interpartícula es tomado como:

$$\tau_j \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right) = \left[\gamma_k \eta \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)\right] \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right) = \gamma_k \eta \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^2 \quad (3.23)$$

Donde  $\eta$  es la viscosidad dinámica del fluido, el término  $\gamma_k$  representa el efecto de la composición de la concentración y del sedimento en  $\tau_j$  dado las dimensiones de concentración  $\bar{C}_m = C_{mf}/C$ , donde  $C_{mf}$  es característico del valor máximo de la concentración correspondiente del contacto entre flóculo y flóculo,  $\gamma_k$  es seleccionado como

$$\gamma_k = \alpha_k \frac{(2\bar{C}_m^{1/3} - 1)\bar{C}_m^{1/3}}{(\bar{C}_m^{1/3} - 1)^2} \quad (3.24)$$

Y el cual el coeficiente  $\alpha_k$  depende de la composición del sedimento.

La tasa de la longitud de mixta  $l_{mm}/l_{ta} = \Phi_{mm} (\leq 1)$  que es una medición del amortiguamiento a remolinos turbulento. Sustituyendo la ecuación 3.20 y 3.24 en la ecuación 3.17 se puede obtener solución a  $\Phi_{mm}$  como:

$$\Phi_{mm} = \frac{l_{mm}}{l_{ta}} = \sqrt{\frac{1 - (\lambda_p + \lambda_k + \lambda_f)}{s + Ri_g}} \quad (3.25)$$

Donde  $s = \frac{\rho}{\rho_w}$ , es la gravedad específica de la suspensión, los otros parámetros  $\lambda_p, \lambda_k$  y  $\lambda_f$  son respectivamente la tasa de la energía potencia y cinética asociada con la sedimentación por unidad de masa del fluido y  $Ri_g$  es el gradiente de Richardson.



### 3.5 Umbral de movimiento

Una componente clave en el desarrollo de la teoría de transporte de sedimentos ha sido el concepto de umbral del esfuerzo cortante o velocidad crítica para el inicio de movimiento. Este engloba la idea de que el movimiento de sedimentos se inicia cuando la velocidad orbital o el esfuerzo cortante en el fondo alcanzan cierto valor crítico. El valor de este esfuerzo depende de muchos otros factores, como son las propiedades del flujo y las características del grano y el fondo.

La determinación del esfuerzo cortante con el cual se inicia el movimiento de material en el fondo es importante, pues a partir de este valor se puede estimar el transporte de sedimentos. Varios estudios se ha abocado a la derivación de relaciones entre el fluido y el sedimento para determinarlas condiciones de umbral en el inicio del movimiento de material.

Es posible presentar una expresión para calcular el esfuerzo córtate crítico. A fin de comparar resultados provenientes de diferentes condiciones experimentales de flujo (oscilatorio o uniforme), se utiliza el parámetro adimensional de Shields:

$$\theta = \frac{\tau_0}{gD(\rho_s - \rho)} \quad (3.26)$$

$\theta$  Es el parámetro de Shields el cual es un valor de esfuerzo cortante en el fondo adimensional ( $\tau_0$ ), expresado en términos de la aceleración de la gravedad ( $g$ ), la densidad del agua ( $\rho$ ), la densidad del sedimento ( $\rho_s$ ) y el diámetro del sedimento ( $D$ ).

Por medio de esta expresión, Soulsby compiló datos de estudios bajo condiciones de flujo uniforme y oscilatorio, utilizando además el tamaño de grano adimensional:

$$D_* = \left[ \frac{g(s-1)}{v^2} \right]^{1/3} d_{50} \quad (3.27)$$

A partir de esta compilación, propuso un ajuste a los datos que se expone en la figura 3.7

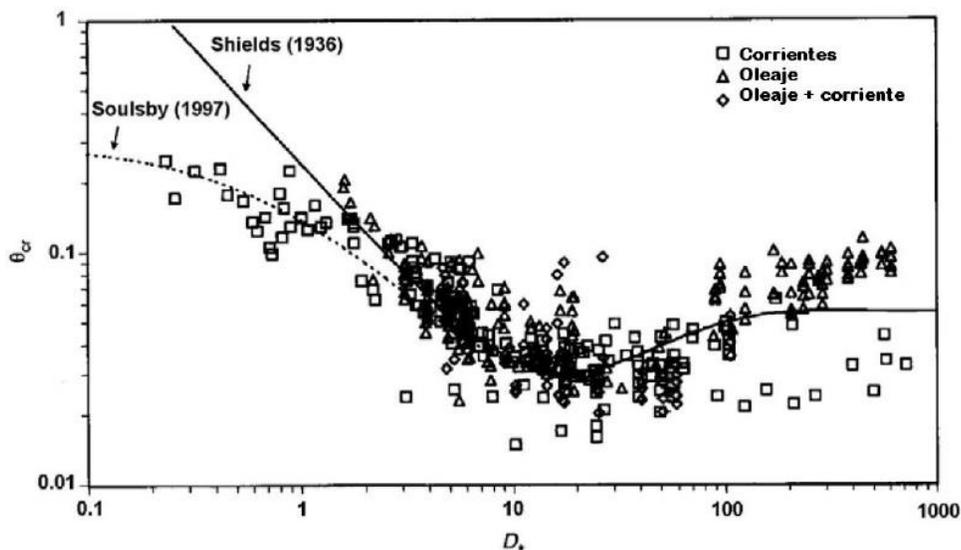


Figura 3.7 Umbral para el inicio de movimiento bajo la acción del oleaje y corrientes (modificado de Soulsby, (1997)) (tomada de Pedrozo, 2011)

La expresión propuesta para el cálculo del parámetro de Shields (esfuerzo cortante crítico) requerido para iniciar el movimiento de sedimento es:

$$\theta_{cr} = \frac{0.30}{1+1.2D_*} + 0.055[1 - \exp(-0.020D_*)] \quad (3.28)$$

En la figura 3.7, se observa que para valores de grano menores de 10, se requiere mayor esfuerzo cortante para iniciar el movimiento. Esto se debe a una combinación de factores, los granos en el intervalo de tamaño de los limos y las arcillas pueden estar compactados. Más aun, este tipo de granos son cohesivos y por tanto experimentan atracción electrostática entre ellos. Ambos factores se incrementan conforme los granos son más finos, haciendo más difícil su incorporación al flujo (Pedrozo, 2011).

### 3.6 Transporte de fondo

De manera general el transporte de sedimentos tiene una función primordial en muchos aspectos de la ingeniería costera, estuarina y de costa afuera, ya que el movimiento de arena o sedimentos finos (lodos) tiene influencia directa en por ejemplo: la construcción de puertos económicamente viables y en la defensa contra inundaciones costeras (los bancos de arena en profundidades relativas es crucial para la disipación de la energía del oleaje) por mencionar algunos (Pedrozo, 2011).

El transporte, que se presenta cuando los granos ruedan, saltan o se deslizan a lo largo del fondo marino, en respuesta a la fuerza de fricción ejercida en el fondo y, en los casos de fondos con pendiente, por la gravedad. Esto se conoce como *transporte por fondo* y es el modo dominante de transporte para flujos con velocidades bajas y/o granos gruesos (figura 3.8).

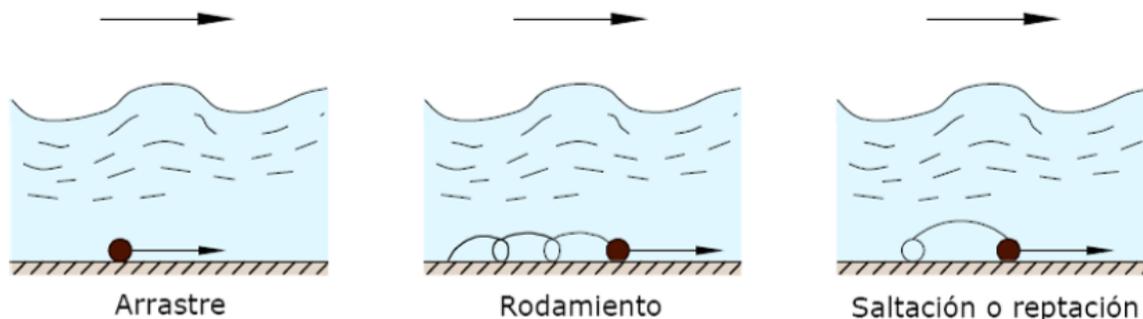


Figura 3.8 Modos de transporte por fondo (tomada de Manual CFE, 2014)

En este modo de transporte, el movimiento de los granos se mantiene por el contacto constante entre el grano y el fondo (tracción), o por el contacto intermitente entre el grano y el fondo (saltos). En el caso de la tracción, los granos ruedan o se deslizan sobre el fondo marino, permaneciendo en contacto con este en todo momento. El transporte por fondo es relativamente lento, y es típico cuando una corriente lenta transporta arena o cuando se arrastran gravas por una corriente intensa. El transporte en pequeños saltos se presenta cuando corrientes moderadas transportan arenas o cuando corrientes intensas transportan gravas. Evidentemente, este es el modo de transporte principal como se ha mencionado para sedimentos gruesos.



De manera general todas las expresiones existentes para estimar el transporte de sedimentos por fondo en ambientes costeros se derivan del trabajo propuesto por Meyer-Peter y Müller (1948). Este plantea que el transporte de sedimentos en una ola está relacionado con alguna potencia de la velocidad horizontal del flujo a una elevación justo arriba de la capa límite. La forma general de este tipo de expresiones es:

$$q_b = C (\tau_b - \tau_c)^{1.5} \quad (3.29)$$

Donde  $\tau_b$  representa al esfuerzo cortante en el fondo,  $\tau_c$  es el esfuerzo cortante crítico necesario para el inicio de movimiento y C es una constante de proporcionalidad que depende de las propiedades del sedimento (igual a 8 en el trabajo original de Meyer-Peter y Müller) (Pedrozo, 2011).

### 3.7 Transporte en suspensión

Si el flujo es lo suficientemente rápido (o las olas lo suficientemente grandes) y los granos son finos, la arena será puesta en suspensión hasta por varios metros de altura sobre el fondo, para ser transportada por las corrientes (figura 3.9). Este modo de transporte, también conocido como *transporte en suspensión*, es con frecuencia más grande que el transporte por fondo. En condiciones marinas y estuarinas, los modos de transporte son como sigue, para granos con diámetros mayores a los 2mm se considera que serán transportados por fondo, mientras que granos alrededor de 0.2 mm y más finos serán transportados por suspensión (Pedrozo, 2011)

El transporte por suspensión se mantiene gracias a la turbulencia generada en el fluido. En este caso, los granos pueden hacer contacto intermitente entre ellos, pero la mayor parte del tiempo está en suspensión. Las trayectorias de transporte se distinguen de los saltos (por fondo) debido a su irregularidad, que es consecuencia de la acción de los remolinos de turbulencia generados en la corriente. Este modo de transporte es típico cuando las corrientes moderadas transportan limos o las corrientes intensas transportan arenas.

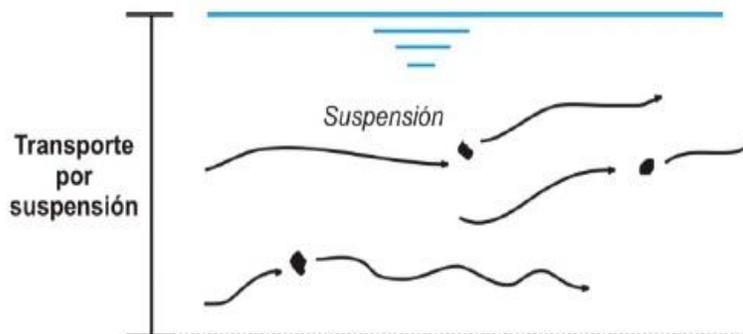


Figura 3.9 Modo de transporte de sedimento por suspensión (tomada de Pedrozo, 2006)

Bagnold (1966) estableció que los granos pueden permanecer en suspensión solo si su velocidad de caída ( $w_s$ ) es menor a la componente ascendente de la velocidad de la turbulencia, la cual puede ser representada por intensidad vertical de la turbulencia, está relacionada con la velocidad asociada al esfuerzo cortante que experimentan los granos en el fondo debido a la fricción entre ellos y el flujo ( $u_{*s}$ ). De esta manera, se puede determinar un criterio de umbral de suspensión quedando determinado como:

$$u_{*s} = W_s \quad (3.30)$$

Como resultado de la disponibilidad de modelos matemáticos y numéricos más sofisticados, se generó una oleada de modelos de transporte por suspensión justo arriba de la capa límite (Bakker, 1974; Smith, 1977; Fredsoe et al, 1958). Esto favoreció el desarrollo de modelos sofisticados basados en el cierre de turbulencia (Davies, 1990; Davies et al, 1997), el flujo bifásico (sedimentos y agua) (Asano, 1990; Hsu, 2002; Hsu et al, 2003) y modelos de vórtices discretos para fondos rizados (Hansen et al, 1994) (de Pedrozo, 2011). El estado del conocimiento sobre la dinámica de los sedimentos costeros, todavía no permite una completa descripción dinámica del sedimento y el agua en movimiento. Por el contrario, se asume que el sedimento en suspensión es la suma de la concentración a lo largo de la columna de agua, a partir de un nivel horizontal definido por el grosor de la capa límite. De tal suerte que el transporte total en la columna de agua queda definido por:

$$q_T = q_b + q_s \quad (3.31)$$

Donde  $q_T$  representa el transporte total  $q_b$  el transporte por fondo y  $q_s$  el transporte en suspensión. (García, Manual de ingeniería de ríos).



INSTITUTO  
DE INGENIERÍA  
UNAM

Reproducción en laboratorio de la falla por hundimiento de estructuras  
cerca de la costa sobre suelos finos: Análisis del comportamiento del suelo

---



## **IV. DESARROLLO DEL TRABAJO EXPERIMENTAL**

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

## 4.1 Instalación experimental y equipo de medición

### 4.1.1 Canal de oleaje

El canal de oleaje del Laboratorio de Costas y Puertos (figura 4.1) tiene 22 m de largo, 0.50 m de alto y 0.40 m de ancho. Sus costados son de vidrio templado y su estructura de acero inoxidable. Cuenta con dos secciones de 0.90 m de largo y 0.30 de ancho en las que el fondo es removible.



*Figura 4.1 Canal de oleaje*

El sistema de generación de oleaje, de la firma HR Wallingford, con el que está equipado el canal, es de tipo pistón con una pala vertical de acero inoxidable montada debajo de un motor eléctrico de baja inercia (figura 4.2).



*Figura 4.2 Pala generadora de oleaje*

Para la simulación de distintos estados de mar se utiliza el software HR Merlín, el cual permite generar oleaje regular, irregular o arbitrario y utiliza como parámetros de entrada: amplitud y frecuencia de ola o el espectro de oleaje en su caso.

En la parte final del canal, se colocó una estructura disipadora pasiva fabricada con grava de río cuya función es controlar la energía del oleaje en grado tal que se garantice un estado de ondas progresivas a lo largo de todo el canal.

Para la colocación del material ensayado (suelo) se requirió de un cajón de acrílico de 10 mm de espesor, el cual tiene dimensiones interiores de 27x84.5x20 cm. Este cajón se colocó en la sección removible del fondo del canal, más cercana a la pala generadora. Dicha sección se encuentra a 13 m del generador de olas (figura 4.3). También se colocaron dos rampas de acrílico de 75 cm de ancho y 5 cm de altura, ubicadas a 0.83 y 0.75 de los extremos del cajo de acrílico (figura 4.5).

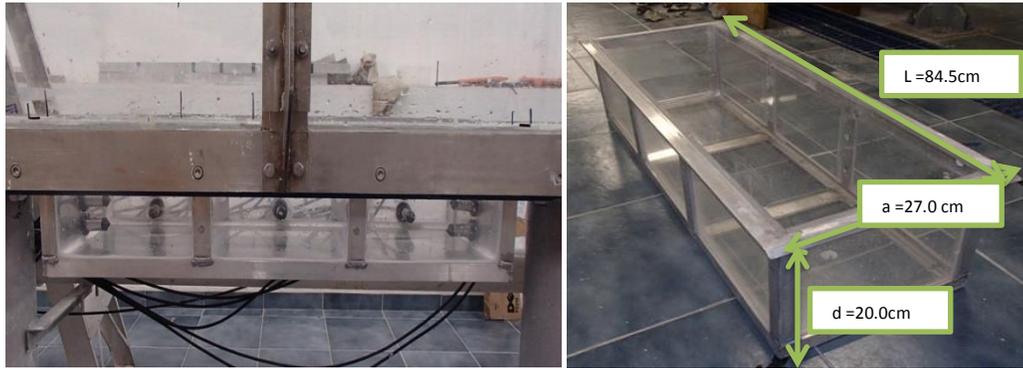


Figura 4.3 Cajón de acrílico para la colocación del suelo en el canal de oleaje

## 4.1.2 Instrumentación

### 4.1.2-1 Sensores de nivel

Son utilizados para la determinación de la variación de la superficie libre del agua. El principio de medición de este equipo está basado en el flujo de corriente en una sonda sumergida, la cual consiste en un par de barras paralelas de acero inoxidable (figura 4.4). El flujo de corriente entre las barras de la sonda es proporcional a la profundidad sumergida; así la corriente es convertida en un voltaje de salida proporcional a la profundidad instantánea de inmersión. Para el ensayo realizado se colocaron 11 sensores a lo largo del canal, conforme a la distribución que se presenta en la figura 4.5.



Figura 4.4 Sensores de nivel

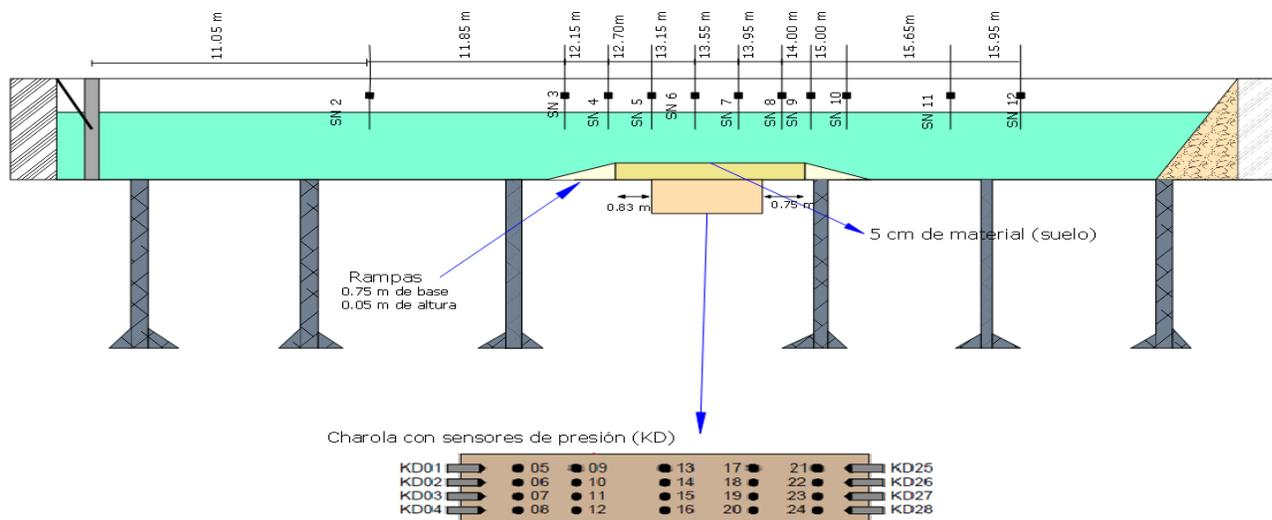


Figura 4.5 Ubicación de las rampas, cajón, sensores de nivel y presión en el canal de oleaje

Para fines de análisis de este trabajo, los datos proporcionados por los sensores fueron solo una referencia y el objeto central de análisis fueron los datos de presión que se recabaron con los sensores que se describen a continuación.

El análisis de los datos registrados por los sensores de nivel se detalla en (Alejandre ,2016).

#### 4.1.2-2 Sensores de presión

El registro del cambio espacial y temporal de la presión de poro en el suelo contenido en el cajón fue determinado mediante 28 transmisores de presión piezoresistivos PR-36X de la firma Keller Druck. Los sensores indican el valor de la presión relativa a partir de una variación en la resistencia del diafragma del equipo, la cual es trasformada en una señal analógica de manera que el voltaje tiene una correspondencia en unidades de presión. Dicho diafragma es de silicio monocristalino y está cubierto con una membrana de acero inoxidable, que a su vez protegida por un tapón de plástico. El transmisor tiene 94 mm de longitud y 21 mm de diámetro y es capaz de registrar una presión relativa desde 0 hasta 1 bar con precisión de más menos 1 mbar.

Los sensores de presión dentro de la charola se introdujeron por perforaciones del cajón con la distribución indicada en la figura 4.6, además, en dicha figura se presenta el sistema de referencia

empleado para la identificación de las coordenadas correspondientes a los puntos de medición de los sensores. El origen coincide con la frontera agua-suelo, la dirección positiva del eje X con la de la propagación del oleaje y el eje Z es positivo en el sentido del aumento en la profundidad del suelo. La distancia al eje de los sensores se detalla en la figura 4.7, al igual que en la tabla 4.1 se especifica las coordenadas de la ubicación del punto de medición de los sensores, de acuerdo al sistema de referencia seleccionado en párrafos anteriores.



Figura 4.6 Sensores de presión

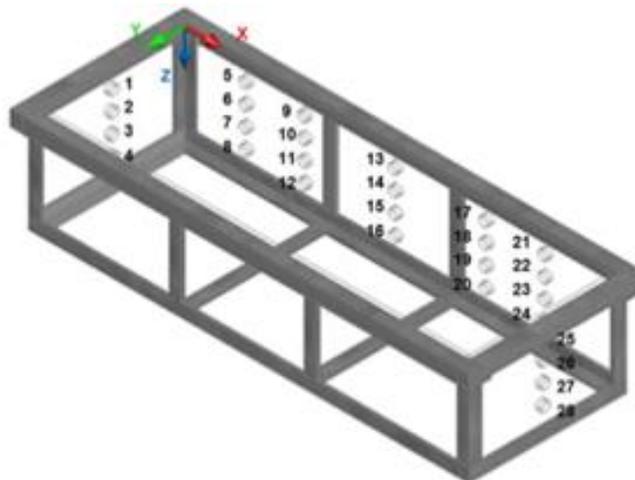


Figura 4.7 Sistema de referencia y ubicación de los sensores de presión (tomada de Chávez, 2013)



Tabla 4.1 Coordenadas de posición de los sensores de presión (Gutiérrez, 2014)

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	KD 18	0.605	0.070	0.080
KD05	0.120	0.070	0.040	KD 19	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	0.080	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

#### 4.1.2-3 Sistema de medición: imc SPARTAN

Para la sincronización del registro de los sensores de nivel y de presión, se utilizó un sistema de medición de alta precisión llamado SPARTAN de la firma imc (figura 4.8), el cual permite el control integrado de distintos tipos de señales (de voltaje, corriente, temperatura y tensión), el uso múltiples frecuencias de muestreo (hasta 500 hz) y condiciones de inicio de medición, y la realización de cálculos en tiempo real en canales sincrónicos.

El SPARTAN empleado para los ensayos tiene capacidad de entrada de 48 canales analógicos (12 conectores de 4 canales) y 16 digitales (4 conectores de 4 canales). Para el caso de las señales analógicas generadas por los sensores de nivel, se adaptaron las salidas de los monitores en 3 grupos para la entrada a conectores de 15 pines que van conectados al SPARTAN. Las señales analógicas de los 28 sensores de presión fueron adaptadas de la misma forma, en 7 conectores del canal 13 al 40. El SPARTAN con los conectores empleados se presentan en la figura 4.8.

La adquisición de los datos recabados por el SPARTAN se realizó a través del software de operación y configuración imc STUDIO, el cual permite capturar, procesar y visualizar las señales analógicas y digitales, además, es posible automatizar las mediciones con duraciones desde un segundo hasta un año. El procesamiento de los datos obtenidos por el imc STUDIO, fue realizado en una primera etapa

con la ayuda del software imc FAMOS (Fast Analysis and Monitoring of Signals), el cual es un programa de la misma firma para el análisis y evaluación de los resultados de las mediciones (Chavez, 2013).



Figura 4.8 imc SPARTAN

### 4.2.3 Materiales

#### 4.2.3-1 Material fino

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

El termino Caolín es denominado a productos principalmente compuestos por caolinita (en algunos casos haloisita), el cual se produce a partir de yacimientos minerales que contienen una cantidad de caolinita. Se podría definir como caolín a toda roca masiva con un porcentaje variable de minerales de arcilla, de composición igual o próxima a la del mineral de caolinita ( $2\text{SiO}_2, \text{Al}_2\text{O}_3, 2\text{H}_2\text{O}$ ), 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, en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del II, UNAM, pruebas de los Límites de Atterberg, líquido (LL) y plástico (LP), y el índice de plasticidad (IP) cuyos resultados fueron los siguientes:  $\text{LL}=34.20$ ,  $\text{LP}=26.15$ ,  $\text{IP} = 8.05$ , y  $\rho_s/\rho_w = 2.52$ . Por lo tanto, a partir de los límites, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), puede definirse como un limo de baja plasticidad (ML) (Gutiérrez, 2014).

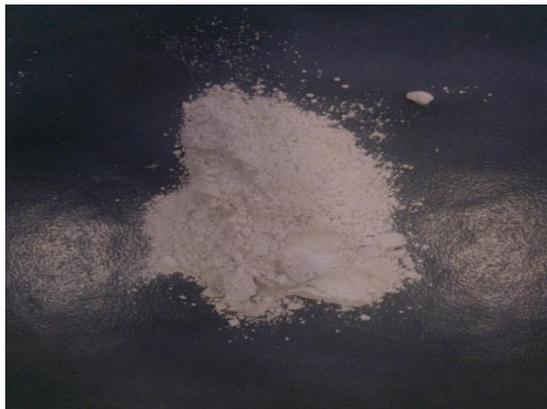


Figura 4.9 Caolín

#### 4.2.3-2 Cubos de concreto

Se utilizaron cubos de concreto simple (figura 4.10), que es la unión de cemento, agua, grava y arena (en este caso no se utilizó grava) con un proporción de cemento del 15 % de la mezcla de concreto, sin ningún tipo de elemento de refuerzo, cuya resistencia es de  $f_y' = 250 \text{ kg/cm}^2$ , cuyas dimensiones en promedio son 3x3x3 cm, ya que algunos de los cubos presentaban alguna variación en cuanto su tamaño. Las propiedades promedio de los cubos de concreto utilizados se describen a continuación:

Tabla 4.2 Propiedades promedio de los cubos de concreto

Peso	Volumen	Densidad
61.13 gr	25.73 cm <sup>3</sup>	2.379 gr/cm <sup>3</sup>



Figura 4.10 Cubos de concreto

## 4.2 Procedimiento de ensayo

Para la etapa experimental se realizaron 4 experimentos, en los cuales, el suelo cohesivo estaba conformado por 1.09 litros de agua por cada 2 kilogramos de caolín seco (2C1.09a), que es la proporción a la que se llegó después de la realización de diferentes pruebas en las que se incluían mezclas con proporciones diferentes de caolín, arena y agua. En estas pruebas se observó que la combinación entre el caolín y el agua soportaba 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.

### 4.2.1 Metodología experimental

Para la preparación del suelo cohesivo se siguió la metodología que se describe a continuación:

#### 1. *Dosificación del caolín y agua.*

Para poder llevar un control de las cantidades de caolín y de agua que se agregaban y poder llegar siempre a la proporción de 2C1.09a, y así llegar un suelo con 100 % caolín (100C); se taraban en cubetas de plástico cantidades de 5 kg de caolín y 2.725 litros de agua (figura 4.11).



Figura 4.11 Dosificación de agua y caolín

## 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 litros de agua y se revolvían con la mano en contenedores de plástico. Esto se hacía para garantizar que la mezcla fuera lo más homogénea posible y que el caolín comenzara a absorber el agua antes de realizar el mezclado (figura 4.12).



*Figura 4.12 Premezclado del caolín y agua*

## 3. *Mezclado.*

Después del premezclado, la mezcla se pasaba de los contenedores a la olla de la batidora y se le adicionaban los 0.725 litros de agua 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 caolín), se encendía la batidora y se esperaba un tiempo aproximado de 5 minutos, para garantizar que la mezcla fuera homogénea (figura 4.13).



*Figura 4.13 Batidora y olla*

#### 4. Colocación.

Para colocar la mezcla en el canal se pasaba la mezcla de la olla a otro contenedor de plástico y se vertía la mezcla en la charola del canal, tratando de que ésta se distribuyera a lo largo de toda la charola y que no quedaran burbujas de aire atrapadas que pudieran afectar los valores de presión inicial.

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

#### 5. Consolidación.

Por último, se dejaba reposar la mezcla durante un total de 48 horas, para que el suelo cohesivo adquiriera firmeza, solidez y estabilidad.

#### 6. Colocación de la estructura.

Para los últimos tres experimentos en los cuales se colocó una estructura sumergida de cubos de concreto simple (3x3x3cm), antes de llenar el canal con agua, 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, después se llenaba el canal hasta un nivel de 30 cm.



Figura 4.14 Estructura- suelo, en el canal de oleaje

### 7. Colocación de los sensores de nivel.

Ya llenado el canal a 30 cm de tirante, se procedía a la colocación de los sensores de nivel. Los 28 sensores de presión al estar fijos al cajón de acrílico quedaban enterrados en el suelo desde el inicio (figura 4.15).



Figura 4.15 Colocación de los sensores de nivel

### 8. Calibración de los sensores de nivel y de presión (manipulación de los softwares imc STUDIO y HR Merlín).

Dado que la conductividad del agua es función de la temperatura de la misma, al inicio de cada día de trabajo se requiere la calibración de los sensores de nivel, lo cual se lleva a cabo relacionando tres posiciones conocidas del sensor con tres niveles de agua conocidos y de ahí se obtiene una curva de calibración.

Los sensores de presión no requieren una calibración repetitiva, sin embargo, dado que quedaron inmersos en el suelo durante el proceso de consolidación se requiere tararlos (fijar el valor actual como cero) a fin de registrar presiones relativas. (figura 4.16)

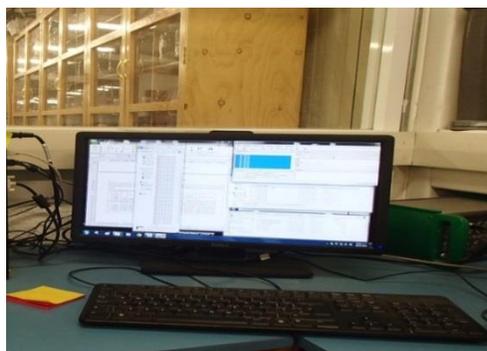


Figura 4.16 Software imc Studio

Los parámetros introducidos en el software HR Merlín para la generación de los trenes de olas se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4.3 Parámetros de los ensayos realizados

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

#### 9. Generación del oleaje para cada ensayo.

Todas las pruebas consistieron en la generación del Ensayo 1 e inmediatamente después el Ensayo 2 (figura 4.17).



Figura 4.17 Generación del oleaje

#### 10. Finalización de los ensayos.

Al término de cada prueba se tomaban las anotaciones de las observaciones durante el ensayo y se tomaban fotografías al estado final del suelo. Luego de cada ensayo, el material se desechaba y se fabricaba uno nuevo para la siguiente prueba. (figura 4.18).



Figura 4.18 Retiro del material y limpieza del canal

### 4.3 Comportamiento del suelo sin carga

En esta sección se analizan los resultados de los ensayos sin la colocación de la estructura de cubos de concreto, con la finalidad de comprender la respuesta del suelo a la acción del oleaje sin el peso muerto añadido. Dicho análisis se realizará mediante la observación de las series temporales de presión de poro. En las figuras 4.19 y 4.20 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. Tomando en cuenta, como se explicará en el capítulo IV, que solo se consideraron los sensores KD 5, KD 6, KD 9, KD 10, KD 13, KD 14, KD 17, KD 18, KD 21 y KD 22 que son los más cercanos a la frontera suelo-agua y es donde, con mayor certeza, se puede observar si el suelo llega a la falla por licuefacción o no.

#### 4.3.1 Ensayo sin carga con periodo de 0.9 s

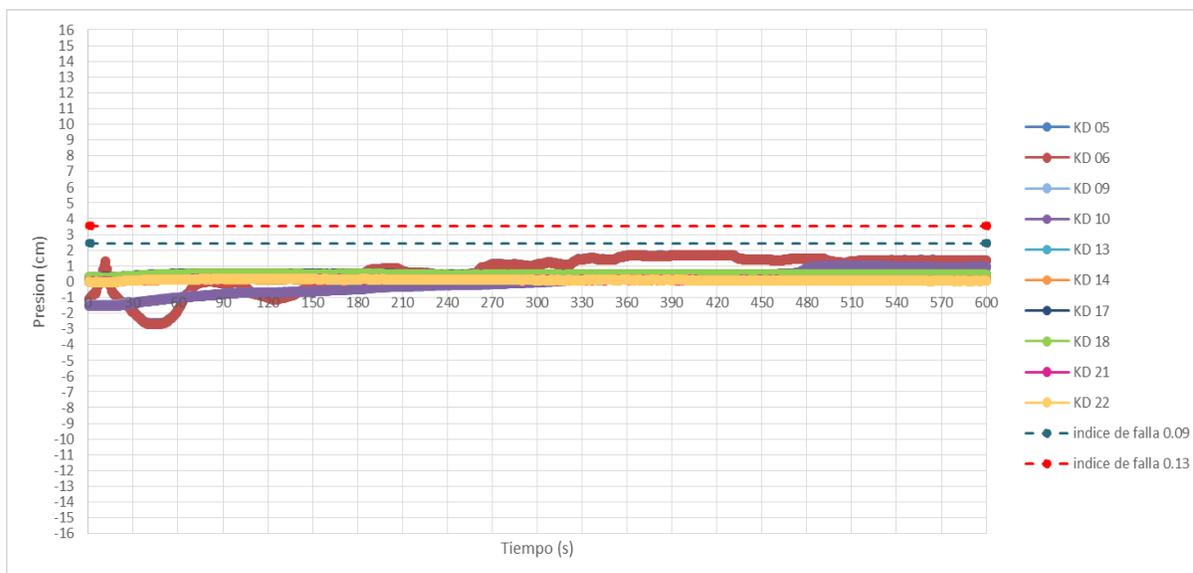


Figura 4.19 Gráfica de la serie de tiempo de los sensores, ensayo sin estructura de cubos,  $T=0.9$  s

En la figura 4.19, se muestra el caso de olas con periodo de 0.9 s y 0.6 cm de altura de ola. El comportamiento en los pares de sensores KD 5 con KD 6, KD 9 y KD 10, KD 13 y KD 14, KD 17 y KD 18, KD 21 y KD 22 es idéntico, por lo que puede decir que, al menos hasta este espesor, el suelo se



encontró sujeto a los mismos esfuerzos. En los sensores KD 5 y KD 6, al inicio de la prueba, existe una acumulación de presión que alcanza los 1.3 cm en tan solo 10 s, después de este tiempo se observa una disminución súbita que alcanza a llegar a -2.8 cm al rededor del segundo 45, es decir, en 35 segundos el suelo liberó 4.1 cm de presión. A partir de ahí, el suelo libera y acumula presión de manera cíclica pero con tendencia a la acumulación. Las líneas discontinuas de la figura 4.19 señalan el valor crítico de falla del suelo para 0.09 m y 0.13 m por debajo de la lutoclina ( $\sigma'_0 = \gamma' z \frac{1+2k_0}{3}$ , ec.5.1), evidentemente la presión en este caso no nunca alcanza dichos valores. Para el caso de los sensores KD 09 y KD 10 ocurre una acumulación de presión desde el inicio del registro del ensayo indicando una presión de -1.6 cm hasta llegar al final de la serie de tiempo a los 1.4 cm de presión; se presenta un aumento de presión por debajo del nivel de referencia del segundo 0 hasta aproximadamente 290, posterior a este tiempo y hasta el final de la serie de tiempo existe una acumulación de presión por arriba del nivel de referencia; todo el registro tiende a tener un comportamiento de acumulación de presión de manera lineal. Los sensores KD 13 y KD 14, así como los KD 21 y KD 22 prácticamente no registraron variaciones de presión. Los sensores KD 17 y KD 18 muestran un ligero incremento de la presión, hasta un valor de 0.4 cm, que se mantiene constante hasta el final de la prueba.

De la figura 4.19, se puede concluir que el suelo no llega a fallar por licuefacción, ya que ninguno de los sensores registró valores de presión que superaran los valores críticos del esfuerzo efectivo normal principal.

### 4.3.2 Ensayo sin carga con periodo de 1.2



Figura 4.20 Gráfica de la serie de tiempo de los sensores, ensayo sin estructura de cubos,  $T=1.2$  s

En la figura 4.20, se muestra el caso son olas de 1.2 s de periodo y 12 cm de altura. En ella se puede observar que, de nuevo, los pares de sensores ubicados en la misma posición horizontal presentan comportamientos idénticos. Por lo que respecta a los sensores KD 05 Y KD 06, muestran un comportamiento de acumulación entre el segundo 80 y el 100 aproximadamente, luego de ello, todo el resto de la prueba muestran pérdida de presión. Este comportamiento es típico de un suelo que ha fallado y ahí no tiene capacidad de carga ni, por lo tanto de acumulación de presión, lo cual se verifica al haber sobrepasado los valores críticos de esfuerzo tanto para 9 como para 13 cm debajo de la lutoclióna. Los sensores KD 09 y KD 10, al inicio de la serie de tiempo presentan una presión inicial de 3.5 aproximadamente que se mantiene prácticamente constante hasta el segundo 210 cuando ocurre un descenso de presión hasta el segundo 240 que ocurre la acumulación de presión hasta el segundo 330 y a partir de ahí ocurre un episodio de acumulación y disipación de presión de diferente amplitud hasta el final de la serie de tiempo. Estos valores, aunque oscilan entre los valores críticos, no evidencia una falla dado que no se presenta liberación de presión, se puede pensar en un estado de transición. El resto de los sensores registran variaciones tan bajas que se pueden considerar despreciables.



INSTITUTO  
DE INGENIERÍA  
UNAM

Reproducción en laboratorio de la falla por hundimiento de estructuras  
cerca de la costa sobre suelos finos: Análisis del comportamiento del suelo

---



## V. RESULTADOS



En este capítulo se muestran las series temporales representativas de los resultados obtenidos de las pruebas de interacción suelo fino-oleaje-estructura. En ellas se analizan las distribuciones temporales de las presiones de poro en la masa del suelo para conocer su respuesta al estado de esfuerzos inducido. Posteriormente se realiza un análisis espacio-temporal de la falla por hundimiento de la estructura sumergida a fin de comprender el proceso y tratar de encontrar precursores, causas y efectos del hundimiento en las presiones de poro.

## 5.1 Distribución de las presiones de poro en la masa del suelo

En esta sección, se presenta el análisis de la distribución de las presiones de poro en la masa del suelo, por medio de los registros temporales de los sensores de presión.

Como se mencionó en la descripción del trabajo experimental, en los ensayos se colocaron 28 sensores de presión, sin embargo, dado que el espesor de falla es relativamente delgado y que los esfuerzos decaen rápidamente a medida que se alejan de la lutoclina, solo se analizaron las dos primeras líneas de sensores, los cuales estaban ubicados 9 y 13 cm debajo de la lutoclina, respectivamente, a saber, KD 05, KD 06, KD 09, KD 10, KD 13, KD 14, KD 17, KD 18 KD 21 Y KD 22.

### 5.1.1 Modelo físico de Sumer et al. (2012)

Sumer, et al. (2012) presentan un resumen de los resultados de un estudio experimental para la validación del modelo matemático que describe el aumento de la presión de poro propuesto por Sumer y Fredsoe, (2002). Los ensayos se realizaron en el canal presentado por Sumer et al. (1999), pero la colocación del material se empleó en una bandeja de 0.40 m de profundidad, 0.60 m de ancho y 0.78 m de largo, ubicada a 14 m del generador de oleaje.

Las conclusiones a las que llegaron Sumer et al. (2012) fueron que existe una altura de ola para la cual, la respuesta al inicio de la acción del oleaje es no licuada, pero al paso del tiempo se presenta una transición y, luego de más tiempo de acción del oleaje, la presión supera el umbral de falla (figura 5.1). Esto indica que, inicialmente, el suelo está sujeto a esfuerzos demasiado pequeños como para causar la licuefacción, pero después de continuar expuesto a la acción del oleaje y a grandes deformaciones

cíclicas, los granos de suelo comienzan a acomodarse como lo produciría la acción de una ola más alta y el suelo logra licuar. Este fenómeno no es reproducido en el modelo físico de Sumer et al. (2012), pero la teoría confirma que la licuefacción ocurre cuando la presión de poro acumulada alcanza el esfuerzo efectivo normal principal inicial.

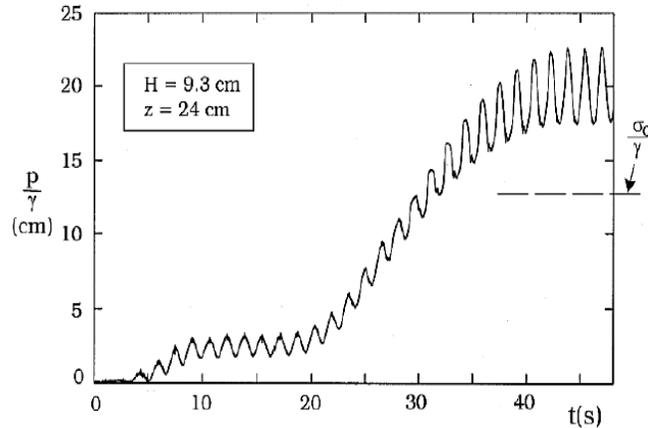


Figura 5.1. Gráfica de presión de poro: transición de no licuefacción a licuefacción (Sumer et al , 2012).

### 5.1.1-1 .Esfuerzo efectivo normal principal inicial

El esfuerzo efectivo normal principal inicial puede calcularse como:

$$\sigma'_0 = \gamma' z \frac{1+2k_0}{3} \quad (5.1)$$

Donde:

$k_0$  es el coeficiente de presión lateral en reposo, que está relacionado con el ángulo de fricción interna  $\phi$  y  $\gamma'$  es el peso específico sumergido del suelo, que puede obtenerse en función del peso específico del agua  $\gamma_w$  y el peso específico saturado del suelo  $\gamma_{sat}$ .

$$k_0 = 1 - \text{sen } \phi \quad (5.2)$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \gamma_w * n + \gamma_s(1 - n) - \gamma_w \quad (5.3)$$

Con ayuda de parámetros físicos del material utilizado (Chávez, 2013) y realizando las operaciones correspondientes, se obtiene el esfuerzo normal principal inicial para una profundidad de 0.09 m y



0.13 m que son las profundidades que nos interesa conocer dicho esfuerzo, para su posterior comparación con la serie de tiempo obtenida experimentalmente; los valores utilizados y el esfuerzo efectivo normal principal inicial respectivos se presenta en la tabla 5.1

Tabla 5.1 Esfuerzos efectivos normal principal inicial

Material	$\gamma_s$ (N/m <sup>3</sup> )	n	$\gamma'$ (N/m <sup>3</sup> )	z (m)	$\varphi$ (°)	$k_0$	$\sigma'_o$ (N/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_o/\gamma$ (cm)
100 C	21238.65	0.65	4000.03	0.09	30	0.50	240.00	2.45
				0.13			346.67	3.53

Los valores correspondientes a cada sensor con respecto a su ubicación del esfuerzo efectivo normal principal inicial son los presentados en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 Correspondencia del valor del esfuerzo efectivo normal principal inicial, para cada sensor

Sensores					$\sigma'_o/\gamma$ (cm)
KD 05	KD 09	KD 13	KD 17	KD 21	2.45
KD 06	KD 10	KD 14	KD 18	KD 22	3.53

### 5.1.2 Distribución de las presiones de poro

A continuación se muestra la distribución de la presión de poro de los ensayos con periodo de 0.9 y 1.2 s con la mezcla de suelo de 2C1.09a. 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.

#### 5.1.2-1 Prueba 1

Ensayo 1 con periodo de 0.9 s

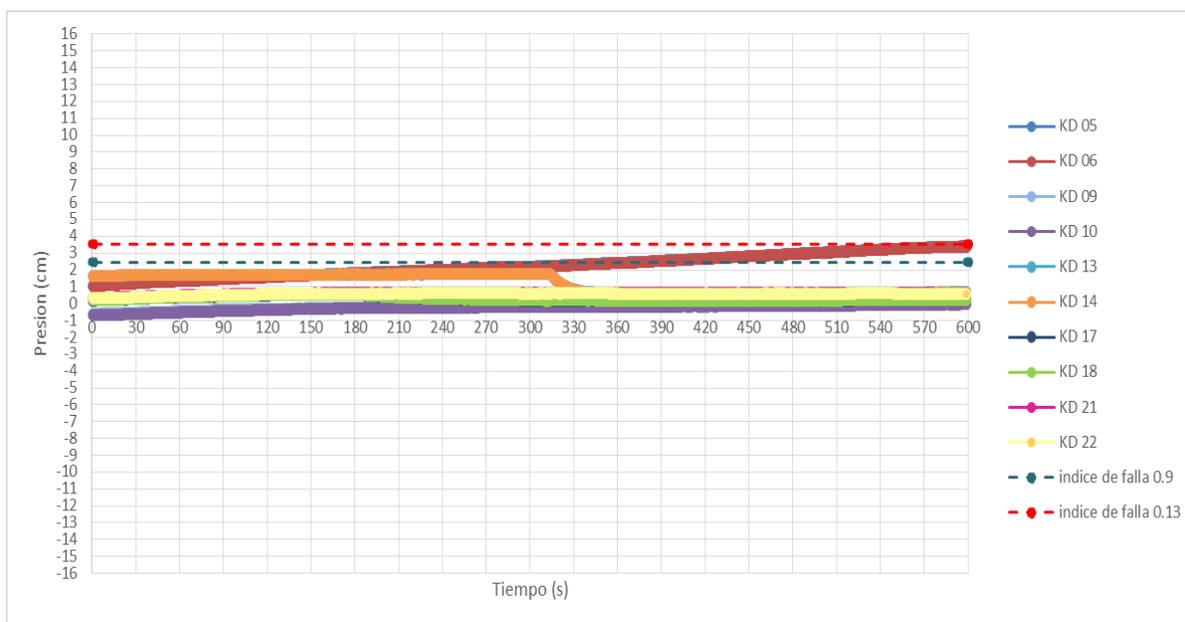


Figura 5.2 Series de tiempo de presiones. Prueba 1 con  $T = 0.9$  s.

En la figura 5.2, se muestran las presiones poro registradas en el ensayo 1, esto es, periodo de  $T = 0.9$  s. Es evidente un comportamiento similar en los pares de sensores KD 5 con KD 6, KD 9 y KD 10, KD 13 y KD 14, KD 17 y KD 18, KD 21 y KD 22. Se puede observar que los sensores KD 5 y KD 6 presentan un comportamiento casi lineal, el cual existe una acumulación de presión, que nunca se



libera. Los sensores KD 9 y KD 10 propiamente no registran presiones significativas. Los sensores KD 13 y KD 14 presentan un valor casi constante desde 0 hasta 282 segundos cuando muestran una liberación súbita de presión que se estabiliza de nuevo en 0.4 cm. En los sensores KD 17 y KD 18 se observa un ligero incremento de presión que se libera y el valor se estabiliza en cero. Por último los sensores KD 21 y KD 22 registran un valor constante de 0.4 cm casi desde el inicio de la prueba. Los valores descritos no suponen falla del suelo de manera evidente ya que no se percibe una pérdida de capacidad de carga, si acaso, hay evidencia de reacomodo. Esto es consistente con que al término de esta prueba no se registró hundimiento alguno de la estructura ni se observó que el suelo se comportara como fluido en toda la prueba.

Adicionalmente, al comparar los valores medidos con el valor crítico del esfuerzo efectivo normal principal inicial, se observa que solo en los sensores más cercanos a la pala se superan dichos valores. Esta acumulación sin falla aparente del suelo, puede responder a un efecto de las paredes del cajón de acrílico que permiten incrementos de presión dada su impermeabilidad. En los sensores donde la pared del cajón está suficientemente lejos, no se superaron los valores críticos.

## Ensayo 2 con periodo de 1.2s

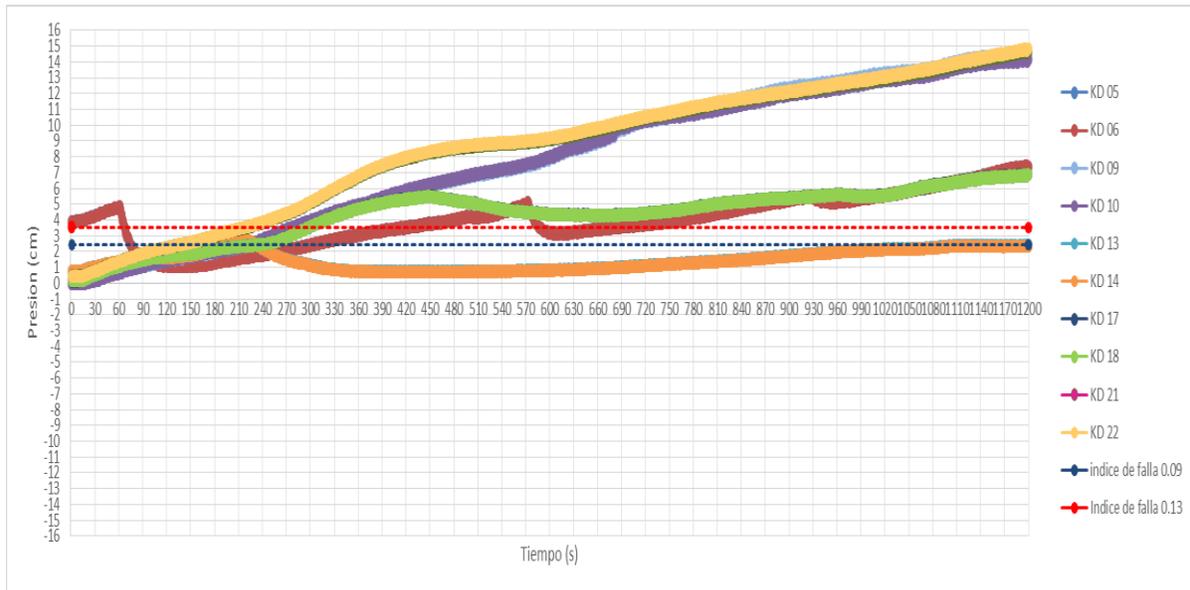


Figura 5.3 Series de tiempo de presiones. Prueba 1 con  $T = 1.2$  s

En la figura 5.3, se muestra las presiones de poro registradas durante la prueba 1, esto es,  $T=1.2$  s. Se puede observar que los sensores KD 05 y KD 06 inician con una presión de 4 cm, en tan solo 60 s, después ocurre una disminución que alcanza a llegar a 0.90 cm alrededor del segundo 120, es decir el suelo libero 3.8 cm de presión. A partir de ahí, acumula presión en un rango de tiempo prolongado y posteriormente ocurre una disminución de presión. En los sensores KD 09 y KD 10 presentan un comportamiento casi lineal, el cual existe un acumulamiento de presión, que nunca se libera. Los sensores KD 13 y KD 14 presentan un aumento de presión desde el segundo 0 hasta aproximadamente 270, cuando muestra una libera presión y el valor se estabiliza en 0. En los sensores KD 17 y KD 18 acumulan presión desde el 0 hasta 450 segundos, ocurriendo un pequeño decremento de presión estabilizando en el valor de 4 cm. Por último los sensores KD 21 y KD 22 presentan una acumulación de presión que no se libera.

De la figura 5.3, se puede concluir que el suelo fallo por licuefacción, ya que todos los sensores registraron valores de presión que superaran los valores críticos del esfuerzo efectivo normal principal.

### 5.2.1-2 Prueba 2

Ensayo 1 con periodo de 0.9 s

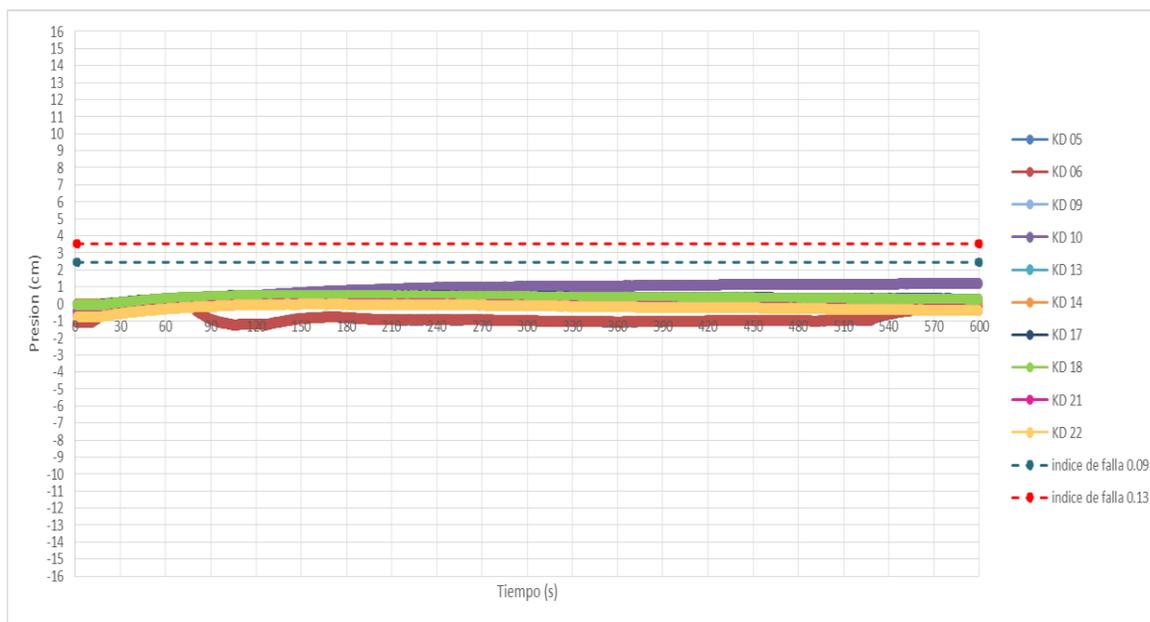


Figura 5.4 Series de tiempo de presiones. Prueba 2 con  $T=0.9$  s

En la figura 5.4, se muestran las presiones de poro registradas durante la prueba 2, esto es, con periodo  $T=0.9$  s. El comportamiento de los sensores KD 5 y KD 6 presenta tres fases de acumulación de energía, la primera al inicio de la prueba y posteriormente una liberación, la segunda es muy lenta y de baja intensidad iniciando aproximadamente en el segundo 120 y la tercera más rápida a partir del segundo 530 y hasta el final de la prueba, tal vez el comportamiento sea por la liberación de agua del suelo, que no permitió la acumulación de presión. Los sensores KD 09 y KD 10 acumulan presión toda la prueba sin alcanzar el valor crítico. Los sensores KD 13 y KD 14 no registraron presión significativa. Los sensores KD 17 y KD 18 muestran una acumulación lenta (120 s) y el resto de la prueba presenta disminución de presión; los sensores KD 21 y KD 22 tienen el mismo comportamiento pero con valores mínimos de presión.

De la figura 5.4, se puede concluir que el suelo no falló; ya que ninguno de los sensores alcanzó los valores críticos de esfuerzo efectivo.

### Ensayo 2 con periodo de 1.2 s

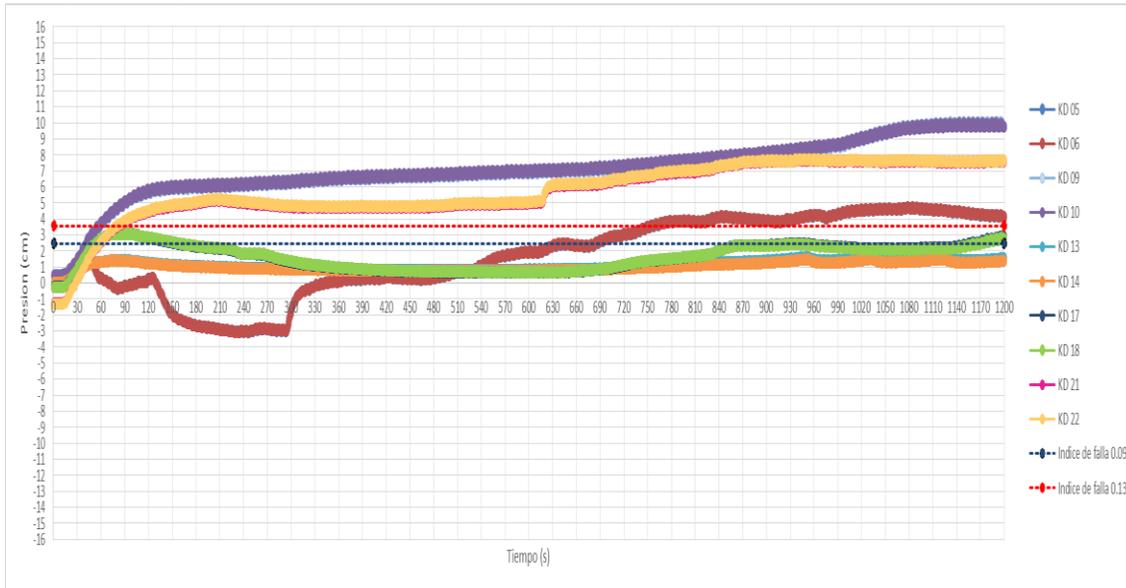


Figura 5.5 Series de tiempo de presiones. Prueba 2 con  $T=1.2$  s

En la figura 5.5, se muestra las presiones de poro registradas durante el prueba 2, esto es, con periodo  $T=1.2$  s. El comportamiento de los sensores KD 05 y KD 06, al inicio de la prueba, existe una acumulación de presión que alcanza los 2.4 cm en tan solo 40 s, después de ese tiempo se observa una disminución y acumulación de presión. Al segundo 150 hasta el 300 ocurre la disipación de presión que cruza el nivel de referencia, posterior a ese tiempo y hasta el final de la serie de tiempo, existe una acumulación de presión por arriba del nivel de referencia. En los sensores KD 09 y KD 10 al inicio de la prueba, presenta acumulación de presión hasta un valor de 6 cm, en el segundo 120 y posteriormente se estabiliza en este valor, hasta el segundo 1000 que ocurre un ligero aumento de presión. Los sensores KD 13 y KD 14 muestran un ligero incremento de la presión, hasta un valor de 1 cm, que se mantiene constante hasta el final de la prueba. Los sensores KD 17 y KD 18 muestra un incremento de presión, hasta un valor de 3.5 cm, en el segundo 70, posteriormente se observa un disminución de presión hasta el segundo 300 y el valor se estabiliza a 0.5 cm. Los sensores KD 21 y KD 22 muestran un incremento de presión, hasta un valor de 4.5 cm, que se mantiene constante hasta el segundo 620, que muestra un ligero aumento de presión hasta un valor de 6 cm, que se mantiene hasta el final de la prueba.

De la figura 5.5, se puede concluir que el suelo llega a la falla por licuefacción, ya que los sensores de los extremos superan los valores críticos del esfuerzo efectivo normal principal.

### 5.2.1-3 Prueba 3

Ensayo 1 con periodo de 0.9 s

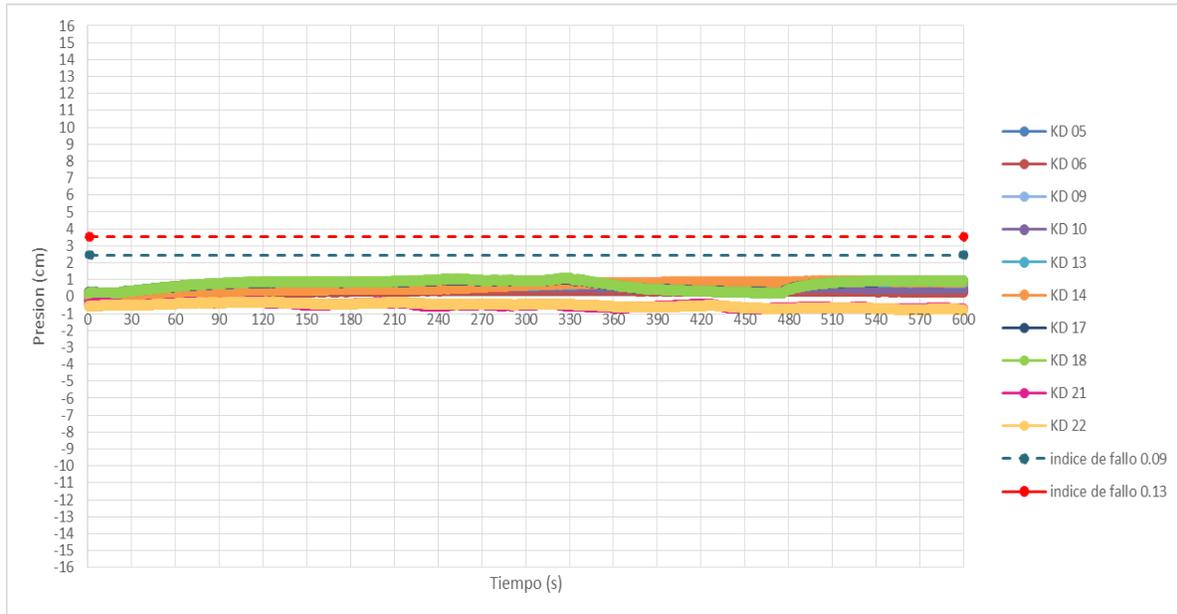


Figura 5.6 Series de tiempo de presiones. Prueba 3 con  $T=0.9$  s

En la figura 5.6, se muestran las presiones de poro registradas durante la prueba 1, esto es, con un periodo  $T= 0.9$  s. Los sensores KD 05, KD 06, KD 09, KD 10, KD 21 y KD 22 no registraron presiones significativas. Los sensores KD 13 y KD 14 muestran una acumulación lenta de presión. Los sensores KD 17 y KD 18 muestran una acumulación (330 s) hasta un valor de 1 cm y una disminución ligera de presión alcanzando 0.5 cm alrededor del segundo 480; a partir de ahí presenta una acumulación lenta hasta el final de la serie.

En la figura 5.6, se puede concluir que no fallo el suelo por licuefacción. Ya que ninguno de los sensores registró valores de presión que superarán los valores críticos del esfuerzo efectivo normal ya que la mayoría de los sensores no registran variaciones de presión.

## Ensayo 2 con periodo de 1.2 s

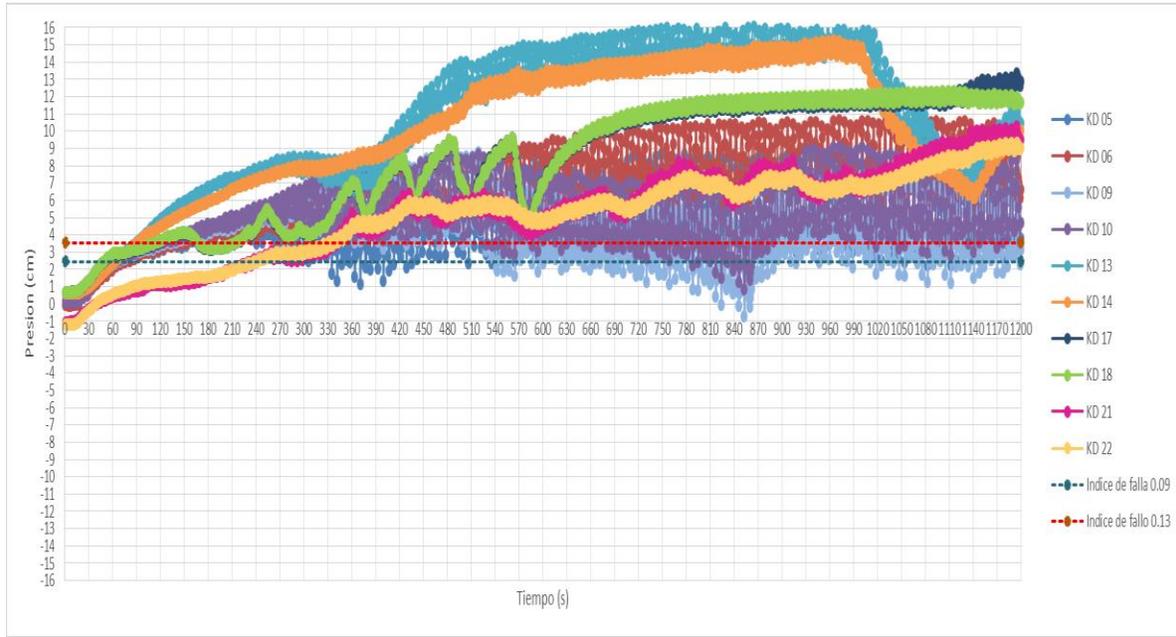


Figura 5.7 Series de tiempo de presiones. Prueba 3 con  $T=0.9$  s

En la figura 5.7, se muestran las presiones de poro registradas en la prueba 3, esto es, periodo de  $T=1.2$  s. El comportamiento de los sensores KD 05 y KD 06, al inicio de la prueba, existe una acumulación de presión que alcanza los 4.5 cm al segundo 220. A partir de ahí, el suelo libera y acumula presión de manera cíclica, pero con una tendencia a una misma amplitud hasta el final de la serie; los sensores KD 09 y KD 10 presentan el mismo comportamiento pero con una tendencia variable de amplitud, ocurriendo una disminución entre el segundo 815 y 870. Los sensores KD 13 y KD 14, a diferencia de las demás pruebas, presentan un comportamiento diferente, pero con la misma tendencia; el sensor KD 13 muestra un comportamiento de acumulación hasta el segundo 300 llegando a un valor de presión de 8 cm, después de este tiempo se observa una disminución de presión llegando a 6.4 cm alrededor del segundo 360. A partir de ahí, existe en el suelo liberación y acumulación de presión de manera cíclica, con una tendencia muy marcada a la acumulación llegando a un valor de 16 cm y al segundo 1020 ocurre una disminución de presión hasta el final de la serie de tiempo; similar es el comportamiento del sensor KD 14 con la diferencia que no presenta una disminución de presión en el segundo 360. Los sensores KD 17 y KD 18 muestran acumulación hasta el segundo 150 y a partir de ahí ocurre un episodio de acumulación y liberación de presión de diferente amplitud, cada vez mayor,



hasta el segundo 720 que llega al valor de 11 cm y permanece constante hasta el final de la prueba. Los sensores KD 21 y KD 22 presentan al inicio acumulación de presión hasta el segundo 240 y posteriormente ocurre de manera cíclica variaciones de acumulación y liberación con tendencia a la acumulación hasta el final de la serie, llegando a un valor de 9 cm.

De la figura 5.7, se puede concluir que el suelo falla por licuefacción, ya que todos los sensores alcanzaron los valores críticos de esfuerzo efectivo y presentan un comportamiento que indica que el suelo osciló en fase con el oleaje y eso causara la pérdida de capacidad de carga.

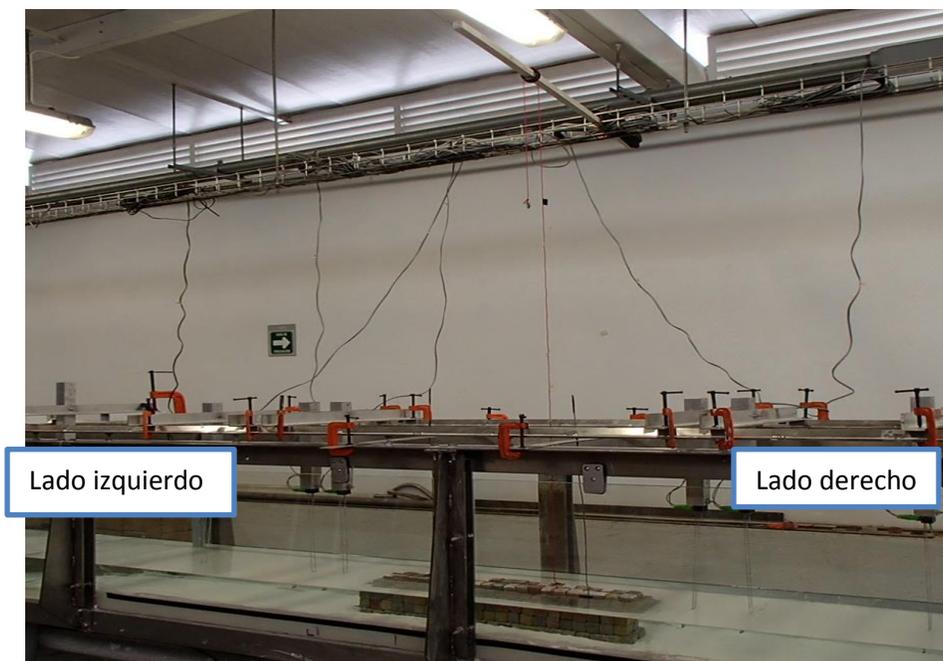
## 5.2 Análisis espacio-temporal de la falla por hundimiento

En la siguiente sección, se analizará la falla por hundimiento de la estructura sobre un suelo fino. Para ello se analizará y comparará, los resultados arrojados por los sensores de presión (sección anterior) y el tiempo aproximado en el cual se fue hundiendo la estructura de cubos en el suelo fino.

Para conocer el tiempo aproximado de cómo se fue poco a poco hundiendo la estructura de cubos de concreto. Dado que en un cierto tiempo no se podía visualizar la estructura, por la mezcla del agua con caolín. Se utilizó la siguiente metodología (adicional a lo presentado en el capítulo respectivo): se le colocó a dos cubos de concreto, un alambre convencional dentro de un riel para impedir el volteo por el oleaje ( de la fila superior a cada 4 cubos de concreto, tanto a la derecha como a la izquierda de la estructura) figura 5.8 , y una especie de polea en la cual un contrapeso fue un cubo de concreto (ubicado a 7 cubos de concreto de derecha a izquierda) y el otro contrapeso fue una rondana, figura 5.9. Todo esto con la finalidad de conocer por medio de escala como se iba hundiendo con respecto al tiempo la estructura en el ensayo 3 con  $T=1.2$  s 100C.



Figura 5.8 Ubicación de los elementos en la estructura para identificar hundimiento (referencia lado izquierdo y derecho)



*Figura 5.9 Vista panorámica de los elementos en la estructura para identificar hundimiento*

Para la identificación del hundimiento de la estructura, por medio de los elementos colocados en la misma. Se hizo ayuda de los videos y fotos tomadas durante la prueba para conocer cómo se hundía en un lapso de tiempo y con elementos que se conocen sus medidas (escala). Por medio de capturas de pantalla, Se conoció la cantidad aproximada en un intervalo de tiempo cuantos cm se hundía.

En la tabla 5.3 se muestra los valores obtenidos del hundimiento acumulado, con base en los datos de la longitud observada por medio de imágenes del movimiento de la polea, es multiplicado por la escala que es de 6.33 da como resultado el factor de escala, que a su vez si es restado, el factor de escala inicial menos el factor de escala del tiempo dado, da como resultado el hundimiento acumulado.

Si al resultado del hundimiento acumulado, se resta el valor inicial y el valor final en un cierto tiempo, se obtiene el hundimiento por intervalo de tiempo específico tabla 5.4.



Tabla 5.3 Hundimiento acumulado

Minuto	Segundo	Longitud observada (cm)	Factor de escala	Hundimiento (cm)
00:00	0.00	2.45	15.52	0.00
04:00	240.00	2.45	15.52	0.00
04:15	249.00	2.45	15.52	0.00
04:30	258.00	2.45	15.52	0.00
04:45	267.00	2.45	15.52	0.00
05:00	300.00	2.45	15.52	0.00
05:15	309.00	2.4	15.20	0.32
05:30	318.00	2.33	14.76	0.76
05:45	327.00	2.28	14.44	1.08
06:00	360.00	2.19	13.87	1.65
06:15	369.00	1.7	10.77	4.75
06:30	378.00	1.58	10.01	5.51
06:45	387.00	1.47	9.31	6.21
07:00	420.00	1.36	8.61	6.90
07:15	429.00	1.29	8.17	7.35
07:30	438.00	1.24	7.85	7.66
07:45	447.00	1.18	7.47	8.04
08:00	480.00	1.16	7.35	8.17
08:15	489.00	1.1	6.97	8.55
08:30	498.00	1.02	6.46	9.06
08:45	507.00	1	6.33	9.18
09:00	540.00	0.98	6.21	9.31
09:15	549.00	0.95	6.02	9.50
09:30	558.00	0.9	5.70	9.82
09:45	567.00	0.88	5.57	9.94
10:00	600.00	0.88	5.57	9.94
10:30	618.00	0.78	4.94	10.58
11:00	660.00	0.77	4.88	10.64
11:30	678.00	0.77	4.88	10.64
13:00	780.00	0.77	4.88	10.64
15:00	900.00	0.73	4.62	10.89
18:00	1080.00	0.68	4.31	11.21
20:00	1200.00	0.65	4.12	11.40



Tabla 5.4 Hundimiento por intervalo de tiempo

Intervalo de tiempo (min)	Intervalo de tiempo (s)	Hundimiento por intervalo (cm)
0- 4:00	0- 240	0
4:0 – 4:15	240-249	0
4:15- 4:30	249-258	0
4:30-4:45	258-267	0
4:45-5:00	267-300	0
5:0 -5:15	300-309	0
5:15-5:30	309-318	0.316
5:30-5:45	318-327	0.443
5:45-6:00	327-360	0.316
6:0 – 6:15	360-369	0.57
6:15- 6:30	369-378	3.103
6:30- 6:45	378-387	0.76
6:45- 7:00	387-420	0.696
7:0 -7:15	420-429	0.696
7:15- 7:30	429-438	0.443
7:30- 7:45	438-447	0.316
7:45 – 8:0	447-480	0.380
8:0 -8:15	480-489	0.126
8:15 – 8:30	489-498	0.380
8:30 – 8:45	498-507	0.506
8:45 – 9:00	507-540	0.126
9:0 -9:15	540-549	0.126
9:15 -9:30	549-558	0.19
9:30 -9:45	558-567	0.316
9:45 – 10:00	567-600	0.126
10:0 – 10:30	600-618	0
10:30 -11:00	618-660	0.633
11:00- 11:30	660 - 678	0.0633
11:30-13:00	678- 780	0
13:00 -15:00	780 - 900	0
15:00 – 18:00	900- 1080	0.253
18:00 – 20:00	1080 - 1200	0.316
20:00	1200	0.190

Aunque el método no arroje resultados precisos, es el método que mejores resultados daba, al igual que se ve de manera cualitativa en que tiempo la estructura se hundía en menor o mayor cantidad por la ayuda de los elementos mencionados.

Para la realización del análisis, se utilizarán los valores de hundimiento por intervalos de tiempo, para posteriormente comparar entre lo que sucede con los datos arrojados por los sensores de presión y los resultados donde se presentan hundimientos mayores, con ayuda de la gráfica hundimiento – tiempo, figura 5.10.



Figura 5.10 Gráfica hundimiento- tiempo

En la figura 5.10 se puede observar que desde el segundo 0 hasta el 300 aproximadamente no presenta hundimiento importante, posteriormente en el intervalo del segundo 300 al 330 presenta hundimiento de aproximadamente 0.5 cm, posteriormente del segundo 330 al 360 llega a hundirse 0.6 cm y del segundo 360 al 390 presenta un hundimiento subido de 3.2 cm que es el mayor en un intervalo de tiempo; posteriormente son menores de 0.7 cm en el segundo 390 al 420, de 0.5 cm del segundo 480 al 510, del segundo 600 al 630 es de 0.64 cm y a partir del segundo 840 ya no se presenta hundimiento, hasta el final de la serie temporal. Cabe recordar que estos datos son extraídos del movimiento de la polea en un cubo de la estructura, descrito en párrafos anteriores y cabe mencionar que solo se realizó esta metodología para el ensayo 3 con  $T=1.2$  s.

De manera cualitativa se observa por medio de los alambres puestos en los extremos de la estructura, descrita su posición en párrafos anteriores (ver figura 5.1), como se va hundiendo la estructura en intervalos de tiempo. Dichas observaciones se presenta en la tabla 5.5.



Tabla 5.5 Observaciones cualitativas del hundimiento de la estructura

Minuto	Segundo	Observación
0-4:15	0-249	No se presenta hundimiento en la estructura
4:15-5:30	249 – 318	Existe hundimiento en ambos lados de la estructura (lado derecho e izquierdo, ver figura 5.1) pero donde se presenta en mayor velocidad es en lado derecho
5:45 - 6:30	327-378	Ambos lados presenta hundimiento subido
7:00 – 7:30	420-438	Se presenta mayor hundimiento de lado derecho
8:00- 8:20	480-492	Se presenta mayor hundimiento de lado izquierdo
10:30 – 11:00	618-660	Ya no se observa que la estructura se hunda de manera gradual
11:00 - 20:00	660- 1200	La estructura se hunde muy poco, y posteriormente ya está derrumbada

### 5.2.1 Comparación de resultados de presión de poro – falla por hundimiento de la estructura

Como se describió en el capítulo anterior, el suelo llegaba a la falla (licuefacción) solo en los ensayos en donde se presentaba el periodo de 1.2 s. Por tal motivo la estructura se hunde solo bajo esas condiciones y se descarta por lo tanto las pruebas de periodo 0.9 s; para el análisis de hundimiento de la estructura de cubos, se desarrolló como se mencionó en párrafos anteriores una serie de instrumentos para observar cuanto se hundía la estructura, pero solo fue para el ensayo 3. Pero se realizará una comparación con las otras pruebas para comprobar si existe una relación con los ensayos 1y 2, del tiempo en que se hundió la estructura en el ensayo 3.

Prueba 1, ensayo 2,  $T=1.2\text{ s}$

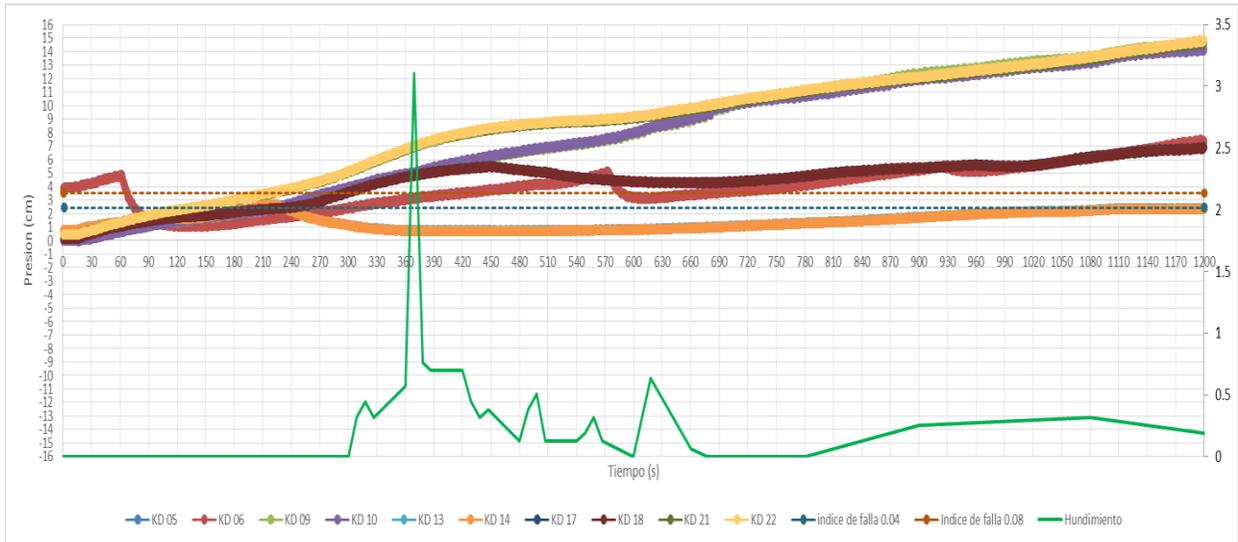


Figura 5.11 Gráficas presión de poro del ensayo 1 (superior) y hundimiento por intervalos (inferior)

En la figura 5.11, se puede realizar una comparación entre los resultados arrojados por los sensores de presión (presión de poro) y los presentados físicamente con la estructura de cubos de concreto, mediante su hundimiento durante intervalos de tiempo del ensayo 3 (figura 5.10). Se observa que cuando ocurre el hundimiento crítico de la estructura de 3 cm en el intervalo de tiempo de 360 al 390 segundo, todas las gráficas de los sensores de presión excepto la de los sensores KD 13 y KD 14 que está en medio de la estructura, sobre pasan el valor crítico del esfuerzo efectivo normal principal inicial, por lo tanto la falla de suelo ocurrió (licuefacción) y esto pudo a ver provocado un hundimiento crítico de la estructura, como lo que ocurrió en el ensayo 3. Mientras que en los sensores KD 13 y KD 14 por la liberación de agua, provocan que ocurra una disminución de presión y esto favorezca adicionalmente que la estructura se hunda.

Prueba 2, ensayo 2,  $T = 1.2 s$

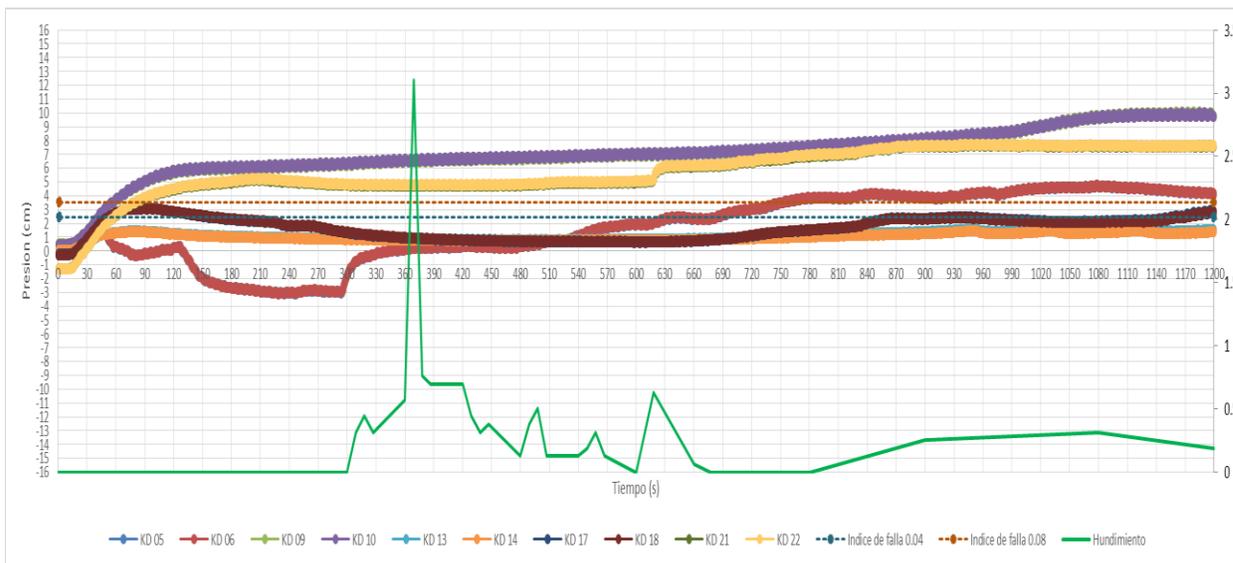
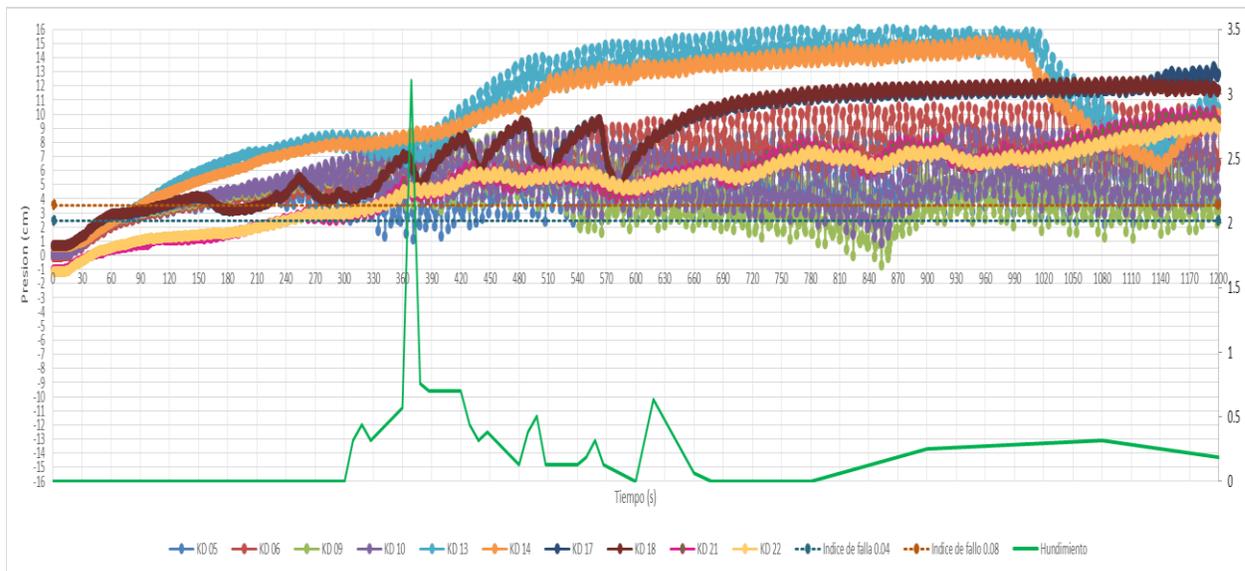


Figura 5.12 Gráficas presión de poro del ensayo 2 (superior) y hundimiento por intervalos (inferior)

De la figura 5.12. Se puede concluir a comparación con la figura 5.11, que el resultado del ensayo 2 con el hundimiento presentado en el ensayo 3, no son representativos; ya que del ensayo 2 como se mencionó anteriormente llega a la falla al segundo 60 aproximadamente y esto provocará el hundimiento de la estructura, pero el mayor o menor hundimiento pudo a ver ocurrido en tiempos diferentes que en el ensayo 3. No se identifica algo que pudiera provocar un hundimiento súbito.

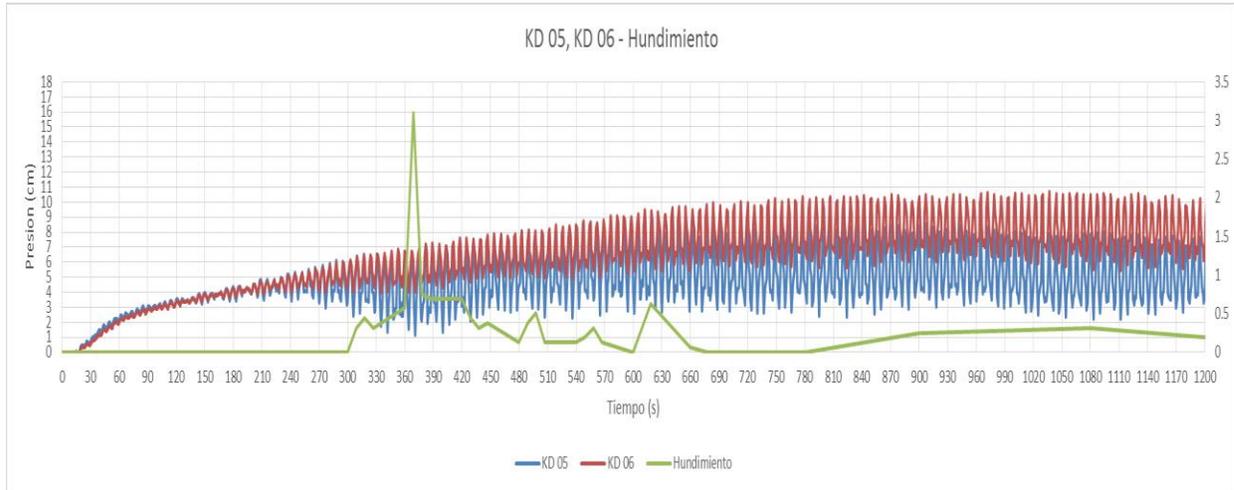
*Prueba 3, ensayo 2,  $T = 1.2$  s*

Como se describió en párrafos anteriores, la metodología para conocer el hundimiento de la estructura con respecto al tiempo de la prueba, fue utilizada para este ensayo, lo cual los resultados tanto de los sensores de presión, como el del hundimiento de la estructura con respecto al tiempo, se analizarán de manera más detallada, comparando los pares de sensores de presión con la gráfica resultante del hundimiento en intervalos de tiempo. Esto con la finalidad de identificar qué fue lo que provocó que la estructura de cubos tuviera hundimientos súbitos.



*Figura 5.13 Gráficas presión de poro del ensayo 3 (superior) y hundimiento por intervalos (inferior)*

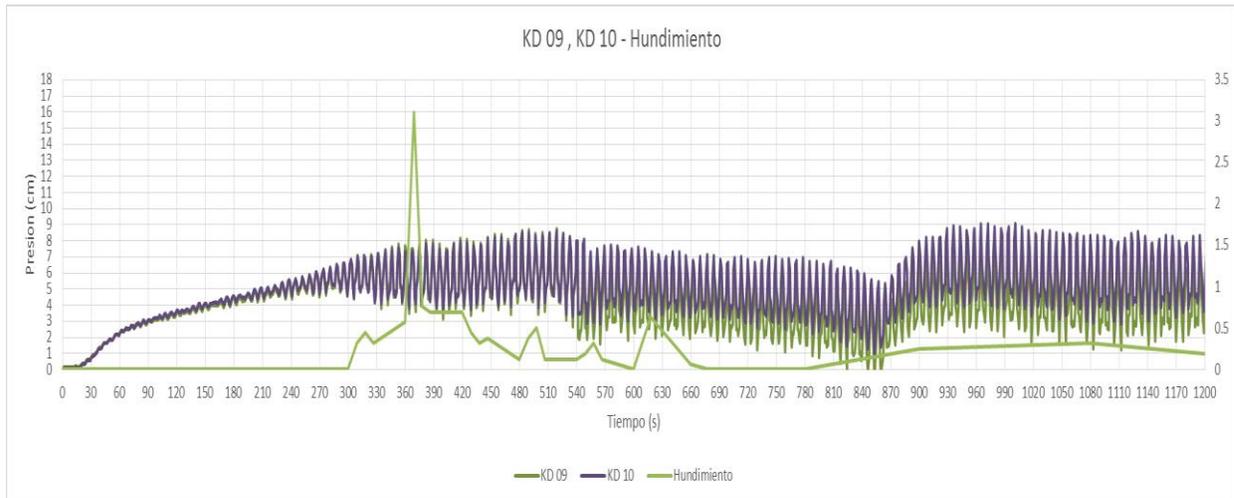
### Sensores KD 05, KD 06 - Hundimiento



*Figura 5.14 Comparación entre gráficas de sensores de presión KD 05 y KD 06 y gráfica del hundimiento en intervalos de tiempo de la estructura*

En la figura 5.14 se puede observar que en el momento en el que se presenta el hundimiento mayor de 3 cm aproximadamente, coincide con uno de los momentos de disipación de presión de tanto el sensor KD 05 y KD 06, cuando el suelo ya indica que ha fallado, de manera similar se presenta en los diferentes periodos donde ocurre un hundimiento de la estructura considerable.

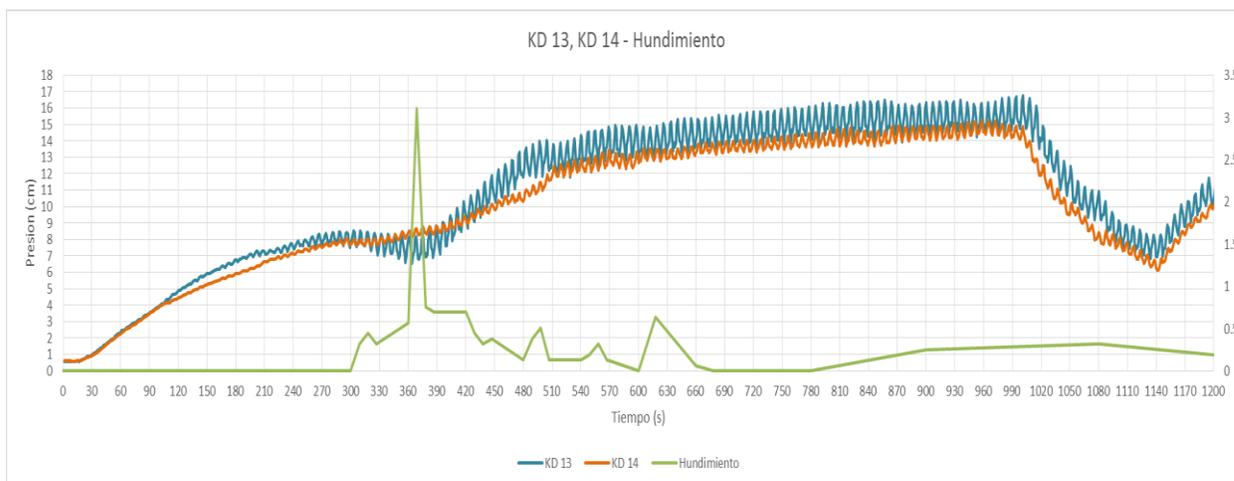
## Sensores KD 09, KD 10 - Hundimiento



*Figura 5.15 Comparación entre gráficas de sensores de presión KD 05 y KD 06 y gráfica del hundimiento en intervalos de tiempo de la estructura*

En la figura 5.15. Se puede observar, como ya se ha mencionado que los sensores KD 09 y KD 10 presentan un comportamiento similar al KD 05 y KD 06. Y de igual manera se observa que hay una disipación de presión, coincidente cuando ocurre los hundimientos de la estructura, esto de igual manera sucede cuando el suelo ha fallado, como se explicó en el capítulo anterior, ya ha superado el valor crítico del esfuerzo normal principal inicial.

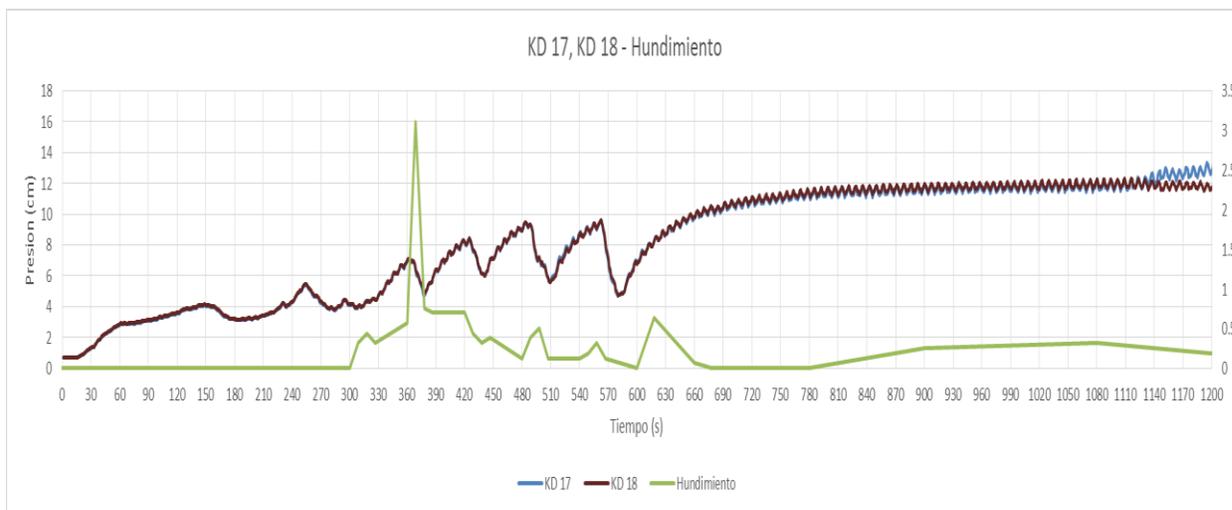
## Sensores KD 13, KD 14 - Hundimiento



*Figura 5.16 Comparación entre gráficas de sensores de presión KD 13 y KD 14 y gráfica del hundimiento en intervalos de tiempo de la estructura*

En la figura 5.16. Se observa que cuando ocurre el hundimiento súbito del rango 360-390, el sensor KD 13 presenta el mínimo registro de presión de 3 cm de toda la serie de tiempo y posteriormente va aumentando la presión hasta aproximadamente el segundo 480 de igual manera es coincidente con un descendimiento de la presión (disipación de energía); la falla del suelo ocurrió aproximadamente en el segundo 90; para los otros hundimientos de la estructura más sobresalientes, la presión permanece de manera casi constante. Se puede concluir por medio de la gráfica que cuando ocurre la mínima presión y la estructura se hunde súbitamente, los cubos de la estructura empiezan a suprimir el suelo, lo cual hace que aumente su presión, y posteriormente acumula agua que no disipa hasta el segundo 990 aproximadamente. Mientras que en el sensor KD 14 en el hundimiento súbito y en los posteriores no presentan ninguna coincidencia o relevancia, si no que sigue su tendencia de aumento de presión y pérdida de capacidad de acumulación.

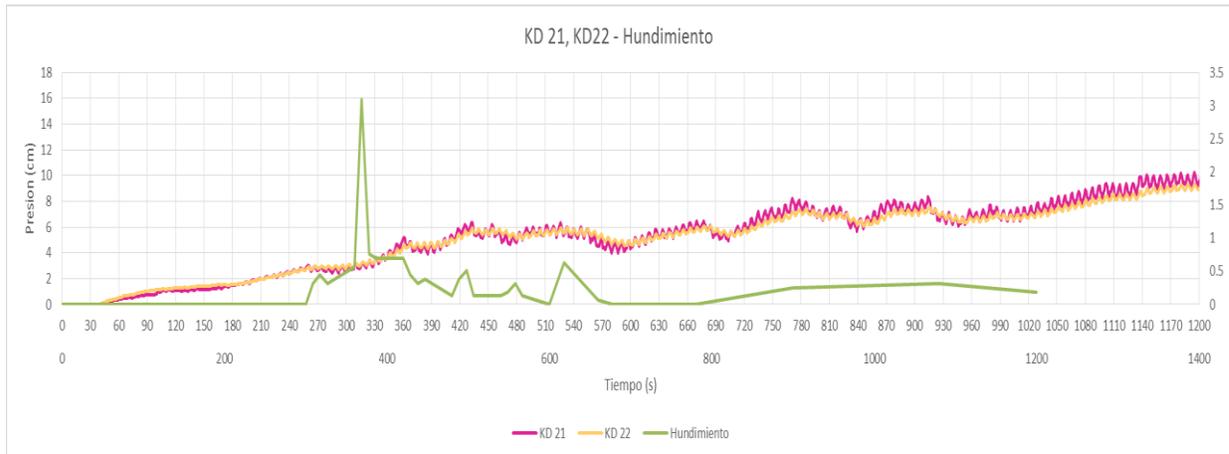
## Sensores KD 17, KD 18 - Hundimiento



*Figura 5.17 Comparación entre gráficas de sensores de presión KD 17 y KD 18 y gráfica del hundimiento en intervalos de tiempo de la estructura*

En la figura 5.17. Se puede llegar a conclusiones importantes, ya que de todos los registros de los sensores, los sensores KD 17 y KD 18 presentan una mayor coincidencia de lo que ocurre con la presión del suelo y el hundimiento de la estructura en el tiempo. Como se puede observar que cuando en los sensores KD 17 y KD 18 se presentan la primera disipación de energía importante de aproximadamente 2.4 cm ocurre el hundimiento súbito de la estructura, caso similar ocurre cuando, por un lado hay disipaciones de energía o disminución de presión de aproximadamente entre 2.5 y 4.5 cm, se presenta posteriormente un hundimiento de la estructura. Esto puede ser debido a que al disipar la energía, existe una liberación de agua y esto permite a que el suelo pierda su capacidad de carga y con ello a que exista un hundimiento en la estructura, en todos los casos que se presentó este comportamiento en la serie de tiempo. También se puede concluir que en esta zona o sección de suelo, donde están ubicados estos sensores, ocurrió la falla del suelo y posteriormente se transmitió a la zona donde se ubican los sensores KD 13, KD 14, KD 21 y KD 22, como se puede observar en sus respectivas gráficas.

### Sensores KD 21, KD 22 - Hundimiento



*Figura 5.18 Comparación entre gráficas de sensores de presión KD 21 y KD 22 y gráfica del hundimiento en intervalos de tiempo de la estructura*

En la figura 5.18. Se puede observar que en los sensores KD 21 y KD 22 cuando presenta la primera disminución de presión que es pequeña ocurre el hundimiento súbito de la estructura y posteriormente sigue dicha tendencia en todos los casos en que existe hundimiento y disminución de presión, aunque en esta gráfica no es tan marcada la tendencia como en la figura 5.16.





## VI. CONCLUSIONES

Y

## FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO



## 6.1 Conclusiones

La reproducción en el Laboratorio de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM de la falla por hundimiento de estructuras cercas de la costa sobre suelos finos, con el objetivo de conocer el comportamiento del suelo ante la interacción con una estructura y oleaje. De acuerdo a los resultados obtenidos mediante los experimentos desarrollados, se pueden llegar a derivar las conclusiones siguientes:

- El comportamiento del suelo, es diferente en todos los ensayos realizados, aunque se desarrollaron con los mismos materiales y la misma metodología, esto debido a que se manejó un suelo cohesivo y anisótropico.
- El comportamiento del suelo sin una estructura, ante un oleaje de periodo corto y corta duración, el suelo prácticamente pasa desapercibido de la presencia del oleaje y no llega al fallo. Sin embargo ante oleaje de periodo alto y de larga duración el suelo llega a licuar en una pequeña zona, pero no en su totalidad, esto provocado por la acción del oleaje el cual el suelo solo licua en la capa superior.
- Si se tiene una estructura en un suelo fino ante oleaje de periodo corto, el suelo no llega a la falla por licuefacción ya que el oleaje al ser pequeño, no siente la presencia de la estructura sumergida y por igual al suelo. Pero la interacción entre el oleaje-estructura-suelo para oleaje de periodos altos, el resultado es más caótico, ya que provoca la falla del suelo por licuefacción en su totalidad, provocando el colapso de la estructura sumergida.
- Existe una relación entre la sucedido con la presión de poro del suelo y el hundimiento de la estructura, esto reflejado en la disipación de presión por parte del suelo, provoca la pérdida de capacidad de carga del suelo, provocando así el hundimiento de la estructura sumergida.



## 6.2 Futuras Líneas de Trabajo

La reproducción en laboratorio de la falla por hundimiento de estructuras cerca de la costa sobre suelos finos, analizando el comportamiento del suelo. Permitirá el desarrollo de nuevos trabajos que incluyan:

- Otra selección de materiales finos, que con cierta cantidad de agua y periodo de consolidación, diferente al mostrado en este trabajo, puedan soportar una estructura sometido a diferentes acciones del oleaje.
- Utilización a este mismo trabajo tanto oleaje regular como irregular, simulando condiciones de tormentas y tsunamis.
- Utilizar diferentes materiales con diferentes pesos y dimensiones para la construcción de la estructura.
- Utilizar diferentes tipologías de diques para observar su interacción bajo diferentes condiciones de oleaje hasta provocar su fallo con o diferente suelo.
- Mayor investigación sobre la interacción de oleaje-suelo-estructuras de protección costeras.
- Utilizar mejores herramientas para identificar el hundimiento de la estructura con respecto al tiempo.



## BIBLIOGRAFÍA

- Alejandre, A.A.,(2016) “ Reproducción en laboratorio de la falla por hundimiento de estructuras cerca de la costa sobre suelos finos : análisis del oleaje”, Tesis que para obtener el grado de: Ingeniero civil, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- 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.
- Comisión Federal de Electricidad, CFE (2014),” Manual de diseño de obras civiles, Obras marítimas” , CFE, Tomo I, México, pp 49 – 115.
- Comisión Federal de Electricidad, CFE (2014),” Manual de diseño de obras civiles, Obras marítimas” , CFE, Tomo III, México, pp 116 – 134.
- Deméneghi, C. A., Magaña, T. R., Sanginés G. H. (2003).”Fundamentos de mecánica del medio continuo”, Facultad de ingeniería , UNAM, 80 pp.
- Escala de Udden-Wentworth, Schulumberger, (Disponible en:  
[http://www.glossary.oilfield.slb.com/es/Terms/u/udden-wentworth\\_scale.aspx#](http://www.glossary.oilfield.slb.com/es/Terms/u/udden-wentworth_scale.aspx#)).
- García F. M., Maza A.J.A., “Transporte de sedimentos”, Instituto de Ingeniería, capítulo 10, Manual de ingeniería de ríos, pp 21 - 42.
- Gutiérrez, G.F.,(2014). “Análisis experimental de la interacción oleaje-suelos finos”, Tesis que para obtener el grado de: Ingeniero civil, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Juárez B.E., (2005), “Mecánica de suelos I: Fundamentos de la mecánica de suelos”, Vol 1, Limusa, México, pp 123-144.
- Mehta A.J. (2013),”An Introduction to hydraulics of fine sediment transport”, World Scientific, Advanced series on ocean engineering, Vol. 38, 1039pp.
- Pedrozo, A.A., (2011).” Procesos costeros y morfodinámica de playas”, Serie de docencia-UNAM, Instituto de Ingeniería, México, 113-138 pp.
- Reología: conceptos básicos. (Disponible en:  
<http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/mabel/materias/sistemdispersos/Reologia.pdf>)
- Sumer B.M., (2014), “Liquefaction around marine structures”, World Scientific, Advanced series on ocean engineering, Vol. 39, 441pp.
- Sumer B.M., Kirca V.S., & Fredsoe J. (2012). “ Experimental validation of a mathematical model for seabed liquefaction under waves”, international journal of offshore and polar engineering, Vol. 22, No. 2, pp 133-141.



Reproducción en laboratorio de la falla por hundimiento de estructuras  
cerca de la costa sobre suelos finos: Análisis del comportamiento del suelo

---

