



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
OLEAJE**

TESIS

Que para obtener el título de
Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Alejandro Alexandre Avila

DIRECTOR DE TESIS

Edgar Gerardo Mendoza Baldwin



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2016



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Señor
ALEJANDRO ALEJANDRE ÁVILA
Presente

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/073/15

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 LABORATORIO DE LA FALLA POR HUNDIMIENTO DE ESTRUCTURAS CERCA DE LA COSTA SOBRE SUELOS FINOS: ANÁLISIS DE OLEAJE"

- INTRODUCCIÓN
- I. INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS DE SEÑALES
- II. PROCESOS DE INTERACCIÓN OLEAJE SUELO FINO
- III. DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO EXPERIMENTAL
- IV. RESULTADOS
- V. CONCLUSIONES

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

A mi tutor de tesis, el Dr. Edgar Gerardo Mendoza Baldwin, por abrirme las puertas del Laboratorio de Costas y Puertos y permitirme formar parte de su grupo de estudio, al mismo tiempo que me brindaba su valiosa asesoría y consejo.

A mis compañeros y amigos de carrera y del laboratorio, que en mayor o menor medida estuvieron involucrados en este trabajo, brindándome su amistad, apoyo y tiempo, muchas gracias por compartir conmigo tantas alegrías; en especial a Jorge Aguilar, Ana Gabriel, Daniel Alejandro, Concepción, Geovanni, Gabriela, Francisco, Nayeli, Julio Cesar, David, Carlos.

Muchas gracias por todo.

Resumen.

La presente tesis expone un trabajo experimental desarrollado con el objetivo de analizar la respuesta de una estructura sumergida sobre un suelo fino ante la acción de ondas progresivas.

Se presenta una breve revisión del marco conceptual básico necesario para un entendimiento del comportamiento del oleaje, así como de los estudios que se han realizado de la interacción entre las olas y un suelo fino.

Los experimentos se plantearon para simular los efectos del oleaje sobre una estructura de piezas de concreto cimentada sobre un suelo fino. Estos experimentos se realizaron en el canal de oleaje con el que dispone el Laboratorio de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Para simular el suelo fino se creó una mezcla, a partir de diferentes ensayos previos, a base de agua y caolín en proporciones de 1.09 L de agua por cada 2 kg de caolín, esta mezcla se colocaba sobre una charola diseñada para analizar el comportamiento del suelo marino en el canal. La estructura sumergida se representó por medio de una pirámide compuesta por cubos de concreto simple que se colocaba encima de la mezcla de caolín y agua y después se ensayaba por medio de la acción de dos trenes de oleaje.

De las señales de oleaje obtenidas en estos experimentos se realizó un análisis temporal a la señal y se obtuvieron alturas de ola con las cuales, a partir de la posición en donde se registró cada señal, se logró analizar el comportamiento del oleaje cuando la estructura se encontraba sobre el suelo fino y cuando no. Así mismo, se obtuvieron curvas del hundimiento de la estructura y se compararon contra las señales de oleaje y se pudo identificar una similitud entre el hundimiento de la estructura y el comportamiento del oleaje.

Contenido

I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Motivación, justificación y objetivos.....	2
1.1.1 Motivación y justificación.....	2
1.1.3 Objetivos.	3
1.2 Organización del trabajo.	4
II. INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS DE SEÑALES.	5
2.1 Clasificación del oleaje.	6
2.1.1 Clasificación del oleaje por profundidad relativa.....	6
2.1.2 Clasificación del oleaje por su periodo y la fuerza que lo genera.	7
2.1.3 Clasificación del oleaje por el área donde se genera (fetch).	9
2.2 Descripción estadística del oleaje.	10
2.2.1 Hipótesis básicas.	10
2.2.2 Modelo matemático-estadístico del oleaje.	15
2.2.3 Definición de estado de mar.	15
2.2.3 Descripción estadística de un estado de mar.	16
2.3 Análisis temporal de estados de mar.	16
2.3.1 La muestra.....	17
III. PROCESOS DE INTERACCIÓN OLAJE-SUELO FINO.	25
3.1 Huella de las olas sobre suelo fino.	26
3.2 Pérdida de energía.	28
3.3 Ondas en aguas someras y flujo no viscoso sobre suelo fino.	30
3.4 Modelo semi-analítico.....	39
IV. DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO EXPERIMENTAL.....	43
4.1 Instalación experimental y equipo de medición.	44
4.1.2 Canal y pala generadora de oleaje.	44
4.1.3 Instrumentación.	46
4.2 Determinación del modelo en pequeña escala.....	51
4.3 Procedimiento de ensayo.....	54
4.3.1 Material.	54
4.3.2 Metodología experimental.....	57
V. RESULTADOS.	65
5.1 Perturbación del oleaje en presencia del suelo cohesivo.	66

5.2 Interacción del oleaje con el dique sumergido.....	69
5.2.1 Prueba 1.....	70
5.2.1 Prueba 2.....	73
5.2.1 Prueba 3.....	75
5.3 Análisis espacio-temporal de la falla por hundimiento.....	78
5.2.1 Prueba 1.....	82
5.2.1 Prueba 2.....	83
5.2.1 Prueba 3.....	85
VI. CONCLUSIONES.....	89
6.1 Futuras líneas de trabajo.....	90
Referencias.....	91

Lista de Figuras y Tablas

Figura II.1 Movimiento de las partículas del agua.	7
Figura II.2 Periodo-energía de las ondas.	8
Figura II.3 Generación del oleaje.....	10
Figura II.4 Oleaje tipo Sea (izquierda) y Swell (derecha).....	10
Figura II.5 Estructura del oleaje aleatorio.	11
Figura II.6 Parámetros que definen al oleaje.	18
Figura II.7 Discretización de la altura de ola utilizando el método de pasos ascendentes.....	21
Figura II.8 Discretización de la altura de ola utilizando el método de pasos ascendentes.....	22
Figura III. 1 Relaciones del arrastre de la olea contra la viscosidad del suelo.	27
Figura III. 2 Interacción de dos fluidos con diferentes densidades, sujetos a una onda progresiva.	31
Figura III. 3 Resultados de las pruebas realizadas por Gade: relación de dispersión.	37
Figura III. 4 Resultados de las pruebas realizadas por Gade: coeficiente de arrastre del oleaje.....	37
Figura III. 5 Variación del coeficiente de arrastre.	38
Figura III. 6 Comportamiento de la viscosidad.....	38
Figura III. 7 Oleaje incidente en un sistema con dos fluidos viscosos.....	39
Figura IV. 1 Canal de oleaje.	44
Figura IV. 2 Pala generadora de oleaje.....	45
Figura IV. 3 Charola para la colocación del suelo.....	46
Figura IV. 4 Sensores de nivel.....	47
Figura IV. 5 Distribución de los sensores de nivel en el canal.....	48
Figura IV. 6 Ubicación esquemática de las rampas y el suelo.....	48
Figura IV. 7 Sensor de Presión.....	49
Figura IV. 8 Distribución de los sensores de presión.....	50
Figura IV. 9 Sistema imc SPARTAN.	51
Figura IV. 10 Dimensiones de la estructura sumergida en el canal.	52
Figura IV. 11 Esquema de la estructura, profundidad y oleaje si el modelo fuera escala 1:10.	52
Figura IV. 12 Esquema de la estructura, profundidad y oleaje si el modelo fuera escala 1:5.	53
Figura IV. 13 Caolín.....	54
Figura IV. 14 Cubos de concreto.	56
Figura IV. 15 Tarado de agua y caolín.	57
Figura IV. 16 Premezclado del caolín y agua.....	58
Figura IV. 17 Batidora y olla.	59
Figura IV. 18 Estructura, suelo en el canal de oleaje.	60
Figura IV. 19 Colocación de los sensores de nivel.....	61
Figura IV. 20 Generación del oleaje.	62
Figura IV. 21 Retiro del material y limpieza del canal.	63
Figura V. 1 Altura de ola-distancia, ensayo 1 prueba sin estructura.	67
Figura V. 2 Altura de ola-distancia, ensayo 2 prueba sin estructura.	68

Figura V. 3 Altura de ola-distancia, prueba sin estructura comparación entre ensayos.	69
Figura V. 4 Altura de ola-distancia, prueba 1 ensayo 1.....	70
Figura V. 5 Altura de ola-distancia, prueba 1 ensayo 2.....	71
Figura V. 6 Altura de ola-distancia, prueba 1 comparación entre ensayos.	72
Figura V. 7 Altura de ola-distancia, prueba 2 ensayo 1.....	73
Figura V. 8 Altura de ola-distancia, prueba 2 ensayo 2.....	74
Figura V. 9 Altura de ola-distancia, prueba 2 comparación entre ensayos.	75
Figura V. 10 Altura de ola-distancia, prueba 3 ensayo 1.....	76
Figura V. 11 Altura de ola-distancia, prueba 3 ensayo 2.....	77
Figura V. 12 Altura de ola-distancia, prueba 3 comparación entre ensayos.	78
Figura V. 13 Medición del hundimiento, alambre-riel.	79
Figura V. 14 Medición del hundimiento, alambre-riel.	79
Figura V. 15 Curva de hundimiento por intervalos, prueba 3.....	80
Figura V. 16 Curva de hundimiento acumulado, prueba 3.	80
Figura V. 17 Curva de altura máxima de rotura, prueba 3.....	81
Figura V. 18 Altura de ola-hundimiento-tiempo, prueba 1, ensayo 2.	82
Figura V. 19 Altura de ola-hundimiento acumulado-altura máxima de rotura-tiempo, prueba 1, ensayo 2.	83
Figura V. 20 Altura de ola-hundimiento-tiempo, prueba 2, ensayo 2.	84
Figura V. 21 Altura de ola-hundimiento acumulado-altura máx. de rotura-tiempo, prueba 2, ensayo 2.....	85
Figura V. 22 Altura de ola-hundimiento-tiempo, prueba 3, ensayo 2.	86
Figura V. 23 Altura de ola-hundimiento acumulado-altura máx. de rotura-tiempo, prueba 3, ensayo 2.....	87
Tabla II. 1 Clasificación del oleaje según su periodo.	8
Tabla II. 2 Metodología para el análisis temporal del oleaje.	17
Tabla III. 1 Contenido de agua del suelo en la costa de Guiana.....	26
Tabla III. 2 Mecanismos de comportamiento del suelo.	30
Tabla IV. 1 Ubicación de los sensores de nivel desde la pala generadora de oleaje.	47
Tabla IV. 2 Distribución espacial de los sensores de presión en la charola.	49
Tabla IV. 3 Características del flujo y escalas de semejanza.	53
Tabla IV. 4 Escalas utilizadas en el modelo.	53
Tabla IV. 5 Características estadísticas del oleaje según la escala 1:5 de longitud.....	54
Tabla IV. 6 Ficha técnica del caolín.....	55
Tabla IV. 7 Propiedades plásticas del caolín.....	55
Tabla IV. 8 Tabla de propiedades de los cubos.	56
Tabla IV. 9 Parámetros de los ensayos realizados.	62
Tabla V. 1 Parámetros de los ensayos realizados.	66

I. INTRODUCCIÓN.

1.1 Motivación, justificación y objetivos.

1.1.1 Motivación y justificación.

Las zonas costeras constituyen espacios de gran importancia social. Más de un tercio de la población mundial vive en las zonas costeras, donde factores económicos y sociales juegan un papel fundamental. Sin embargo, estos sistemas extremadamente frágiles y complejos han sido expuestos al uso irracional y desmedido del hombre, lo que ha provocado un deterioro social, económico y ambiental que se ha venido experimentando en muchas zonas costeras. De allí la importancia de la realización de estudios y trabajos de investigación que ayuden a favorecer la comprensión de los fenómenos naturales y sociales que afectan a estas regiones y poder avanzar en el diseño de planes de protección.

México cuenta con 1 964 375 km², de los cuales 1 959 248 km² son de superficie continental, 5 127 km² de superficie insular y 14 400 km de litoral marítimo de los cuales 10 600 km son costas, 7 450 km se localizan en el Océano Pacífico, 2 810 km en el Golfo de México y el Mar Caribe y 340 km son costas isleñas (INEGI). En esta superficie el país alberga ecosistemas como manglares, sistemas estuarinos, arrecifes coralinos, playas y costas rocosas. La importancia de estos ecosistemas radica en la riqueza de sus recursos así como los servicios ambientales que prestan.

Asimismo, se estima que en la zona costera habita aproximadamente la cuarta parte de la población nacional, situación que va en aumento debido a la revaloración de la misma en los últimos tiempos y el aumento de las actividades productivas que ahí se realizan provocando migración; de igual manera, se puede decir que las tasas de natalidad de la zona costera son mayores a otras regiones del país (fuente).

Entre las actividades productivas que se realizan en la zona costera destacan la pesca y la acuicultura, el turismo, la explotación de energéticos y la producción de energía, así como la fuerte actividad portuaria y de comercio.

El efecto de la actividad turística es en gran medida la responsable de la degradación de las costas del país en las últimas décadas, ya que con ella el valor de las playas adquiere una dimensión económica y social, provocando una progresiva urbanización en todas las zonas adyacentes, las cuales pasan a ser habilitadas con fines claramente turísticos. A partir de este momento las playas alcanzan un valor estratégico inimaginable, prestando el país especial interés en su preservación y buen estado. Así, la erosión que antes no era más que un proceso natural, pasó a convertirse en un problema debido a la lentitud con que pueden regenerarse por sí solas y a que en el marco de actividad humana, algunas ya no se regenerarán naturalmente nunca más. Como consecuencia de ello surge la necesidad de implementar medidas para la protección de la costa.

Así pues, existe una serie de medidas para intentar controlar los distintos tipos de fenómenos causados por la dinámica litoral, siendo siempre medidas que precisan de un control periódico que asegure que continúan cumpliendo con la función para la que inicialmente fueron destinadas.

El diseño de estructuras de protección costera, presenta una serie de dificultades debido a la complejidad de las solicitaciones ejercidas sobre la estructura, derivadas de la acción dinámica del oleaje y transmitidas al fondo marino mediante una compleja interacción entre la estructura y el suelo, así como al comportamiento no lineal que presenta el suelo.

Debido a esto y la creciente demanda por el aprovechamiento y conservación de las zonas costeras en el mundo, la necesidad de realizar investigaciones con el fin de comprender mejor la interacción que se presenta entre el oleaje, el suelo y las estructuras es vigente.

Es por ello que este trabajo de investigación, surgido por la incertidumbre que priva en el desempeño de las estructuras costera cuando están desplantadas sobre lechos fangosos, tiene como finalidad principal generar una mejor comprensión de la interacción oleaje-estructura-suelo.

1.1.3 Objetivos.

Con base en lo anterior, el objetivo principal de la presente tesis es reproducir y analizar el efecto del oleaje cuando actúa sobre una estructura sumergida cimentada sobre un suelo fino. Esto se llevó a cabo a partir de los resultados de un estudio analítico-experimental.

En este sentido se han planteado objetivos particulares como son:

1. Analizar el efecto provocado por el oleaje incidente sobre un suelo fino con el fin de poder identificar un patrón de interacción.
2. Estudiar las perturbaciones en el oleaje a causa de una estructura sumergida.
3. Aplicar herramientas estadísticas para el estudio de series temporales de oleaje con la finalidad de relacionar el hundimiento presentado por una estructura cimentada en un suelo fino con el oleaje.

1.2 Organización del trabajo.

El presente trabajo está constituido por seis capítulos, a continuación se describe cada uno de ellos:

I. Introducción.

Está destinado a la motivación, justificación y planteamiento de los objetivos a cumplir.

II. Introducción al Análisis de Señales.

En este capítulo se hace una revisión general de los conceptos teóricos relacionados con el oleaje, así como, sus clasificaciones básicas, teorías importantes y métodos de análisis y toma de series temporales.

III. Procesos de Interacción oleaje-suelo fino.

En este capítulo se presentan los fundamentos teóricos que describen la interacción entre el oleaje-suelo fino y modelos de análisis.

IV. Descripción del Trabajo Experimental.

Este capítulo se divide en tres partes, la primera está dedicada a la descripción de las instalaciones donde se llevaron a cabo los experimentos y se describen las características de la instrumentación utilizada. La segunda parte describe el tipo de oleaje y estructura en escala real que se intenta reproducir en este trabajo y la tercera parte está dedicada al procedimiento utilizado para el ensayo de las pruebas.

V. Resultados.

En este capítulo se presentan los principales resultados obtenidos de la experimentación así como su metodología de análisis y descripción.

VI. Conclusiones y futuras líneas de investigación.

En este último capítulo se presentan las conclusiones a las cuales se llegaron tomando en cuenta los objetivos principales y específicos planteados en esta tesis. Se presentan también las líneas de trabajo que se quedan abiertas luego de este estudio.

II. INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS DE SEÑALES.

2.1 Clasificación del oleaje.

El oleaje está regido por diferentes fuerzas de la naturaleza, la más obvia y la más común de estas fuerzas es el viento. Estas fuerzas provocan un estado de confusión y desorden en la superficie del océano, siendo así, que cuando se observa desde un barco o la playa es difícil poder clasificarlo.

Debido a este estado de desorden y para facilitar su comprensión, se considera a las ondas oceánicas como ideales, es decir, ondas sinusoidales perfectas, en las que se puede definir una longitud de onda, una altura de ola, un periodo de onda y una frecuencia. Sin embargo, este fenómeno no puede ser abordado de forma tan sencilla, por lo que también se trata como un fenómeno aleatorio, en el cual, se pueden presentar diferentes alturas, longitudes de onda, periodos, etcétera. De esta forma se llega a una mejor representación del oleaje y nos permite clasificarlo.

Tomando en cuenta lo descrito anteriormente, se puede clasificar al oleaje de tres formas:

- Por su profundidad relativa.
- Por su periodo y la fuerza que lo genera.
- Por el área donde se genera (fetch).

2.1.1 Clasificación del oleaje por profundidad relativa.

De acuerdo con la profundidad en la que la ola esté viajando, ésta puede verse afectada por el fondo marino, reduciendo su longitud de onda y aumentando su altura, provocando que las olas se vuelvan más inestables y por lo tanto haciéndolas romper.

La ecuación que representa al oleaje que se propaga en cualquier profundidad relativa, se expresa mediante la relación entre la profundidad, h , y la longitud de onda, L . Teniendo así, la siguiente clasificación:

- Aguas profundas: Cuando la profundidad es igual o mayor que la mitad de su longitud de onda, el oleaje no se ve afectado por el fondo marino.
- Aguas poco profundas: Cuando la profundidad es igual o menor que un vigésimo de su longitud de onda, el oleaje es completamente controlado por la profundidad del agua.

Esto es debido a que el fondo marino repercute en la trayectoria de las partículas del agua, en donde, en aguas poco profundas el efecto es despreciable y las partículas siguen una trayectoria circular, mientras que a medida que la profundidad disminuye su trayectoria empieza a volverse ovalada, como se observa en la Figura II.1.



Figura 0.1

Figura II.1 Movimiento de las partículas del agua.

Esta clasificación también puede ser analizada desde el punto de vista de la celeridad, que es una relación entre la frecuencia y la longitud de onda.

2.1.2 Clasificación del oleaje por su periodo y la fuerza que lo genera.

El oleaje está compuesto por una gran variedad de ondas, cada una de ellas con periodos, alturas y longitudes diferentes. Tomando en cuenta esta gran variedad de ondas y de las fuerzas que las generan y restauran se pueden distinguir los tipos de ondas que se muestran en la Tabla II.1.

Tabla II. 1 Clasificación del oleaje según su periodo.

Nombre	Periodo (T)	Longitud (L)	Altura (H)	Fuerza Generadora	Fuerza Restauradora
Capilares	0 a 0.1 s	2 a 7 cm	1 a 2 mm	Viento	Tensión superficial
Ultragravedad	0.1 a 1 s	Centímetros	Centímetros	Viento	Tensión superficial y gravedad
Gravedad	1 a 30 s	De metros a cientos de metros	De centímetros a 15 m	Viento	Gravedad
Infragravedad	30 s a 30 min	100 a 200 m	Pequeña	Viento	Gravedad, fuerza de Coriolis
Periodo Largo	5 min a 24 hr	Pueden llegar a ser de escala planetaria	1 a 5 m	Sismo, derrumbes, atracción de cuerpos celestes	Gravedad, fuerza de Coriolis
Transmarea	Más de 24 hr	-	0 a 12 m	Oscilaciones sísmicas	Gravedad, fuerza de Coriolis

Considerando la clasificación que se presenta en la Tabla II.1, la Figura II.2 muestra una representación esquemática de la energía que presenta normalmente cada tipo de onda.

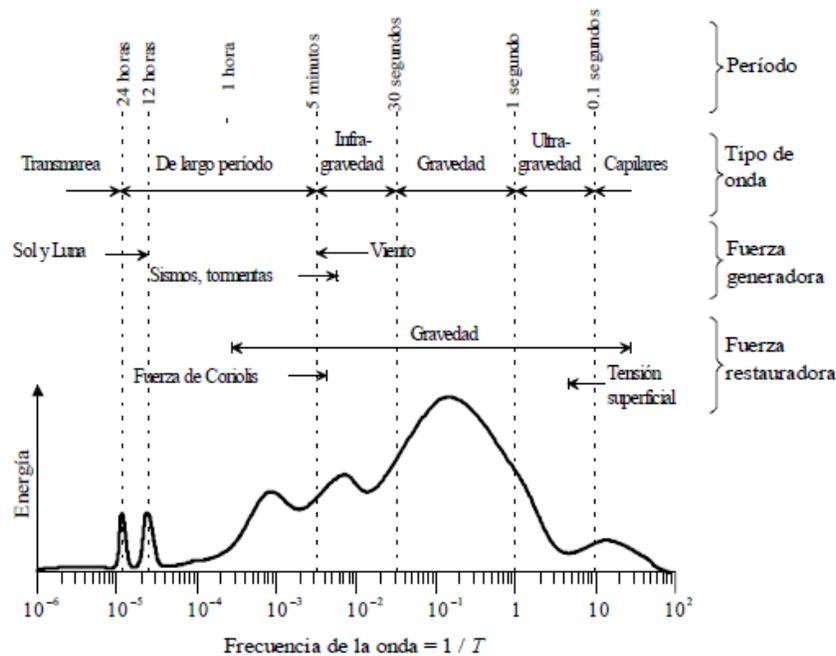


Figura II.2 Periodo-energía de las ondas.

2.1.3 Clasificación del oleaje por el área donde se genera (fetch).

Tomando en cuenta el área en donde se genera el oleaje (fetch), es decir, el área donde la velocidad y la dirección del viento se mantienen constantes para que pueda transmitir su energía al océano. Se pueden determinar dos tipos de oleaje: oleaje tipo SEA (Local) y oleaje tipo Swell (Distante).

2.1.3.1 Oleaje tipo SEA (Local).

Este tipo de oleaje se presenta en el fetch (mar abierto), al alcanzar el viento un cierto valor de velocidad, empiezan a formarse ondas de longitudes, periodos, alturas y direcciones distintas que le dan un aspecto caótico a la superficie libre del mar.

El oleaje tipo SEA se caracteriza por una gran irregularidad en el oleaje, desigualdad entre el valle y la cresta de las olas, así como, un gran peralte de estas.

2.1.3.1 Oleaje tipo SWELL (Distante).

Al irse alejando de la zona de generación las olas se dispersan en todas direcciones perdiendo energía, debido a que el viento ya no hace influencia sobre estas, las olas con periodos parecidos se combinan y la superficie libre del mar comienza a tener un aspecto menos caótico y un poco más simétrico, a este tipo de oleaje que se aleja del fetch se le conoce como SWELL.

El oleaje tipo SWELL es el que se puede observar desde las costas en profundidades reducidas, donde se le agrega el fenómeno de refracción, que hace que las olas tiendan a viajar de forma paralela a la línea de la costa.

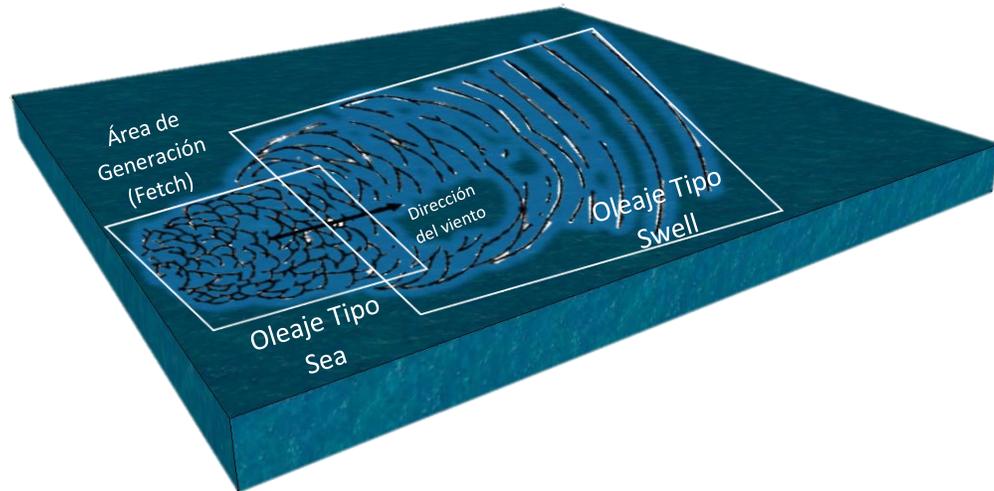


Figura II.3 Generación del oleaje.



Figura II.4 Oleaje tipo Sea (izquierda) y Swell (derecha).

2.2 Descripción estadística del oleaje.

2.2.1 Hipótesis básicas.

Como se ha mencionado, el principal problema del análisis del oleaje es su irregularidad, es decir, que dadas las características de una ola, no es posible predecir las características de la siguiente. Debido a esto una solución a este problema es mediante el uso de métodos estadísticos, en los cuales, consideramos al oleaje como un fenómeno aleatorio.

Analizando el fenómeno de esta manera, se considera al oleaje como:

- Proceso estocástico.
- Proceso estacionario.
- Proceso ergódico.

2.2.1.1 El oleaje como proceso estocástico.

Un proceso estocástico es aquel en el que se caracterizan una sucesión de variables aleatorias en función de otra variable, por lo general el tiempo, t , debido a esto las variables que describen al oleaje dependerán del fenómeno probabilístico y también del tiempo.

Debido a esto la superficie libre del mar se puede representar como la sumatoria de un gran número de ondas sinusoidales como se observa en la Figura II.5.

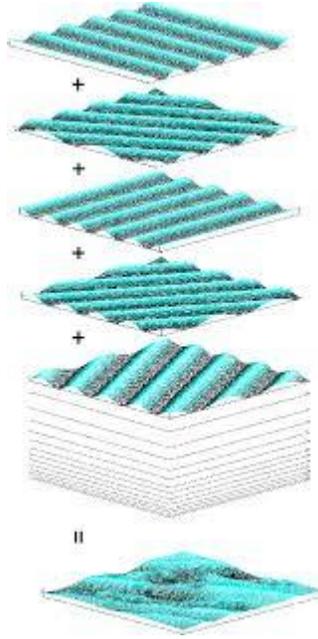


Figura II.5 Estructura del oleaje aleatorio.

Por lo que si consideramos al oleaje como una sumatoria de ondas que viajan en diferentes direcciones, θ_i , con diferentes amplitudes, a_i , frecuencias, σ_i , y fases, ε_i , de esta manera la superficie libre del mar, $\eta(x, y, t)$, puede ser representada de la siguiente manera:

$$\eta(x, y, t) = \sum_I a_i \cos \left[\frac{\sigma_i^2}{g} (x \cos \theta_i + y \sin \theta_i) - \sigma_i t + \varepsilon_i \right] \quad \text{Ec. II.1}$$

Donde:

a amplitud.

σ frecuencia angular ($2\pi/T$).

T periodo de la onda.

θ ángulo de la incidencia con respecto al eje X .

ε fase.

x , y posición espacial de la onda.

t tiempo.

En la Ec. II.1 las amplitudes y fases se consideran aleatorias, de donde la elevación de la superficie libre del mar también lo es y por lo tanto su estudio debe realizarse mediante un análisis estadístico, tomando en cuenta que el oleaje debe ser considerado como el resultado de un experimento al cual se le atribuye una función y no un número, es decir, como un proceso estocástico. Además que la realización de dicho experimento corresponde a una función muestra y la función que resulte será denotada por $\eta_k(t)$.

Ahora bien, si para cualesquiera n instantes $t_1, t_2, t_3, \dots, t_n$ se conoce la función de distribución; entonces el proceso $\eta(t)$ se puede considerar definido:

$$F_{t_1, t_2, \dots, t_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) = Prob[\eta(t_1) \leq x_1, \eta(t_2) \leq x_2, \dots, \eta(t_n) \leq x_n,] \quad \text{Ec. II.2}$$

De la variable aleatoria n -dimensional $\eta(t_1, t_2, t_3, \dots, t_n)$. Estas distribuciones deben de satisfacer las condiciones de simetría y de compatibilidad. Con esto, se puede concluir que para poder definir el proceso $\eta(t)$ es necesario conocer todas las funciones de distribución. Sin embargo, para simplificar el estudio de estos procesos, se puede utilizar la teoría de correlación y considerar solamente los dos primeros momentos del proceso:

- El valor medio:

$$\mu_n(k) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-\infty}^{\infty} \eta_k(t) dt \quad \text{Ec. II.3}$$

- La función de correlación:

$$R_\eta(k) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T \eta_k(t) + \eta_k(t + \tau) dt \quad \text{Ec. II.4}$$

La media y la función de correlación determinan el proceso $\eta(t)$ completamente, siempre que las distribuciones dadas por la Ec. II.2 sean normales (gaussianas).

2.2.1.2 El oleaje como proceso estacionario.

Un proceso estacionario es aquel en el cual sus características estadísticas se mantienen constantes durante un determinado periodo de tiempo, es decir, que características como la varianza o la media se mantienen igual en ese periodo de tiempo. En el océano este intervalo de tiempo se le denomina como “estado de mar”.

Por lo que siendo estacionario el proceso $\eta(t)$, se deduce que:

- El valor medio es una constante

$$\mu(k) = \mu \quad \text{Ec. II.5}$$

- La función de correlación depende solo de la diferencia $\tau = t + \tau$

$$R_{\eta\eta}(k) = R_{\eta\eta} \quad \text{Ec. II.6}$$

2.2.1.3 El oleaje como proceso ergódico.

“Si un proceso aleatorio $\eta(t)$ es estacionario y $\mu(k)$ y $R_{\eta\eta}(k)$ definidos en las Ec. II.5 y Ec. II.6 *no difieren cuando se calculan sobre diferentes muestras, se dice que el proceso es ergódico.*”

Por lo que cuando una sola realización de un proceso estocástico estacionario, es capaz de brindar la información completa para describir al proceso, se dice que el proceso es, además de estacionario, ergódico. Esta condición de ergodicidad está implícita cuando, por ejemplo, se considera que un segmento de una duración determinada de un proceso fisiológico es capaz de ofrecer la información necesaria del estado funcional del sistema que es objeto de análisis.

Utilizando el teorema de Wiener-Khintchine, se ha demostrado que la función de correlación, $R(\tau)$, de cualquier proceso estocástico estacionario puede representarse por:

$$\int_{-\infty}^{\infty} |R(\tau)| d\Phi(\sigma) \quad \text{Ec. II.7}$$

donde $\Phi(\sigma)$ es la llamada función de distribución espectral del proceso, la cual es una función acotada, real y no decreciente. Puede demostrarse que si se cumple la condición:

$$\int_{-\infty}^{\infty} |R_{\eta\eta}(\tau)| d\tau < \infty \quad \text{Ec. II.8}$$

$R_{\eta\eta}(\tau)$ puede representarse por la integral de Fourier, tal que:

$$R_{\eta\eta}(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_{\eta\eta}(\sigma) e^{i\sigma\tau} d\sigma \quad \text{Ec. II.9}$$

entonces,

$$\Phi(\sigma) = \int_{-\infty}^{\sigma} S_{\eta\eta}(\sigma) d\sigma \quad \text{Ec. II.10}$$

$$S(\sigma) = \frac{d\Phi(\sigma)}{d\sigma} \quad \text{Ec. II.11}$$

La función $S_{\eta\eta}(\sigma)$ se conoce como la función de densidad espectral del proceso $\eta(t)$, y tiene la propiedad de ser positiva:

$$S_{\eta\eta}(\sigma) \geq 0 \quad \forall \sigma \quad \text{Ec. II.12}$$

De acuerdo con la Ec. II.9, $R(\tau)$ es la transformada de Fourier de $S_{\eta\eta}(\sigma)$ y por lo tanto, usando la fórmula para evaluar la transformada inversa de Fourier, se obtiene que:

$$S_{\eta\eta}(\sigma) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_{\eta\eta}(\tau) e^{-i\sigma\tau} d\tau \quad \text{Ec. II.13}$$

En el caso de que el proceso $S_{\eta\eta}(\sigma)$ sea real, como lo es el oleaje, la función $\Phi(\sigma)$ es una función par y por ende las expresiones dadas en las Ec. II.9 y Ec. II.13 se pueden escribir como:

$$R_{\eta\eta}(\tau) = \int_0^{\infty} S(\sigma) \cos(\sigma\tau) d\sigma \quad \text{Ec. II.14}$$

$$S(\sigma) = \frac{2}{\pi} \int_0^{\infty} R_{\eta\eta}(\tau) \cos(\sigma\tau) d\tau \quad \text{Ec. II.15}$$

donde $S(\sigma)$ es la función de densidad espectral, la cual está definida solamente para $\sigma \geq 0$, y está relacionada con $S_{\eta\eta}(\sigma)$ por:

$$S(\sigma) = 2S_{\eta\eta}(\sigma) \quad \text{Ec. II.16}$$

Por lo tanto, la Ec. II.14, se puede escribir como:

$$S(0) = \int_0^{\infty} S(\sigma) d\sigma \quad \text{Ec. II.17}$$

es decir, el área bajo la curva de $S(\sigma)$ es igual al valor medio de los desplazamientos verticales, y admitiendo que $\mu = 0$ resulta que dicha área es igual a la varianza de los desplazamientos verticales.

A partir de aquí, el momento de orden n del espectro estará considerado como:

$$m_n = \int_0^{\infty} \sigma^n S(\sigma) d\sigma \quad \text{Ec. II.18}$$

2.2.2 Modelo matemático-estadístico del oleaje.

Longuet-Higuins (1952) basándose en los trabajos de Rice (1944 y 1945), definió el modelo de fases aleatorias a través de las siguientes hipótesis:

- La superficie libre del agua está representada por la sumatoria de varias ondas sinusoidales, de la forma:

$$\eta(t) = \sum_i \eta_i(t) = \sum_i a_i \cos(\sigma_i t - \varepsilon_i) \quad \text{Ec. II.19}$$

- Las amplitudes de estas ondas se expresan por:

$$a_{2j+1}^2 = 2S(\sigma_{2j+1})[\sigma_{2j+1} - \sigma_{2j}] \quad \text{Ec. II.20}$$

donde $S(\sigma)$ es una función definida en el intervalo $(0, \infty)$, tal que:

$$S(\sigma) \geq 0 \quad \forall \sigma \quad \text{Ec. II.21}$$

- La fase ε_i es una variable aleatoria con distribución uniforme en el intervalo $(0, 2\pi)$.

Por lo que bajo estas hipótesis el modelo propuesto representa un proceso, $\eta(t)$, estacionario gaussiano, es decir, que la superficie libre $\eta(t)$ esta normalmente distribuida y se puede representar por la integral:

$$\eta(t) = \int_0^\infty \cos(\sigma t - \beta) \sqrt{2S(\sigma)} d\sigma \quad \text{Ec. II.22}$$

2.2.3 Definición de estado de mar.

Un estado de mar se puede definir como el periodo de tiempo en el que las características externas que influyen en el océano permanecen constantes, es decir, las características estadísticas que definen al oleaje varían de forma lo suficientemente lenta para que sea válido aceptar que durante cierto lapso el fenómeno es estacionario.

De acuerdo a esta definición de estado de mar, se puede considerar que el oleaje está formado por dos tipos de variaciones:

- Variación de periodo corto: la variación es rápida y el tiempo que se puede considerar el proceso estacionario es muy corto (la duración de esta variación es de segundos).
- Variación de periodo largo: la variación es lenta y en ella evoluciona el estado de mar poco a poco (la duración de esta variación es de horas).

En campo al realizar la obtención de datos se debe considerar un lapso apropiado para que se pueda cumplir con la hipótesis de estacionariedad, sin embargo, el lapso también debe ser lo suficientemente largo para que los datos obtenidos sean los suficientes para que se consideren representativos del estado de mar.

2.2.3 Descripción estadística de un estado de mar.

Actualmente existen dos métodos para el análisis de una señal de oleaje, los cuales pueden considerarse complementarios:

- Descripción estadística temporal del estado de mar: Esta considera las propiedades estadísticas directamente de una serie de tiempo.
- Descripción estadística espectral del estado de mar: Esta toma en cuenta el estudio del espectro del oleaje, que representa la cantidad de energía que cada frecuencia de onda contiene.

2.3 Análisis temporal de estados de mar.

Como ya se dijo, el análisis temporal de un estado de mar considera las propiedades estadísticas de una serie de tiempo, para obtener estas propiedades es necesario realizar algunos cálculos para evitar errores y poder interpretar la serie de tiempo de una manera adecuada, a continuación se presenta en la Tabla I.2 una metodología para poder realizar el análisis temporal de un estado de mar.

Tabla II. 2 Metodología para el análisis temporal del oleaje.

1. Corrección del nivel medio	• Media
	• Lineal
	• Parabólica
2. Caracterización de la señal (separa H y T)	• Método de pasos ascendentes por cero
	• Método de pasos descendentes por cero
	• Método de crestas
	• Método de valles
3. Estimación de cruces	
4. Evaluación de parámetros y velocidades orbitales	
5. Determinación de la dirección del oleaje	• Método gráfico con las velocidades

2.3.1 La muestra.

El análisis del oleaje requiere de una información detallada del fenómeno. Para ello existen distintas fuentes de datos sobre las que poder realizar el análisis y que pueden agruparse en tres categorías: datos visuales, datos instrumentales y datos procedentes de simulaciones numéricas.

La muestra que se utiliza para realizar el análisis temporal de un estado de mar es un registro de oleaje medido normalmente por un sensor de presión ubicado en algún punto del océano. Estos registros por lo general tienen un aspecto similar al de la Figura II.6.

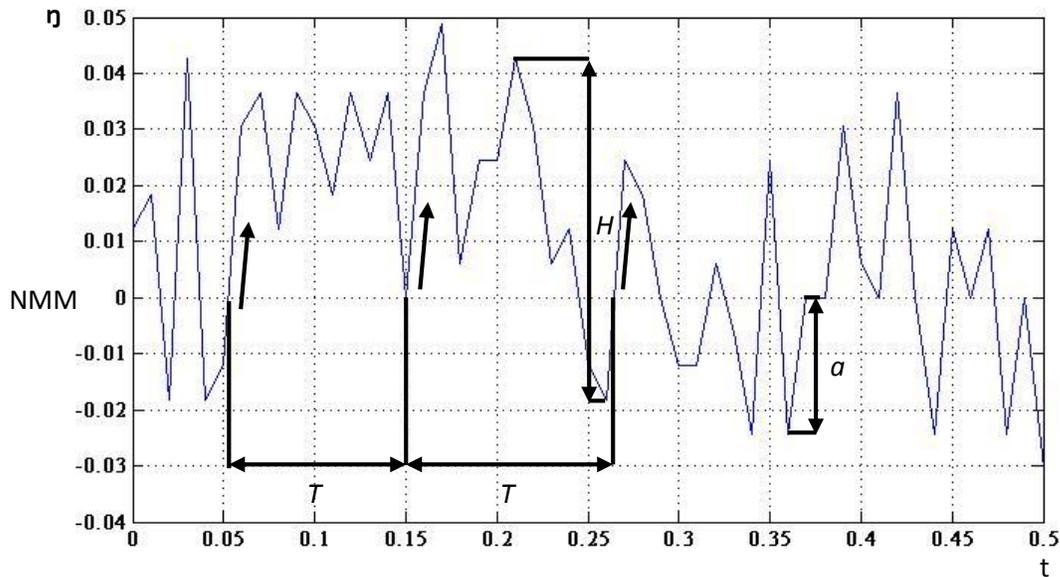


Figura II.6 Parámetros que definen al oleaje.

Los parámetros estadísticos más importantes para definir un estado de mar a partir de una serie de tiempo, son los siguientes:

Número de sucesos	N
Media	$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i$
Media cuadrática	$\overline{X_m} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i^2$
Media de los N/n valores mayores	$X_{1/n}$
Casos particulares	$X_{1/3}$ valor significativo o $X_{1/10}$ valor un décimo
Valor máximo del parámetro en la muestra	$X_{m\acute{a}x}$

2.3.1.1 Corrección del nivel medio.

La corrección del nivel medio se realiza debido a que los registros obtenidos también tienen la influencia de ondas largas, las cuales pueden llegar a modificar el nivel medio del mar, ocasionando que la interpretación del registro se vea modificada si no se realiza la corrección.

Para realizar la corrección del nivel medio se utiliza la siguiente expresión para todos los datos:

$$\eta_{i_corregida} = \eta_{i_original} - \bar{\eta}_i \quad \text{Ec. II.23}$$

donde

$\eta_{i_corregida}$ es el valor corregido del nivel medio del mar.

$\eta_{i_original}$ es el valor original del nivel medio del mar.

$\bar{\eta}_i$ es el valor medio.

El cálculo del valor medio se puede realizar por promedio aritmético, corrección lineal y corrección parabólica.

2.3.1.1.1 Promedio aritmético.

Este método consiste en obtener el valor medio como la sumatoria de todos los datos del registro entre el número de datos.

$$\bar{\eta}_i = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N \eta_i \quad \text{Ec. II.24}$$

2.3.1.1.1 Corrección lineal.

En este método se utiliza el ajuste de mínimos cuadrados para realizar una corrección lineal.

$$\bar{\eta}_n = A_0 + A_1 n \quad n = 1, 2, 3, \dots, N \quad \text{Ec. II.25}$$

$$A_0 = \frac{N_2 Y_0 - N_1 Y_1}{N_0 N_2 - N_1^2} \quad A_1 = \frac{N_0 Y_1 - N_1 Y_0}{N_0 N_2 - N_1^2} \quad \text{Ec. II.26}$$

$$N_r = \sum_{n=1}^N n^r \quad Y_r = \sum_{n=1}^N n^r \eta_n \quad \text{Ec. II.27}$$

2.3.1.1.1 Corrección parabólica.

En este método se utiliza el ajuste de mínimos cuadrados para realizar una corrección parabólica.

$$\bar{\eta}_n = B_0 + B_1n + B_2n^2 \quad n = 1, 2, 3, \dots, N \quad \text{Ec. II.28}$$

$$B_0 = \frac{1}{\Delta} [Y_0(N_2N_4 - N_3^2) + Y_1(N_2N_3 - N_1N_4) + Y_2(N_1N_3 - N_2^2)] \quad \text{Ec. II.29}$$

$$B_1 = \frac{1}{\Delta} [Y_0(N_2N_3 - N_1N_4) + Y_1(N_0N_4 - N_2^2) + Y_2(N_1N_2 - N_0N_3)] \quad \text{Ec. II.30}$$

$$B_3 = \frac{1}{\Delta} [Y_0(N_1N_3 - N_2^2) + Y_1(N_1N_2 - N_0N_3) + Y_2(N_0N_2 - N_1^2)] \quad \text{Ec. II.31}$$

$$\Delta = N_0N_2N_4 + 2N_1N_2N_3 - N_2^3 - N_0N_3^2 - N_1^2N_4 \quad \text{Ec. II.32}$$

2.3.1.2 Caracterización de la señal.

El siguiente paso es caracterizar la señal, es decir, encontrar las alturas y frecuencias de cada ola encontrada en el registro. Existen cuatro métodos para poder realizar este pasó que se explican a continuación.

2.3.1.2.1 Método de pasos ascendentes por cero.

En este método se toma una sección del registro considerando dos puntos de cruce, η_i , con el nivel medio del mar los cuales se definen; tomando en cuenta que el dato anterior a η_i es negativo, η_{i-1} , y el posterior es positivo, η_{i+1} , como se observa en la Figura II.7. Para estimar el tiempo en donde cruza el nivel medio se realiza una interpolación lineal entre los puntos η_i y η_{i+1} , en donde la diferencia de tiempo entre los dos puntos de cruce es la frecuencia de la ola que se está analizando.

Después de definir el intervalo de tiempo y encontrar la frecuencia de la ola, se puede encontrar su altura, para esto, se realiza una resta del máximo positivo menos el máximo negativo de ese lapso. Para encontrar estos máximos se utilizan las siguientes expresiones:

$$\eta_{m\acute{a}x} = C - \frac{B^2}{4A} \quad \text{Ec. II.33}$$

$$t_{m\acute{a}x} = t_i - \frac{\Delta t B}{2A} \quad \text{Ec. II.34}$$

$$A = \frac{1}{2}(\eta_{i-1} - 2\eta_i\eta_{i+1}) \quad \text{Ec. II.35}$$

$$B = \frac{1}{2}(\eta_{i+1} - \eta_{i-1}) \quad \text{Ec. II.36}$$

$$C = \eta_i \quad \text{Ec. II.37}$$

donde

- η_{max} es el máximo positivo o negativo.
- η_i es el dato con la mayor o menor elevación.
- η_{i+1} es el dato posterior al de η_i .
- η_{i-1} es el dato anterior al de η_i .
- $t_{m\acute{a}x}$ es el tiempo correspondiente al máximo.
- t_i es el tiempo correspondiente al η_i .
- Δt es la diferencia de tiempo entre cada dato del registro.

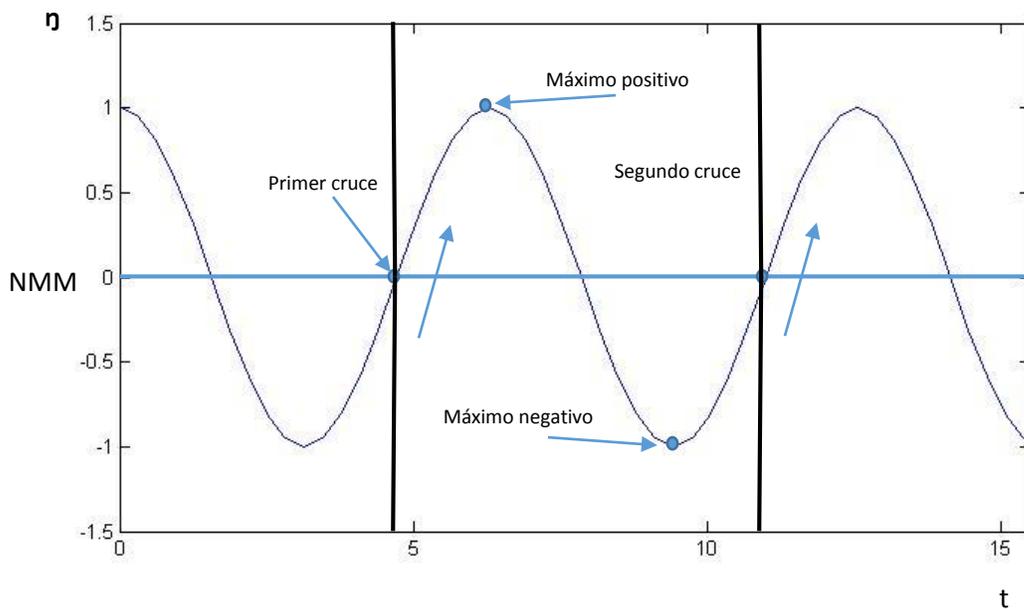


Figura II.7 Discretización de la altura de ola utilizando el método de pasos ascendentes.

2.3.1.2.2 Método de pasos descendentes por cero.

Este método utiliza un procedimiento similar al de pasos ascendentes, sin embargo, en este el intervalo de tiempo se define tomando en cuenta dos puntos en donde η_{i-1} es positivo y η_{i+1} es negativo.

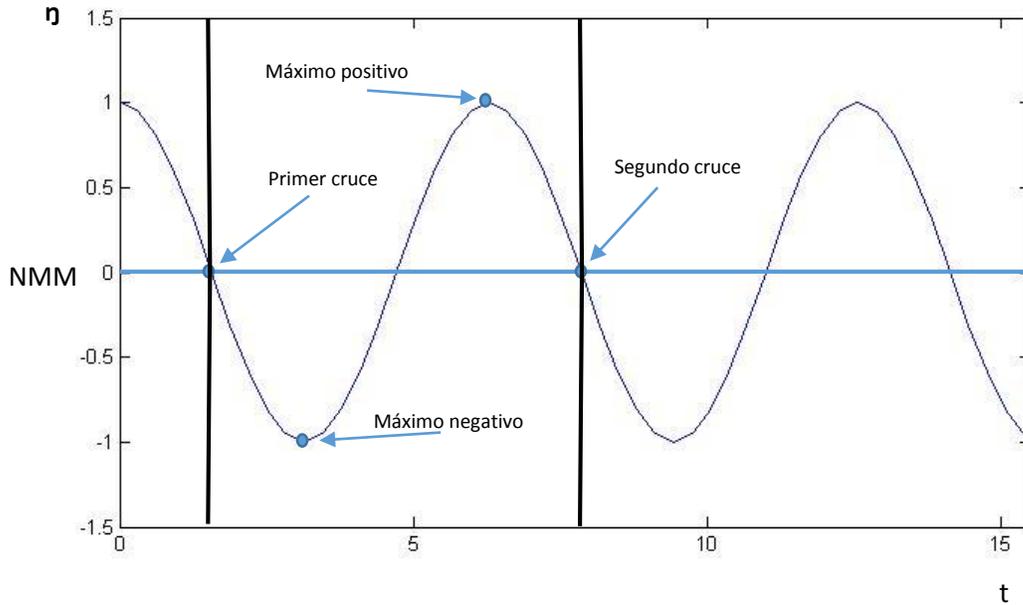


Figura II.8 Discretización de la altura de ola utilizando el método de pasos ascendentes.

2.3.1.2.3 Método de distancia entre crestas.

Para separar las olas de un registro, este método se basa en tomar todos los vértices de las parábolas cóncavas hacia abajo que existen en el registro, así la frecuencia queda definida como el intervalo de tiempo que existe entre cresta y cresta, mientras que la altura de ola se sigue obteniendo como la resta del máximo positivo menos el máximo negativo en ese lapso.

Sin embargo, en este método es mayor en número de olas que se toman en cuenta y además también se incluyen olas de pequeña altura que distorsionan los resultados.

2.3.1.2.4 Método de distancia entre valles.

Este método utiliza el mismo procedimiento que la distancia entre crestas, con la diferencia de que los vértices que se toman son los de las parábolas cóncavas hacia arriba.

2.3.1.3 Determinación de parámetros del oleaje.

Para caracterizar un estado de mar a partir de una serie de tiempo se utilizan principalmente los siguientes parámetros estadísticos:

- Variación del nivel medio del mar $\bar{\eta}(t)$ (set-up o set-down).

$$\bar{\eta}(t) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \eta_i \quad \text{Ec. II.38}$$

donde

$\bar{\eta}(t)$ es la variación media de la superficie libre del mar con respecto al tiempo.

N es el número de eventos o muestras.

η_i es la elevación de la superficie libre del agua en el tiempo t_i .

- Variación cuadrática media (varianza) de la superficie libre del agua η_{rms}^2 .

$$\eta_{rms}^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N [\eta_i - \bar{\eta}(t)]^2 \quad \text{Ec. II.39}$$

- Altura media de las olas \bar{H} .

$$\bar{H} = \frac{1}{N_0} \sum_{i=1}^{N_0} H_i \quad \text{Ec. II.40}$$

donde

N_0 es el número de olas individuales identificadas en todo el registro.

H_i es la altura de ola i .

- Periodo medio de las olas \bar{T} .

$$\bar{T} = \frac{1}{N_0} \sum_{i=1}^{N_0} T_i \quad \text{Ec. II.41}$$

donde

T_i es el periodo de la ola i .

- Altura cuadrática media H_{rms} .

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N_0} \sum_{i=1}^{N_0} H_i^2} \quad \text{Ec. II.42}$$

- Coeficiente de sesgo o asimetría Skw .

$$Skw = \frac{1}{N_0 \eta_{rms}^3} \sum_{i=1}^{N_0} \eta_i^3 \quad \text{Ec. II.43}$$

- Altura y periodo significantes H_s, T_s .

La altura de ola significativa es la altura promedio de 1/3 de las olas más altas del registro. El periodo significativo es el periodo promedio de 1/3 de las olas más altas del registro.

$$H_s = \frac{1}{N_0/3} \sum_{i=1}^{N_0/3} H_i \quad \text{Ec. II.44}$$

$$T_s = \frac{1}{N_0/3} \sum_{i=1}^{N_0/3} T_i \quad \text{Ec. II.45}$$

- Alturas características $H_{1/n}$.

La altura de ola “un-décimo”. Similar al caso de la altura significativa, pero en este caso es el promedio de la fracción décima de las olas más altas del registro.

$$H_s = \frac{1}{N_0/10} \sum_{i=1}^{N_0/10} H_i \quad \text{Ec. II.46}$$

$$T_s = \frac{1}{N_0/10} \sum_{i=1}^{N_0/10} T_i \quad \text{Ec. II.47}$$

2.3.1.4 Determinación de parámetros de las velocidades orbitales.

Para determinar las velocidades se utilizan las siguientes expresiones para evaluar el nivel medio:

$$\overline{U_x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N U_{x_i} \quad \text{Ec. II.48}$$

$$\overline{U_y} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N U_{y_i} \quad \text{Ec. II.49}$$

III. PROCESOS DE INTERACCIÓN OLEAJE-SUELO FINO.

Los procesos de interacción basados en el arrastre que sufre el oleaje cuando viaja sobre un suelo fino como el que se encuentra en la línea de costa del océano, en una laguna o en un lago; se representan en función de las propiedades del suelo. Al modelar la interacción del oleaje con un suelo fino, se requiere de una ecuación que represente el mecanismo de pérdida de energía. Usualmente, la relación entre los coeficientes en las ecuaciones y las propiedades de la cama de sedimentos son desconocidas, y como resultado de esto, es difícil aplicar el modelo a condiciones distintas para las que fue calibrado.

3.1 Huella de las olas sobre suelo fino.

La Tabla III.1 ilustra la huella del oleaje sobre un suelo fino lejos de la costa en Guiana, Francia. En esta región el contenido de agua, W , en el suelo va incrementando hacia la costa. Esta variación en W ha sido citada como evidencia de que la fluidización del suelo genera un agrupamiento potencial del oleaje en el sentido en que el oleaje puede prevenir o retardar la densificación del suelo cerca de la superficie de la cama. Cuanto más cerca se aproxime el oleaje a la línea de costa, se incrementa el movimiento orbital en el fondo y el grado de volteo en el suelo es mayor. Como el movimiento orbital pasa a través del suelo blando, la pérdida de energía también incrementa. Como se observa en los datos obtenidos experimentalmente por Elgar y Raubenheimer (2008) en la Figura III.1 (b), el arrastre del oleaje es sensible a la viscosidad del suelo. A una profundidad dada en el suelo, la amplitud orbital disminuye rápidamente a medida que, en el suelo, la viscosidad aumenta y la densidad disminuye, o el contenido de agua disminuye.

Tabla III. 1 Contenido de agua del suelo en la costa de Guiana.

Distancia desde la costa [km]	Profundidad [m]	Contenido de agua, W [%]
0	0	200
2	2	150-175
3	3	125-150
4.5	4	100-125
6	5	100

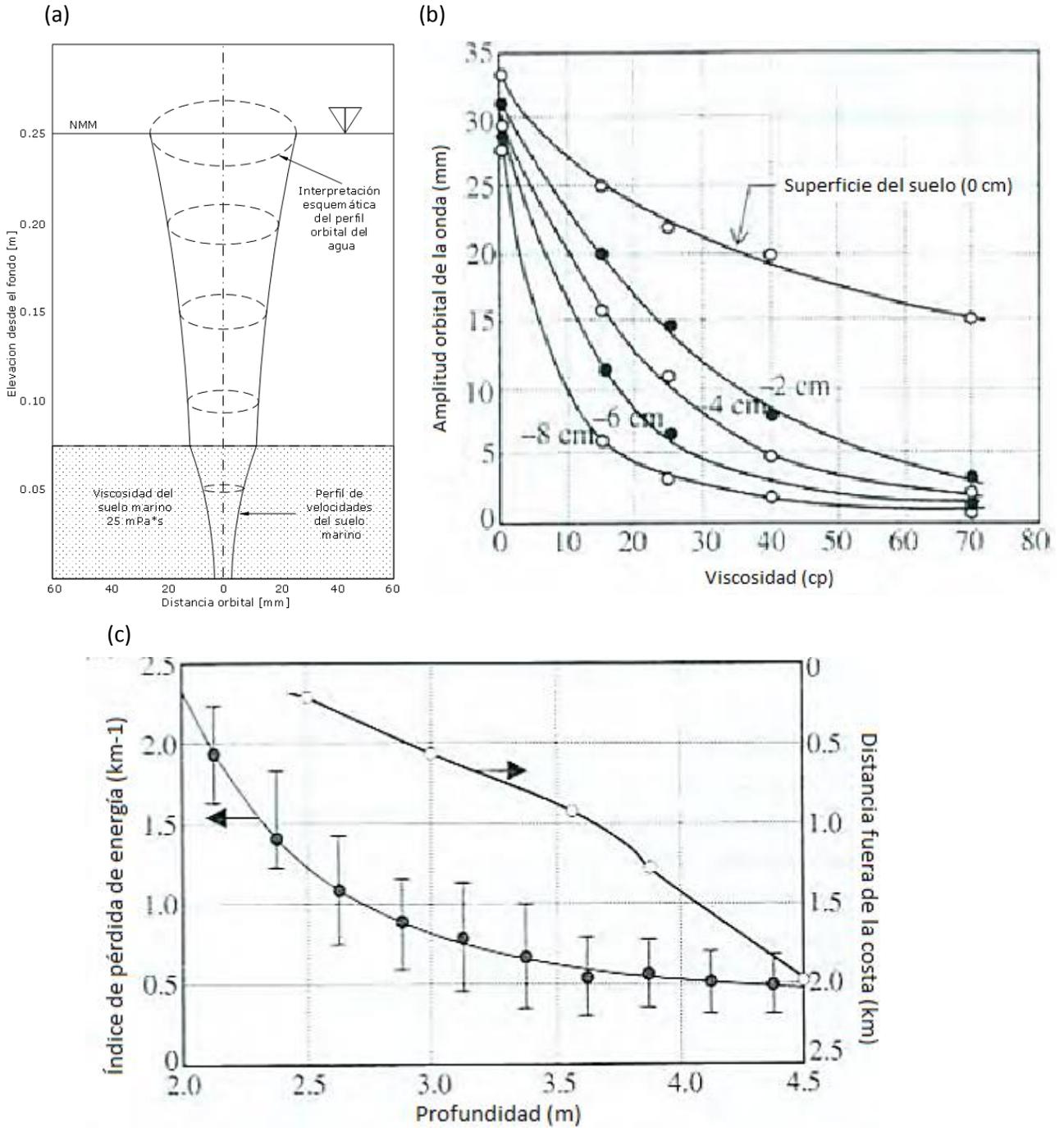


Figura III. 1 Relaciones del arrastre de la olea contra la viscosidad del suelo.

La velocidad con la cual la altura de ola va disminuyendo se mide en unidades del inverso de la distancia. Una importante tendencia es la que se observa en la Figura III.1 (a), en la cual, el coeficiente de arrastre de la ola, se representa a través de la profundidad del agua. Iniciando en un punto fuera de la costa con una profundidad de 4.5 m, a medida que nos acercamos a aguas someras el coeficiente de arrastre de la ola comienza a incrementar conforme la energía de la onda es absorbida y la eficiencia aumenta (la eficiencia está asociada con el estado dinámico del suelo).

Una huella diferente del oleaje se observó fuera de la costa este de Florida en el arrecife que corre cerca y paralelo a la costa Sandy, donde se encontraron depósitos de suelo en la zona del arrecife. Aquí se ha planteado la hipótesis (Gorham et al., 2008) de que el suelo fino normalmente se encuentra en depósitos fuera de la costa y al ser licuado por el oleaje de la tormenta, fue transportado en forma de fluido hacia la costa y, al rebasar el suelo la cresta del arrecife, se depositó en la zona de resguardo del arrecife en donde se terminó por consolidar después de terminada la tormenta. Se observó que estos depósitos tenían pendientes del orden de 1:10.

Las teorías del oleaje nos ayudan a comprender los diferentes procesos de interacción del suelo marino conforme al oleaje. La necesidad de considerar al oleaje sobre un suelo fluido, ha llevado a inducir la creación de modelos numéricos que permiten el análisis espectral y temporal del oleaje.

3.2 Pérdida de energía.

La licuefacción del suelo en aguas someras, puede llevar a complejos patrones de arrastre y refracción del oleaje. Para el siguiente desarrollo, se considerará que el oleaje solo se propaga en una sola dirección, x .

La pérdida de energía ocurre debido al trabajo realizado por las ondas contra los esfuerzos cortantes que se oponen al flujo. La pérdida de energía por unidad de tiempo referida al oleaje debido al esfuerzo es definida como:

$$\varepsilon_D = \rho v \int_0^h \left[2 \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 \right] dh_z \quad \text{Ec. III. 1}$$

donde

ε_D es la pérdida de energía por unidad de área y tiempo.

$h_z = h - z$

h es la profundidad del agua.

z es la coordenada vertical.

Como durante el viaje de las ondas su energía es disipada:

$$\frac{dE}{dt} = \frac{d}{dx}(EC_g) = -\varepsilon_D \quad \text{Ec. III. 2}$$

donde

E es la energía por unidad de área total de la onda.

C_g es la celeridad de grupo.

Los mecanismos de pérdida de energía de la onda dependen de si el suelo es rígido o se mueve bajo el efecto del oleaje. A pesar de que el suelo sea rígido, el agua puede moverlo por medio de sus orificios cuando el suelo es demasiado poroso.

En un suelo blando, el movimiento es debido a la variación de la presión sobre el suelo marino. Como resultado de esto, existe una pérdida de energía adicional en función del movimiento del suelo.

Considerando que la profundidad es constante, la Ec. III.2 se reduce a:

$$C_g \frac{dE}{dx} = -\varepsilon_D \quad \text{Ec. III. 3}$$

Tomando en cuenta que la amplitud $a(x)$ disminuye con forme la distancia, se tiene que:

$$a(x) = a_0 e^{-xk_i} \quad \text{Ec. III. 4}$$

donde

a_0 es la amplitud inicial en la posición $x = 0$.

k_i es el coeficiente de arrastre de la onda.

Sustituyendo la Ec. III.3 en la Ec. III.4:

$$k_i = \frac{\varepsilon_D}{2C_g E} \quad \text{Ec. III. 5}$$

Como se puede observar, el coeficiente de arrastre depende de la pérdida de energía y ésta a su vez depende del tipo de mecanismo de pérdida de energía. A continuación se enuncian algunos mecanismos de comportamiento del suelo en la Tabla III.2.

Tabla III. 2 Mecanismos de comportamiento del suelo.

Tipo de suelo	Propiedades	Comportamiento
Sólido rígido	Superficie rugosa	Friccionante
Sólido rígido poroso	Dos fases	Percolación
Líquido	Continuo	Viscoso
Sólido frágil	Continuo	Viscoelástico
Líquido	Continuo	Viscoelástico
Sólido frágil y líquido	Continuo	Viscoelástico
Sólido frágil y poroso	Dos fases	Poroelástico

3.3 Ondas en aguas someras y flujo no viscoso sobre suelo fino.

Cuando una onda viaja sobre un sistema de dos capas, se analiza analíticamente con el modelo de Gada (1958). Jiang y Metha (1992) aplicaron el modelo para analizar el arrastre de la onda y las oscilaciones sobre un suelo líquido en el lago de Okeechobee, Florida. Ellos encontraron que las ondas que viajaban en dirección del viento al final del lago eran solo un cuarto más grande que las ondas que se presentaban en el suelo.

La condición de aguas someras para el oleaje sobre un suelo rígido es $kh < \pi/10$. Combinando esta condición con la relación de dispersión de la onda, $\sigma/h = \sqrt{gh}$, la condición se convierte en:

$$\frac{h\sigma^2}{g} < 0.1 \quad \text{Ec. III. 6}$$

Por lo tanto la profundidad, h , debe ser menor o igual que $0.1g/\sigma^2$.

En cuanto a la Figura III.2 se refiere, se consideraran dos fluidos con diferentes densidades, agua en la capa superior, ρ_1 , y un lodo fluidizado en la capa inferior, ρ_2 , (siendo uno un fluido no viscoso y el otro uno viscoso respectivamente). La coordenada vertical, z , es positiva hacia abajo, limitado entre $z = 0$ y $z = h_1 + h_2$. La coordenada horizontal es infinita en las direcciones positiva y negativa. El perfil del movimiento del agua y el perfil del movimiento del suelo, están representados por $\eta_1(x, t)$ y $\eta_2(x, t)$ respectivamente. Las amplitudes correspondientes se suponen lo suficientemente pequeñas como para ajustarse a la teoría lineal.

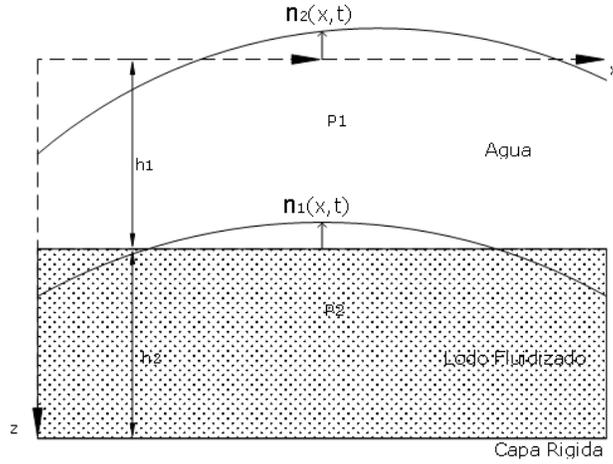


Figura III. 2 Interacción de dos fluidos con diferentes densidades, sujetos a una onda progresiva.

Como resultado de la suposición de aguas someras, solo el movimiento horizontal es considerado. Por lo que la ecuación de movimiento para el agua es:

$$\frac{\delta u_1}{\delta t} + g \frac{\delta \eta_1}{\delta x} = 0 \tag{Ec. III. 7}$$

y la ecuación de continuidad:

$$\frac{\delta(\eta_1 + \eta_2)}{\delta t} + h_i \frac{\delta u_1}{\delta x} = 0 \tag{Ec. III. 8}$$

Para el suelo sus respectivas ecuaciones son:

$$\frac{\delta u_2}{\delta t} + g \widetilde{\Delta \rho} \frac{\delta \eta_2}{\delta x} + (1 - \widetilde{\Delta \rho}) \frac{\delta \eta_1}{\delta x} = \frac{\delta^2 u_2}{\delta z^2} \tag{Ec. III. 9}$$

y

$$\int_0^{h_i} \frac{\delta u_2}{\delta x} dz + \frac{\delta \eta_2}{\delta t} = 0 \tag{Ec. III. 10}$$

donde

$u_{1,2}(x, t)$ son las velocidades de onda.

$\widetilde{\Delta \rho} = \frac{(\rho_2 + \rho_1)}{\rho_2}$ es la densidad normalizada.

$h_i = h_1 + \eta_2$ es la elevación instantánea del perfil del agua y el suelo.

Las condiciones límite más importantes son:

$$\eta_1(0, t) = a_0 \cos(\sigma t) \tag{Ec. III. 11}$$

$$u_1(\infty, t), u_2(\infty, z, t), \eta_1(\infty, t), \eta_2(\infty, t) = 0 \tag{Ec. III. 12}$$

$$u_2(x, h_1 + h_2, t) = 0 \quad \text{Ec. III. 13}$$

$$\frac{\delta u_2(x, h_1, t)}{\delta z} = 0 \quad \text{Ec. III. 14}$$

Para poder garantizar una solución para las velocidades y elevaciones de las ecuaciones de gobierno y las condiciones límite, se introducen las siguientes magnitudes adimensionales:

$$\tilde{x} = \frac{x}{h_1}, \tilde{z} = \frac{z}{h_1}, \tilde{t} = \sigma t, \tilde{k} = kh_1, \tilde{u}_1 = \frac{u_1}{\sigma h_1}, \tilde{u}_2 = \frac{u_2}{\sigma h_2} \quad \text{Ec. III. 15}$$

$$\tilde{\eta}_1 = \frac{\eta_1}{h_1}, \tilde{\eta}_2 = \frac{\eta_2}{h_2}, \tilde{h}_1 = \frac{h_2}{h_1}, \tilde{h}_i = \tilde{h}_2 + \tilde{\eta}_2 \quad \text{Ec. III. 16}$$

Por lo tanto las ecuaciones para la capa superior quedan como:

$$\frac{\delta \tilde{u}_1}{\delta \tilde{t}} + \frac{1}{F^2} \frac{\delta \tilde{\eta}_1}{\delta \tilde{x}} = 0 \quad \text{Ec. III. 17}$$

$$\frac{\delta(\tilde{\eta}_1 + \tilde{\eta}_2)}{\delta \tilde{t}} + \frac{\delta \tilde{u}_1}{\delta \tilde{x}} = 0 \quad \text{Ec. III. 18}$$

Y en la capa inferior tenemos:

$$\frac{\delta \tilde{u}_2}{\delta \tilde{t}} + \frac{\tilde{\Delta}\rho}{F^2} \frac{\delta \tilde{\eta}_2}{\delta \tilde{x}} + \frac{(1-\tilde{\Delta}\rho)}{F^2} \frac{\delta \tilde{\eta}_1}{\delta \tilde{x}} = \frac{1}{Re_w} \frac{\delta^2 \tilde{u}_2}{\delta \tilde{z}^2} \quad \text{Ec. III. 19}$$

y

$$\int_0^{\tilde{h}_i} \frac{\delta \tilde{u}_2}{\delta \tilde{x}} d\tilde{z} + \frac{\delta \tilde{\eta}_2}{\delta \tilde{t}} = 0 \quad \text{Ec. III. 20}$$

donde

F es el número de Froude.

Re_w es el número de Reynolds.

$$F = \sigma \sqrt{\frac{h_1}{g}} \quad \text{Ec. III. 21}$$

$$Re_w = \frac{\sigma h_1^2}{\nu} \quad \text{Ec. III. 22}$$

De esto se puede concluir que, basado en condiciones naturales, la magnitud de la pendiente del perfil del agua es muy importante, la respuesta al gradiente de velocidades en el suelo puede ser muy importante, comparado con el agua, la respuesta del perfil del suelo a la onda es generalmente leve y su pendiente es mucho menor.

Las condiciones límite para las Ec. III.11 y Ec. III.14, en su forma adimensional son:

$$\tilde{\eta}_1(0, \tilde{t}) = \tilde{a}_0 \cos(\tilde{t}) \quad \text{Ec. III. 23}$$

$$\widetilde{u}_1(\infty, \tilde{t}), \widetilde{u}_2(\infty, \tilde{z}, \tilde{t}), \widetilde{\eta}_1(\infty, \tilde{t}), \widetilde{\eta}_2(\infty, \tilde{t}) = 0 \quad \text{Ec. III. 24}$$

$$\widetilde{u}_2(\tilde{x}, 1 + h_2, \tilde{t}) = 0 \quad \text{Ec. III. 25}$$

$$\frac{\delta \widetilde{u}_2(\tilde{x}, 1, \tilde{t})}{\delta \tilde{z}} = 0 \quad \text{Ec. III. 26}$$

donde

$\widetilde{a}_0 = a_0/h_1$ es la amplitud adimensional.

Las Ec. III.17 a la Ec. III.21 son resueltas bajo estas condiciones límite.

Asumiendo que la onda sigue un movimiento armónico las ecuaciones para las elevaciones y las velocidades son:

$$\widetilde{\eta}_1 = \widetilde{a}_0 e^{i(\tilde{k}\tilde{x} - \tilde{t})} \quad \text{Ec. III. 27}$$

$$\widetilde{u}_1 = \widetilde{B} e^{i(\tilde{k}\tilde{x} - \tilde{t})} \quad \text{Ec. III. 28}$$

$$\widetilde{\eta}_2 = \widetilde{C} e^{i(\tilde{k}\tilde{x} - \tilde{t})} \quad \text{Ec. III. 29}$$

$$\widetilde{u}_2 = \widetilde{D} * \widetilde{E}(z) e^{i(\tilde{k}\tilde{x} - \tilde{t})} \quad \text{Ec. III. 30}$$

donde

$\widetilde{a}_0, \widetilde{B}, \widetilde{C}$ son amplitudes de $\widetilde{\eta}_1, \widetilde{u}_1, \widetilde{\eta}_2$ respectivamente.

$\widetilde{D} * \widetilde{E}(z)$ es amplitud de \widetilde{u}_2 .

Estas cantidades deben ser evaluadas sustituyendo en las ecuaciones adimensionales de gobierno y en las condiciones límite.

Para las Ec. III.17 y Ec. III.27 tenemos que:

$$\widetilde{B} = \widetilde{a}_0 \frac{\tilde{k}}{F^2} \quad \text{Ec. III. 31}$$

$$\widetilde{C} = \widetilde{a}_0 \left(1 - \frac{\tilde{k}^2}{F^2}\right) \quad \text{Ec. III. 32}$$

$$\widetilde{D} \left(\frac{1}{Re_w} \ddot{\widetilde{E}} + i\dot{\widetilde{E}} \right) = i\widetilde{a}_0 \frac{\tilde{k}}{F^2} \left(1 - r \frac{\tilde{k}^2}{F^2}\right) \quad \text{Ec. III. 33}$$

donde

$$\ddot{\widetilde{E}} = \frac{\delta^2 \widetilde{E}}{\delta \tilde{z}^2} \quad \text{Ec. III. 34}$$

A continuación definimos \tilde{F} como:

$$\tilde{F} = i\tilde{a}_0 \frac{\tilde{k}}{F^2} \left(1 - \tilde{\Delta}\rho \frac{\tilde{k}^2}{F^2}\right) \quad \text{Ec. III. 35}$$

Entonces tenemos que:

$$\tilde{D} = Re_w * \tilde{F} \quad \text{Ec. III. 36}$$

Por lo que la Ec. III.33 se convierte en:

$$\ddot{\tilde{E}} + iRe_w * \tilde{E} = 1 \quad \text{Ec. III. 37}$$

Operando se tiene que:

$$\tilde{E} = -\frac{i}{Re_w} + \tilde{M}_1 \cos(m\tilde{z}) + \tilde{M}_2 \sin(m\tilde{z}) \quad \text{Ec. III. 38}$$

donde

$$m = (1 - i) \sqrt{\frac{Re_w}{2}} = \sqrt{\frac{Re_w}{i}} \quad \text{Ec. III. 39}$$

Y basándonos en las Ec. III.25 y Ec. III.26 se tiene que:

$$\tilde{M}_1 = \frac{i}{Re_w} \quad \text{Ec. III. 40}$$

$$\tilde{M}_2 = \tilde{M}_1 \tan(m\tilde{h}_2) \quad \text{Ec. III. 41}$$

Entonces la Ec. III.38 se convierte en:

$$\tilde{E} = -\frac{i}{Re_w} + \left(1 - \cos(m\tilde{z}) + \tan(m\tilde{h}_2) * \sin(m\tilde{z})\right) \quad \text{Ec. III. 42}$$

Ahora, de la Ec. III.10 tenemos:

$$\frac{1}{\tilde{k}} = \frac{\tilde{D}}{\tilde{c}} \int_0^{\tilde{h}_1} \tilde{E} d\tilde{z} \quad \text{Ec. III. 43}$$

Sustituyendo la Ec. III.42 en la Ec. III.43 e integrando tenemos:

$$\frac{1}{\tilde{k}} = -\frac{\tilde{D}}{\tilde{c}} \frac{i}{Re_w} \left[\tilde{h}_1 + \frac{(\tan(m\tilde{h}_2)(\cos(m\tilde{h}_1-1)) - \sin(m\tilde{h}_1))}{m} \right] \quad \text{Ec. III. 44}$$

Como $\tilde{\eta}_2 \ll \tilde{h}_2$ se puede decir que:

$$\tilde{h}_1 \approx \tilde{h}_2 \quad \text{Ec. III. 45}$$

$$\tilde{u}_1 = \tilde{a}_0 \frac{\tilde{k}}{F^2} e^{i(\tilde{k}\tilde{x} - \tilde{t})} \quad \text{Ec. III. 46}$$

$$\tilde{u}_2 = \tilde{a}_0 \frac{\tilde{k}}{F^2} \left(1 - \tilde{\Delta}\rho \frac{\tilde{k}^2}{F^2}\right) \left(1 - \cos(m\tilde{z}) + \tan(m\tilde{h}_2) * \sin(m\tilde{z})\right) e^{i(\tilde{k}\tilde{x} - \tilde{t})} \quad \text{Ec. III. 47}$$

Se puede observar que $\widetilde{\eta}_2$ se ha reducido con respecto al $\widetilde{\eta}_1$ por el factor de arrastre, $1 - \frac{\widetilde{k}^2}{F^2}$, al igual que la velocidad \widetilde{u}_2 se ve afectada con respecto a \widetilde{u}_1 .

A continuación se separa el número de onda adimensional, \widetilde{k} , de su parte real, \widetilde{k}_r y del coeficiente de arrastre, \widetilde{k}_i , de acuerdo a:

$$\widetilde{k} = \widetilde{k}_r + i\widetilde{k}_i \quad \text{Ec. III. 48}$$

donde

$$\widetilde{k} = kh_1 \quad \text{Ec. III. 49}$$

$$\widetilde{k}_r = k_r h_1 \quad \text{Ec. III. 50}$$

$$\widetilde{k}_i = k_i h_1 \quad \text{Ec. III. 51}$$

Ahora dejando

$$\widetilde{Y} = \left(\frac{\widetilde{k}}{F}\right)^2 = Y_R + iY_i \quad \text{Ec. III. 52}$$

y

$$\widetilde{h}_2 \widetilde{\Gamma} = \widetilde{R} + i\widetilde{I} \quad \text{Ec. III. 53}$$

Por lo tanto la Ec. III.52 puede ser escrita como:

$$\widetilde{Y} = \frac{1}{2\widetilde{\Delta\rho}(1+\widetilde{R}+i\widetilde{I})} \left[-\sqrt{(1+\widetilde{R}+i\widetilde{I})^2 - 4\widetilde{\Delta\rho}(\widetilde{R}+i\widetilde{I})} + 1\widetilde{R} + i\widetilde{I} \right] \quad \text{Ec. III. 54}$$

Para esta expresión obtenemos:

$$Y_R = \frac{1}{2\widetilde{\Delta\rho}(\widetilde{R}^2+\widetilde{I}^2)} \left[\widetilde{R} \left(1 + \widetilde{R} - \cos\left(\frac{\theta}{2}\sqrt{\widetilde{p}^2 + \widetilde{q}^2}\right) \right) + \widetilde{I} \left(\widetilde{I} - \sin\left(\frac{\theta}{2}\sqrt{\widetilde{p}^2 + \widetilde{q}^2}\right) \right) \right] \quad \text{Ec. III. 55}$$

$$Y_i = \frac{1}{2\widetilde{\Delta\rho}(\widetilde{R}^2+\widetilde{I}^2)} \left[\widetilde{R} \left(\widetilde{I} - \sin\left(\frac{\theta}{2}\sqrt{\widetilde{p}^2 + \widetilde{q}^2}\right) \right) + \widetilde{I} \left(1 + \widetilde{R} - \cos\left(\frac{\theta}{2}\sqrt{\widetilde{p}^2 + \widetilde{q}^2}\right) \right) \right] \quad \text{Ec. III.56}$$

donde

$$\widetilde{p} = (1 + \widetilde{R})^2 - 4\widetilde{\Delta\rho}\widetilde{R} - \widetilde{I}^2 \quad \text{Ec. III. 57}$$

$$\widetilde{q} = 2\widetilde{I}(1 + \widetilde{R} - 2\widetilde{\Delta\rho}) \quad \text{Ec. III. 58}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{\widetilde{q}}{\widetilde{p}}\right) \quad \text{Ec. III. 59}$$

y

$$\tilde{R} = \tilde{h}_2 \left[1 - \frac{e^{4\tilde{x}} - 1 + 2 \sin(2\tilde{x}) * e^{2\tilde{x}}}{2\tilde{x}(e^{4\tilde{x}} + 1 + 2 \cos(2\tilde{x}) * e^{2\tilde{x}})} \right] \quad \text{Ec. III. 60}$$

$$\tilde{I} = \tilde{h}_2 \left[1 - \frac{e^{4\tilde{x}} - 1 - 2 \sin(2\tilde{x}) * e^{2\tilde{x}}}{2\tilde{x}(e^{4\tilde{x}} + 1 + 2 \cos(2\tilde{x}) * e^{2\tilde{x}})} \right] \quad \text{Ec. III. 61}$$

En donde

$$\tilde{x} = \tilde{h}_2 \sqrt{\frac{Re_w}{2}} = h_2 \sqrt{\frac{\sigma}{2v}} = \frac{h_2}{\delta_v} \quad \text{Ec. III. 62}$$

Ahora de las Ec. III.51, Ec. III.52, Ec. III.55 y Ec. III.56:

$$\frac{\tilde{k}_r}{F} = \frac{\sqrt{gk_i}}{C_w} = \sqrt{\frac{Y_R^2 + Y_i^2 + Y_R}{2}} \quad \text{Ec. III. 63}$$

La cual es la relación desea de la celeridad para aguas someras. Además:

$$\frac{\tilde{k}_l}{F} = \frac{k_i \sqrt{gk_i}}{\sigma} = \sqrt{\frac{Y_R^2 + Y_i^2 - Y_R}{2}} \quad \text{Ec. III. 64}$$

Para el coeficiente de arrastre, es importante observar que $\frac{\tilde{k}_r}{F}$ y $\frac{\tilde{k}_l}{F}$ dependen de \tilde{h}_2 , $\tilde{\Delta\rho}$ y \tilde{x} .

La Ec. III.63 es representada en la Figura III.3, para un valor representativo de $\tilde{\Delta\rho} = 0.15$ en el perfil de contacto del suelo y el agua. Para cada valor de h_2 , el radio $\frac{\sqrt{gk_i}}{C_w}$ disminuye a medida que \tilde{x} aumenta por encima de la unidad. Para explicar esta tendencia, consideremos un sistema con valores determinados para h_1 y h_2 , además el sistema estará sujeto a una frecuencia de onda dada. Para el caso cuando $\tilde{x} = 0$ tenemos un suelo rígido debido a que $v \rightarrow \infty$; por lo tanto $C_w = \sqrt{gk_i}$ aumenta. A medida que \tilde{x} comienza a incrementar comenzamos a tener un suelo cada vez más blando, lo que provoca que la profundidad aumente, h_1 . Cuando $\tilde{x} \rightarrow \infty$, la capa inferior se convierte en un fluido no viscoso y $C_w = \sqrt{g(h_1 + h_2)}$. Por lo tanto el eje vertical está limitado por los valores: $\sqrt{gk_i}$ y $\sqrt{g(h_1 + h_2)}$. La capa inferior se empieza a comportar como agua cuando \tilde{x} excede el valor de 3 y la celeridad no cambia significativamente mas allá del valor de \tilde{x} .

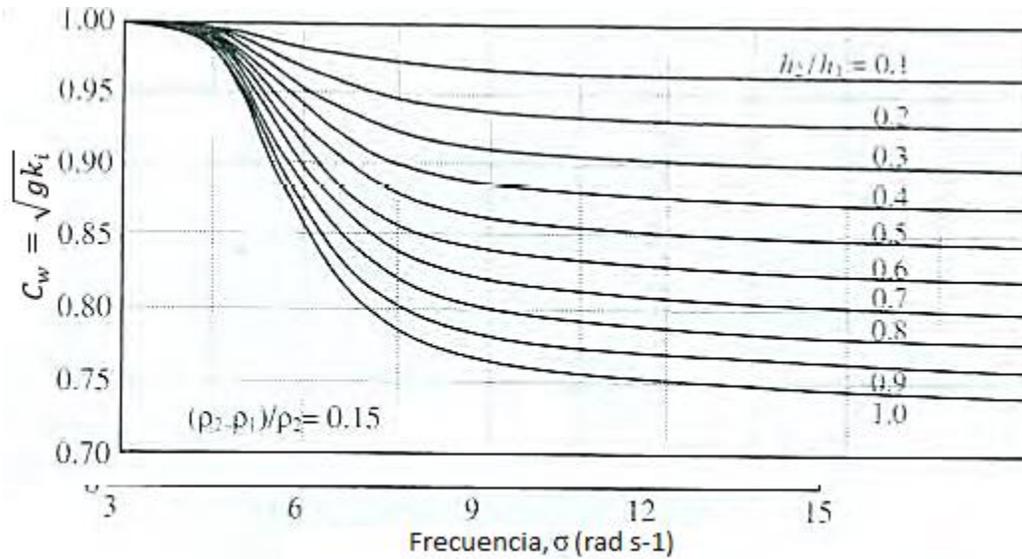


Figura III. 3 Resultados de las pruebas realizadas por Gade: relación de dispersión.

La Ec. III.64 está representada por la Figura III.4, en la cual es importante remarcar que los valores máximos se presentan en $k_i \sqrt{gk_i} / \sigma$ cuando $\tilde{x} \approx 1$, lo que indica un pico en el coeficiente de arrastre, en otras palabras el arrastre de la onda presenta un máximo a medida que el espesor de h_2 va siendo igual que el espesor de δ_v . Cuando se presentan valores de \tilde{x} por arriba del -1, k_i disminuye debido a que δ_v también disminuye. Cuando se presentan valores de \tilde{x} por abajo del -1, k_i de nuevo disminuye porque la tasa de pérdida de energía disminuye junto con la profundidad debido al cortante del suelo. El mismo comportamiento se obtiene si mantenemos v constante y se varía σ .

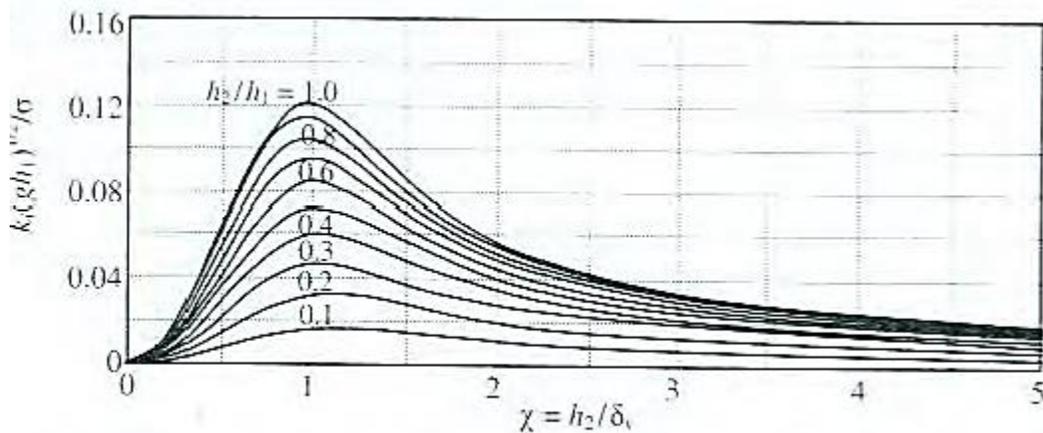


Figura III. 4 Resultados de las pruebas realizadas por Gade: coeficiente de arrastre del oleaje.

Jiang (1993) realizó experimentos para determinar k_i con diferentes mezclas de arcillas (Caolín, K, Bentonita, B, Atapulgita, A,) y diferentes frecuencias. Y encontró los resultados expuestos en la Figura. III.7. Donde se observó que la posición del pico de k_i , varía con el tipo de sedimento y el espesor de este.

Estas variaciones pueden deberse a la alta viscosidad que se obtiene cuando se realiza una mezcla de ABK, al incrementar σ , el espesor de la capa límite en el suelo en relación con su espesor real, esto es resultado de la pérdida de energía. Una vez que el espesor teórico excede el espesor del suelo, existe un aumento adicional en la frecuencia, una disminución de la profundidad, debida al cortante en el suelo, y la pérdida de energía disminuye.

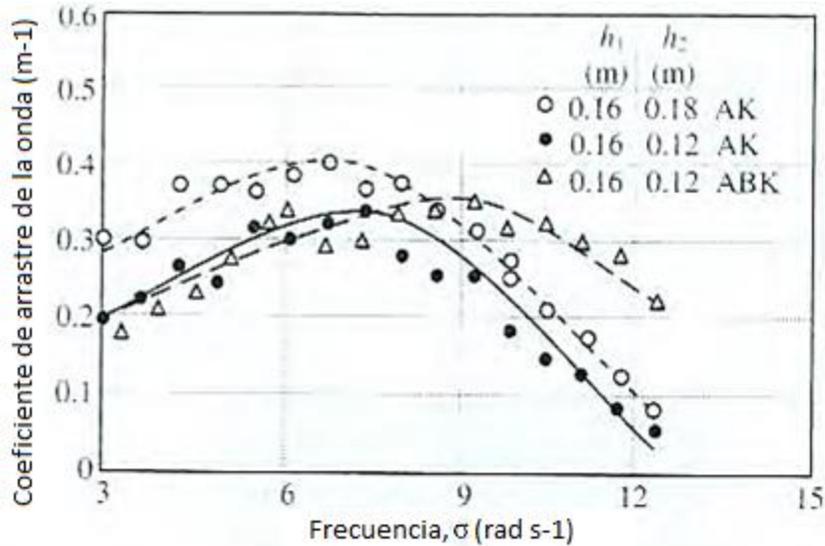


Figura III. 5 Variación del coeficiente de arrastre.

En la Figura III.6 se muestran los resultados de las pruebas hechas por Robillard (2009), donde sometió a tres fases, con diferentes periodos, un suelo extraído del delta del Atchafalaya (LA) sobre el Golfo de México, para poder observar las variaciones de la viscosidad en el suelo. Donde los comportamientos de pérdida y aumento de la viscosidad son representados por η' y η'' respectivamente.

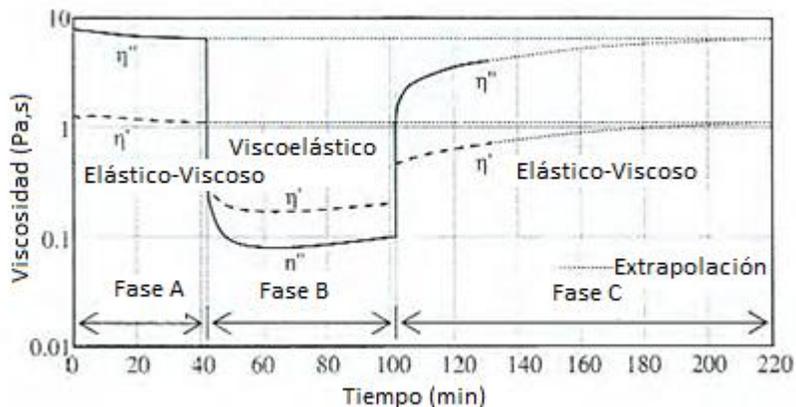


Figura III. 6 Comportamiento de la viscosidad.

Durante la fase A (0.106 s^{-1}) la viscosidad se adaptó rápidamente a un bajo cambio del esfuerzo indicando que los valores de η' y η'' se mantenían más o menos constantes. Sin embargo, durante la fase B (6.39 s^{-1}) se presentó un importante aumento del esfuerzo en el suelo, en donde se comenzó a comportar plásticamente por el cambio de la viscosidad dominante. Inicialmente el suelo estaba en un estado elástico-viscoso, en donde la componente η'' dominaba sobre la pérdida de viscosidad η' , para después cambiar a un estado viscoelástico. El suelo comenzó a estabilizarse después de transcurridos 25 minutos del aumento en el esfuerzo. Por ultimo en la fase C, donde se sometió al suelo a un estado de relajación, los esfuerzos regresaron a valores aproximados a los iniciales, el suelo recobro su estado elástico-viscoso y después de unas horas regreso a las condiciones iniciales.

3.4 Modelo semi-análítico.

Un sistema idealizado de un fluido viscoso (agua) sobre un fluido visco elástico lineal está representado en la figura III.7. En la cual se escoge la descripción de Jeffreys como el modelo más aproximado al comportamiento del lodo fluidizado, en donde:

$$G' = \frac{(\alpha\beta - \xi)\sigma^2}{1 + \alpha^2\sigma^2} \quad \text{Ec. III. 65}$$

$$G'' = \frac{(\alpha\xi\sigma^2 + \beta)\sigma}{1 + \alpha^2\sigma^2} \quad \text{Ec. III. 66}$$

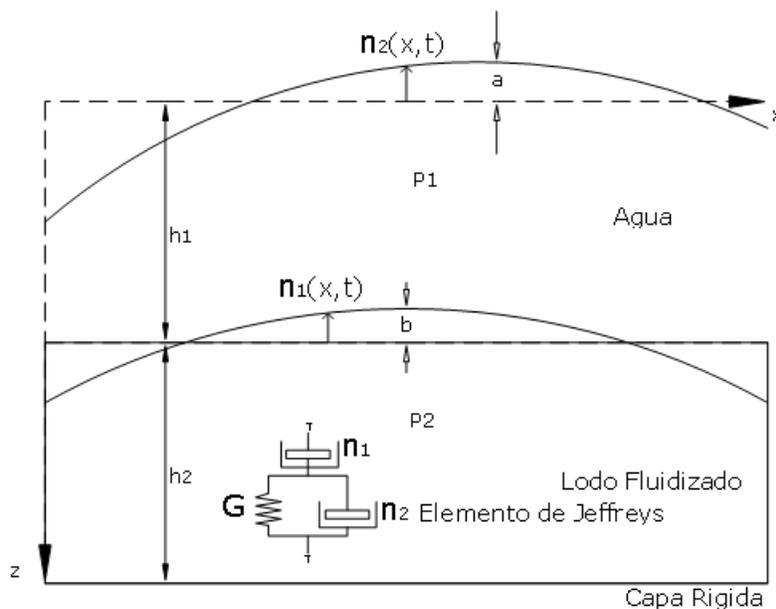


Figura III. 7 Oleaje incidente en un sistema con dos fluidos viscosos.

$$\eta' = \frac{(\alpha\xi\sigma^2 + \beta)\sigma}{1 + \alpha^2\sigma^2} \quad \text{Ec. III. 67}$$

$$\eta' = \frac{(\alpha\beta + \xi)\sigma}{1 + \alpha^2\sigma^2} \quad \text{Ec. III. 68}$$

donde

α, β y ξ son coeficientes empíricos relacionados con la viscosidad y el módulo del cortante, coeficiente que se obtiene del modelo de Jeffreys.

Para determinar el coeficiente de arrastre de la onda, las soluciones de las velocidades inducidas y la presión dinámica de primer y segundo orden son obtenidas de los dos componentes de la ecuación de momentum del flujo, en las direcciones x y z , y a flujo continuo.

Las dos ecuaciones de momentum y continuidad respectivamente son:

$$\frac{\delta u_{ji}}{dt} = -\frac{1}{\rho_j} \frac{\delta p_{ji}}{\delta x} + \nu_{ej} \left(\frac{\delta^2 u_{ji}}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 u_{ji}}{\delta z^2} \right) \quad \text{Ec. III. 69}$$

$$\frac{\delta w_{ji}}{dt} = -\frac{1}{\rho_j} \frac{\delta p_{ji}}{\delta x} + \nu_{ej} \left(\frac{\delta^2 w_{ji}}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 w_{ji}}{\delta z^2} \right) \quad \text{Ec. III. 70}$$

$$\frac{\delta u_{ji}}{dt} + \frac{\delta w_{ji}}{dt} = 0 \quad \text{Ec. III. 71}$$

donde

$u_{ji}(x, z, t)$ y $w_{ji}(x, z, t)$ son las componentes vertical y horizontal de la velocidad orbital de la onda respectivamente.

p_{ji} es la presión dinámica.

$j = 1$ y 2 que son la capa superior y la inferior del sistema.

$i = 1$ y 2 que denotan las soluciones de primer y segundo orden.

ν_{ej} es la viscosidad cinemática equivalente.

El coeficiente ν_{ej} , por simplicidad, es considerado como independiente de las coordenadas espaciales de cada capa. Cuando la capa superior se toma como un fluido Newtoniano, se puede decir que la viscosidad cinemática es igual a la viscosidad del fluido de la capa superior, $\nu_{e1} = \nu_1$. Mientras que para la capa inferior, se trata como una constante y la densidad está dada por las propiedades del suelo y los parámetros de la onda.

La presión dinámica está dada por:

$$p_j = p_j^T + \rho_j g z + p_j^0 \quad \text{Ec. III. 72}$$

donde

p_j^T es la presión total.

$$p_j^0 = \begin{cases} 0 & \text{cuando } j = 1 \\ (\rho_2 - \rho_1) g h_1 & \text{cuando } j = 2 \end{cases} \quad \text{Ec. III. 73}$$

Las soluciones de primer orden de estas ecuaciones, requieren de diez condiciones de contorno. Se asume que la amplitud de la superficie del agua es pequeña, como resultado de esto las aproximaciones lineales de las condiciones límite pueden usarse.

$$\sigma = \frac{i}{a_1} [A_1 \sin(kk_1) + B_1 \cos(kh_1) + C_1 + D_1 \exp(-\lambda_a h_1)] \quad \text{Ec. III. 74}$$

$$U_{11} = i \left[A_1 \cosh(kz') + B_1 \sinh(kz') + \frac{\lambda_a}{k} (C_1 \exp(\lambda_a z) - D_1 \exp(-\lambda_a z)) \right] \quad \text{Ec. III. 75}$$

$$U_{21} = i \left[E_1 \cosh(kz'') + F_1 \sinh(kz'') + \frac{\lambda_b}{k} (G_1 \exp(\lambda_b z') - H_1 \exp(-\lambda_b z')) \right] \quad \text{Ec. III. 76}$$

$$W_{11} = A_1 \cosh(kz') + B_1 \sinh(kz') + C_1 \exp(\lambda_a z) + D_1 \exp(-\lambda_a z) \quad \text{Ec. III. 77}$$

$$W_{11} = E_1 \cosh(kz'') + F_1 \sinh(kz'') + G_1 \exp(\lambda_b z') + H_1 \exp(-\lambda_b z') \quad \text{Ec. III. 78}$$

$$P_{11} = \frac{\rho_1 v_{e1}}{k} (k^2 - \lambda_b^2) [A_1 \cosh(kz') + B_1 \sinh(kz')] \quad \text{Ec. III. 79}$$

$$P_{21} = \frac{\rho_2 v_{e2}}{k} (k^2 - \lambda_b^2) [E_1 \cosh(kz'') + F_1 \sinh(kz'')] \quad \text{Ec. III. 80}$$

En donde

$$z = n_1 + z, \quad z = n_1 + n_1 + z \quad \text{Ec. III. 81}$$

$$\lambda_a^2 = k^2 - i \frac{\sigma}{v_{e1}} \quad \text{Ec. III. 82}$$

$$\lambda_b^2 = k^2 - i \frac{\sigma}{v_{e2}} \quad \text{Ec. III. 83}$$

La parte real de k , es calculado con la ecuación de dispersión de la onda, mientras que el coeficiente de arrastre k_i se obtiene de $k = k_r + ik_i$. Para determinar las cantidades de $A_1, B_1, C_1, D_1, E_1, F_1, G_1, H_1, k$ y b_1 de las ecuaciones de condiciones límite donde cada coeficiente varía de acuerdo con el espesor del suelo.

El método de segundo orden de Stokes es utilizado para obtener la solución de primer orden. En este método todas las variables son expandidas como serie de potencias convergente de la pendiente de la onda, ζ , que es igual al doble de la amplitud dividida entre la longitud de onda. Se supone que ζ es mucho menor que el espesor del suelo normalizado, h_2/h_1 , para asegurar que las series sean convergentes.

El criterio para la convergencia de la solución está basado en el número de Ursell:

$$Ur = \left(\frac{2\pi}{k_r h_1}\right)^3 \left(\frac{\zeta}{h_1}\right) h_1 \quad \text{Ec. III. 84}$$

Por lo tanto, Ur es directamente proporcional a la relación de la pendiente de la onda con la profundidad. La convergencia se alcanza cuando: $Ur < 26$.

Por lo que las ecuaciones para obtener las velocidades son:

$$U_{12} = i \left[A_2 \cosh(2kz') + B_2 \sinh(2kz') + \frac{\beta_a}{2k} (C_2 \exp(\beta_b z) - D_2 \exp(-\beta_a z)) \right] \quad \text{Ec. III. 85}$$

$$U_{22} = i \left[E_2 \cosh(2kz'') + F_2 \sinh(2kz'') + \frac{\beta_b}{k} (G_2 \exp(\beta_b z') - H_2 \exp(-\beta_b z')) \right] \quad \text{Ec. III. 86}$$

$$W_{12} = A_2 \cosh(2kz') + B_2 \sinh(2kz') + C_2 \exp(2\beta_a z) + D_2 \exp(-\beta_a z) \quad \text{Ec. III. 87}$$

$$W_{22} = E_2 \cosh(2kz'') + F_2 \sinh(2kz'') + G_2 \exp(\beta_b z') + H_2 \exp(-\beta_b z') \quad \text{Ec. III. 88}$$

En donde

$$\beta_a^2 = 2k^2 - 2i \frac{\sigma}{v_{e1}} \quad \beta_b^2 = 4k^2 - 2i \frac{\sigma}{v_{e2}} \quad \text{Ec. III. 89}$$

Para determinar los coeficientes $A_2, B_2, C_2, D_2, E_2, F_2, G_2, H_2, a_2$ y b_2 , se utilizan las ecuaciones de segundo orden para condiciones límite, encontradas en Jain [2007].

IV. DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO EXPERIMENTAL.

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

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

4.1 Instalación experimental y equipo de medición.

4.1.2 Canal y pala generadora de oleaje.

El canal del Laboratorio de Costas y Puertos tiene como características geométricas una longitud de 22 m de largo, 0.51 m de alto y 0.40 m de ancho. Las paredes son de vidrio templado y la estructura de acero inoxidable. El canal cuenta con una charola de acrílico de 10 mm de espesor ubicada a 13 m desde la pala generadora, la cual está conformada por una armadura de soleras y ángulos de aluminio de 1 pulgada, con dimensiones interiores de 84.5 cm de largo, 27 cm de ancho y 20 cm de profundidad.

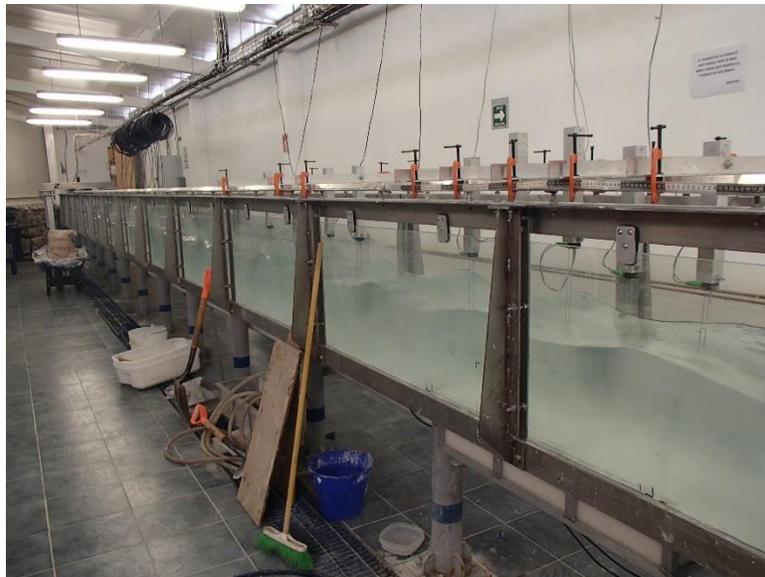


Figura IV. 1 Canal de oleaje.

El sistema de generación de oleaje, de la firma HR Wallingford, con el que fue equipado el canal, está integrado por una pala de tipo pistón de acero inoxidable montada debajo de un motor eléctrico de baja inercia, el cual se encuentra suspendido de una estructura ajustada a las paredes del canal, mostrado en la Figura IV.2.

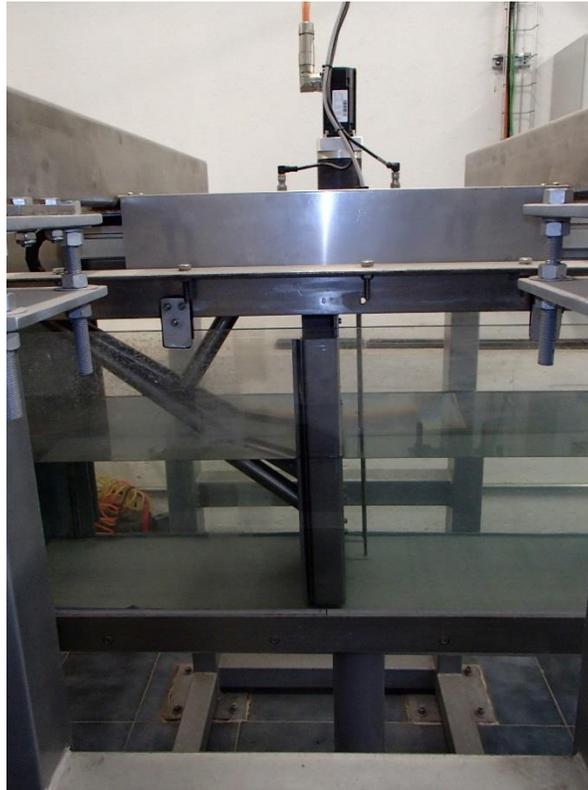


Figura IV. 2 Pala generadora de oleaje.

Para la simulación de distintos estados de mar, el software HR Merlín permite generar oleaje regular e irregular al indicar distintos parámetros como amplitud de onda, frecuencia o el espectro del oleaje, altura significativa y periodo pico, de acuerdo al tipo de oleaje seleccionado.

Una de las limitaciones de las instalaciones es que el oleaje generado no se disipa sino que se refleja en las paredes de los extremos del canal. Este problema aumenta cuando dentro del canal es colocado un modelo altamente reflejante; ya que las ondas viajarán en ambos sentidos provocando un caos que no permitirá la realización de estudios confiables. Para resolver este problema, el generador de olas está equipado con un sistema de absorción dinámica de ondas re-reflejadas para el control preciso de las condiciones de oleaje, el cual es activado de manera opcional. Sumado a esto, se dispuso una estructura disipadora de

energía en la parte final del canal, esta estructura está confirmada por grava de río para disminuir la reflexión del oleaje y poder estar así bajo un estado de ondas progresivas.

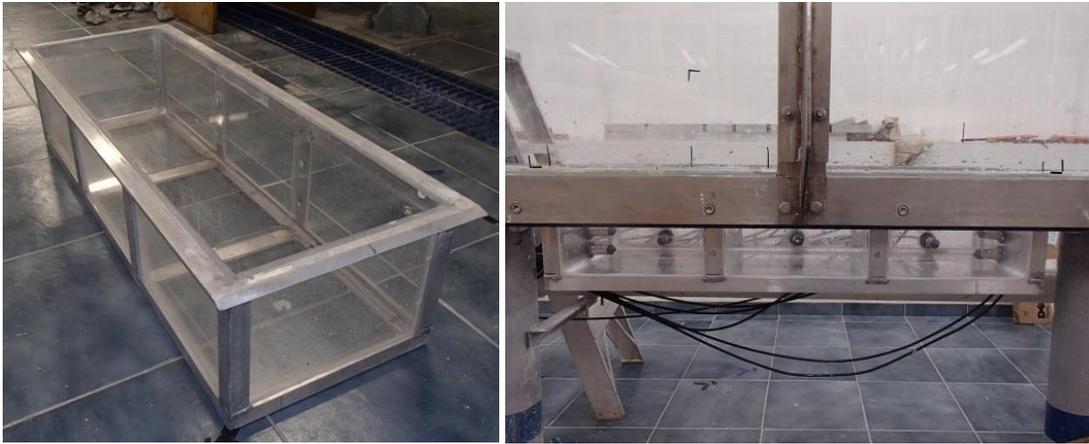


Figura IV. 3 Charola para la colocación del suelo.

4.1.3 Instrumentación.

4.1.2.1 Sensores de nivel.

Para determinar la variación de la superficie libre del agua se utilizaron sensores de nivel conectados a dos monitores de la firma HR Wallingford, de 8 y 4 canales.

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: el flujo de corriente entre las barras de la sonda será proporcional a la profundidad sumergida; así la corriente es convertida en un voltaje de salida proporcional a la profundidad instantánea de inmersión.

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



Figura IV. 4 Sensores de nivel.

Para los ensayos realizados se emplearon 11 sensores a lo largo de un canal de 4.9 metros, estando el primer sensor a 11.05 m de la pala generadora de oleaje. La distribución de los sensores a lo largo del canal se presenta en la Figura IV.5; asimismo, en la Tabla IV.1 se presenta la distancia a la que se ubicó cada sensor con respecto a la pala generadora de oleaje.

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

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

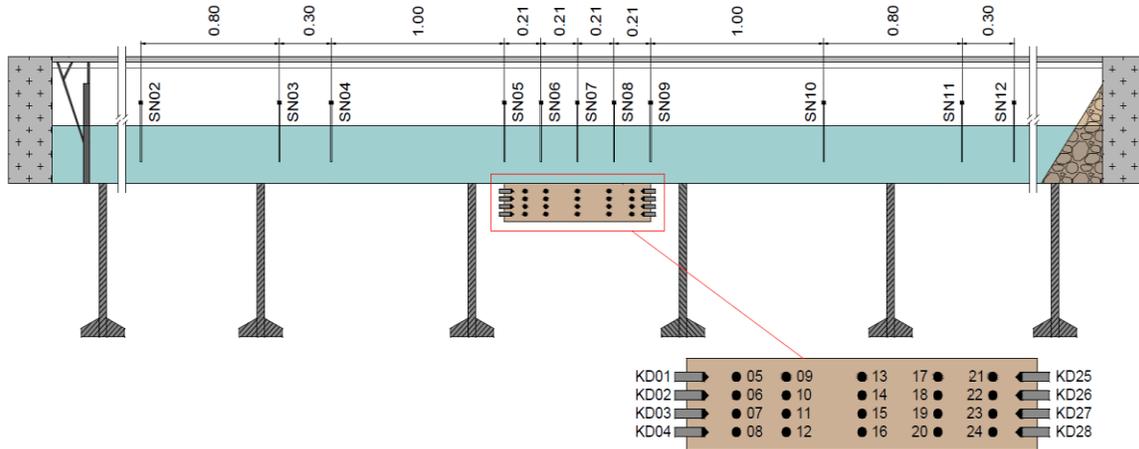


Figura IV. 5 Distribución de los sensores de nivel en el canal.

Se utilizaron dos rampas de acrílico con dimensiones de 0.75 m de largo por 0.5 metros de alto, posicionadas a 11.2 m y 14.38 m, respectivamente, desde el mismo sistema de referencia. Entre dichas rampas, se colocó la cama de caolín y agua mostrada en la Figura IV.6.

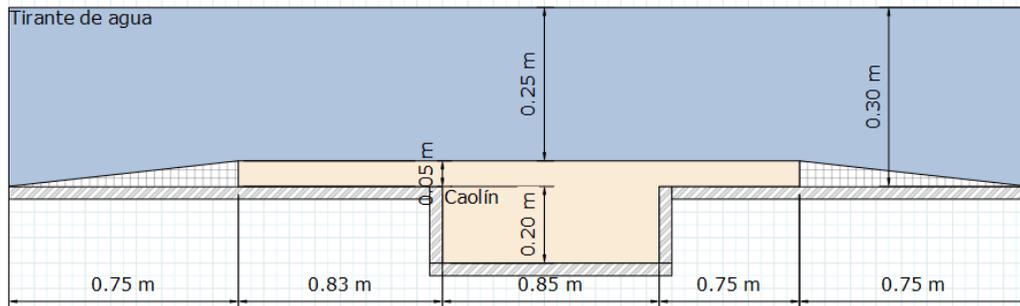


Figura IV. 6 Ubicación esquemática de las rampas y el suelo.

4.1.2.2 Sensores de presión.

EL registro del cambio espacial y temporal de la presión de poro en el suelo contenido en la charola fue determinado mediante la instrumentación de la misma por medio de 28 transmisores de presión piezoresistivos PR-36X de la firma Keller Druck. Los sensores indican el valor de la presión relativa a partir de una variación en la resistencia de la célula de medida, inducida por el cambio de la presión, la cual es transformada en una señal analógica de manera que el voltaje es registrado en unidades de presión. Dicha célula es de silicio monocristalino y está cubierto con una membrana de acero inoxidable, que a su vez

está protegida por un tapón de plástico, además de cubrirlos con tela para reducir el desgaste debido al material fino al que está sometido. El transmisor tiene 94 mm de longitud y 21 mm de diámetro y es capaz de registrar una presión relativa de 0 hasta 1 bar con una precisión de ± 1 mbar.

Mediante perforaciones en tres paredes de la charola de acrílico, se introdujeron los sensores de presión distribuidos con base en un sistema de referencia fijo previamente establecido como se observa en la Figura IV.7.



Figura IV. 7 Sensor de Presión.

La ubicación espacial de los sensores de presión se describe en la Tabla IV.2.

Tabla IV. 2 Distribución espacial de los sensores de presión en la charola.

Sensor	x (m)	y (m)	z (m)	Sensor	x (m)	y (m)	z (m)
KD_01	0.050	0.135	0.040	KD_15	0.423	0.070	0.120
KD_02	0.050	0.135	0.080	KD_16	0.423	0.070	0.160
KD_03	0.050	0.135	0.120	KD_17	0.605	0.070	0.040
KD_04	0.050	0.135	0.160	KD_18	0.605	0.070	0.080
KD_05	0.120	0.070	0.040	KD_19	0.605	0.070	0.120
KD_06	0.120	0.070	0.080	KD_20	0.605	0.070	0.160
KD_07	0.120	0.070	0.120	KD_21	0.725	0.070	0.040
KD_08	0.120	0.070	0.160	KD_22	0.725	0.070	0.080
KD_09	0.240	0.070	0.040	KD_23	0.725	0.070	0.120
KD_10	0.240	0.070	0.080	KD_24	0.725	0.070	0.160
KD_11	0.240	0.070	0.120	KD_25	0.795	0.135	0.040
KD_12	0.240	0.070	0.160	KD_26	0.795	0.135	0.080
KD_13	0.423	0.070	0.040	KD_27	0.795	0.135	0.120
KD_14	0.423	0.070	0.080	KD_28	0.795	0.135	0.160

El análisis de los datos registrados por los sensores de presión se detalla en González (2016).

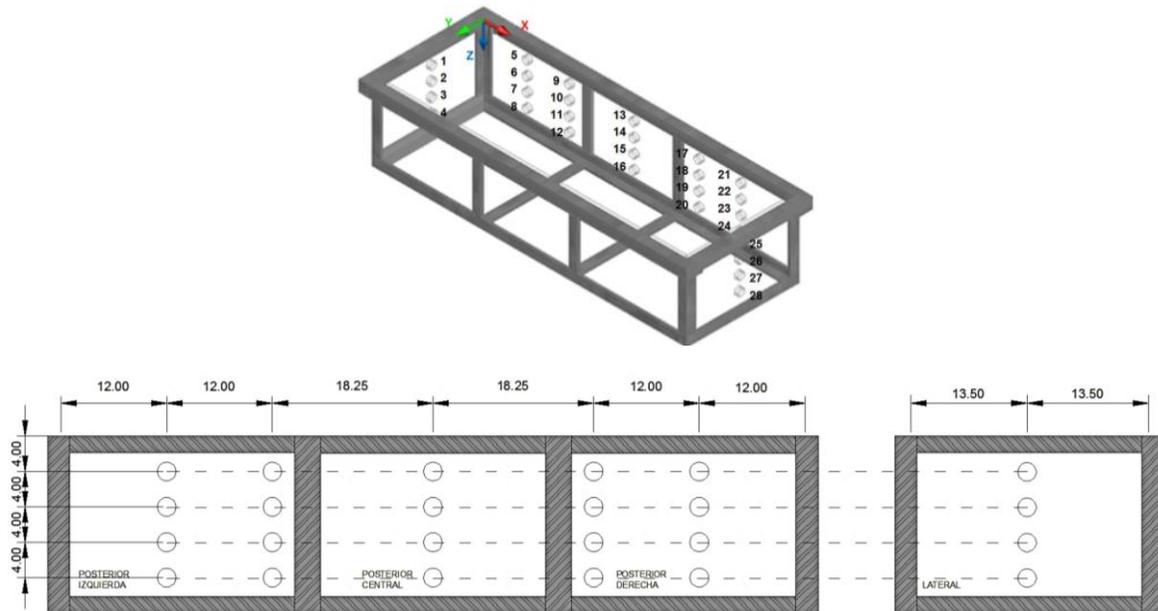


Figura IV. 8 Distribución de los sensores de presión.

4.1.2.3 Sistema de recopilación de datos imc SPARTAN.

El sistema de medición SPARTAN de la firma imc, se utilizó para llevar a cabo los registros de los sensores de nivel y de presión. Dicho sistema permite el control integrado de distintos tipos de señales (de voltaje, corrientes, temperatura y tensión), el uso de múltiples frecuencias de muestreo (hasta 500 Hz), condiciones de inicio de medición y la realización de cálculos en tiempo real en canales sincrónicos.

El SPARTAN empleado tiene capacidad de entrada de 48 canales analógicos (12 conectores de 4 canales) y 16 digitales (4 conectores de 4 canales). Para el caso de las señales analógicas generadas por los sensores de nivel, se adaptaron las salidas de los monitores en 3 grupos para la entrada a conectores de 15 pines que van conectados al SPARTAN, de esta manera quedaron disponibles del canal 1 al 12 para los sensores de nivel, aunque se emplearon únicamente 11. Las señales analógicas de los 28 sensores de presión fueron adaptadas de la misma forma en 7 conectores del canal 13 al 40. El SPARTAN con los conectores empleados se presentan en la Figura IV.9.

La adquisición de los datos recabados por el SPARTAN se procesaron por medio 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, fue

realizado con la ayuda del software imc FAMOS, el cual es un programa de la misma forma para el análisis y evaluación de los resultados de las mediciones.



Figura IV. 9 Sistema imc SPARTAN.

4.2 Determinación del modelo en pequeña escala.

Los ensayos realizados fueron propuestos con base en condiciones de oleaje cuya proporción respecto de las dimensiones de la estructura y profundidades que se pudieran presentar en la realidad, para lograr esto se tomaron en cuenta dos factores de escala, el primero en el cual 10 cm equivalían a 1 m (1:10) y el segundo en donde 5 cm equivalen a 1 m (1:5).

Tomando en cuenta estos factores de escala las dimensiones de la estructura, la profundidad y el oleaje que se presentarían en condiciones reales serían las mostradas en los esquemas de las Figura IV.10 a la Figura IV.12.

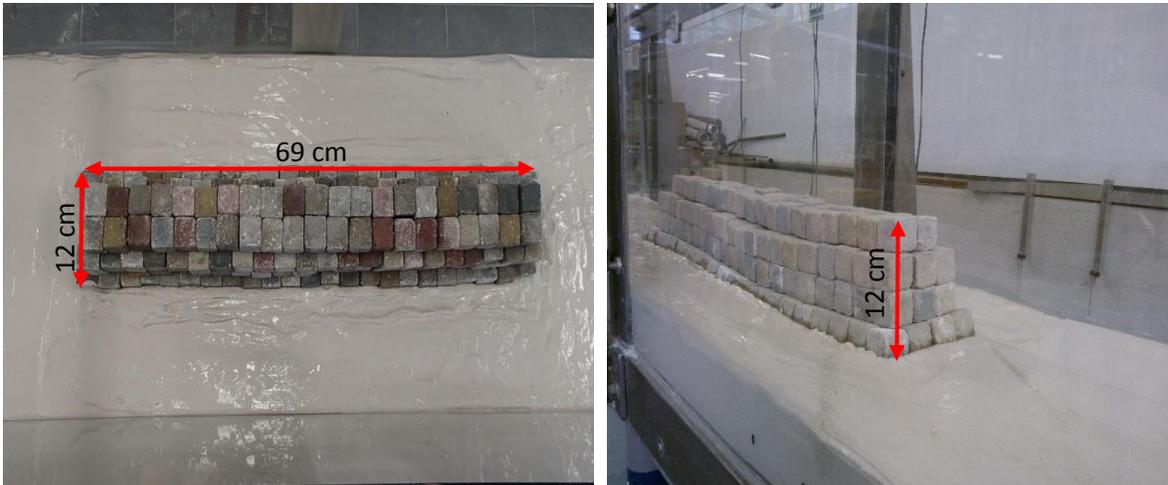


Figura IV. 10 Dimensiones de la estructura sumergida en el canal.

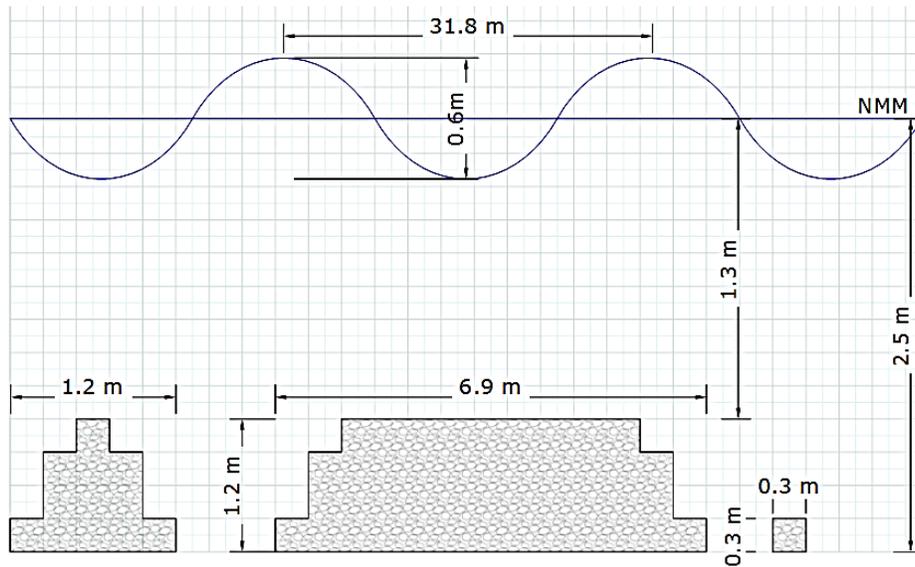


Figura IV. 11 Esquema de la estructura, profundidad y oleaje si el modelo fuera escala 1:10.

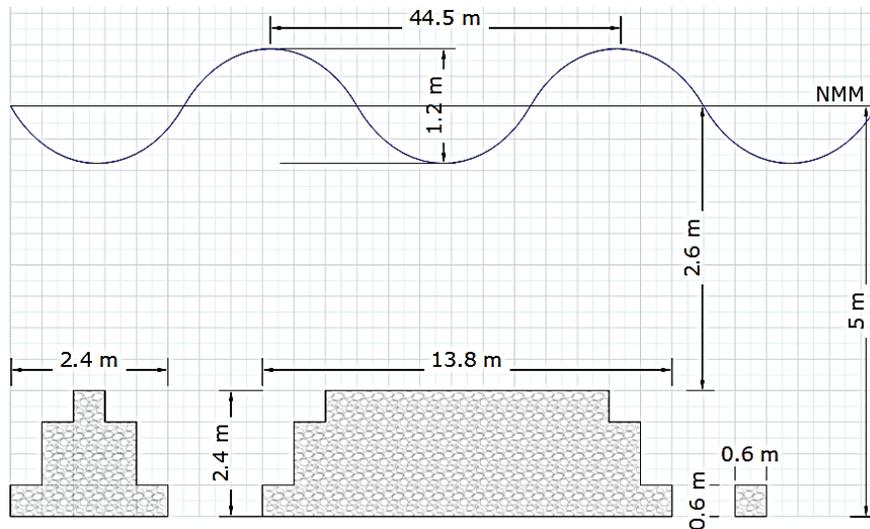


Figura IV. 12 Esquema de la estructura, profundidad y oleaje si el modelo fuera escala 1:5.

Tomando en cuenta los dos esquemas, se optó por elegir la escala de 1:5 tomando en cuenta las recomendaciones encontradas en Echávez (1996), Leyva (2012) y Monroy (2013).

Tomando en cuenta la escala de longitud se obtuvieron las escalas de área volumen y tiempo de acuerdo con las ecuaciones encontradas en Echávez (1996), que se muestran en la Tabla IV. 3.

Tabla IV. 3 Características del flujo y escalas de semejanza.

Característica	Ley de Froude
Longitud	L_e
Área	L_e^2
Volumen	L_e^3
Tiempo	$\sqrt{L_e}$
Velocidad	$\sqrt{L_e}$

De la Tabla IV. 3 se pueden obtener las escalas mostradas en la Tabla IV. 4.

Tabla IV. 4 Escalas utilizadas en el modelo.

Característica	Ley de Froude
Longitud	1:5
Área	1:25
Volumen	1:125
Tiempo	1:2.24
Velocidad	1:2.24

Tomando en cuenta las escalas de la Tabla IV. 4 las características estadísticas del oleaje serian:

Tabla IV. 5 Características estadísticas del oleaje según la escala 1:5 de longitud.

Característica	Ley de Froude
Longitud de onda	11.2 m
	44.5 m
Altura de ola	1.2 m
	2.24 m
Amplitud	0.6 m
	1.2 m
Periodo	24.1 s
	32.1 s
Frecuencia	0.04 s ⁻¹
	0.03 s ⁻¹

4.3 Procedimiento de ensayo.

4.3.1 Material.

4.3.1.1 Material fino (caolín).

El material fino empleado para los ensayos, es caolín comercial, fabricado por la empresa Moliendas Tizayuca, S.A. de C.V., Figura IV.13.



Figura IV. 13 Caolín.

El término caolín se deriva del nombre Ka O Ling, que es una localidad de un importante yacimiento chino de este material, en la provincia de Kiangsi, y cuyo significado es <<alta montaña>>.

Caolinita es el nombre que recibe un mineral del grupo de la arcilla, blanco, silicato aluminico hidratado. El caolín es un silicato de aluminio hidratado ($Al_2Si_2O_5(OH)_4$), producto de la descomposición de rocas feldespáticas principalmente. El término caolín se refiere a arcillas en las que predomina el mineral caolinita; su peso específico es de 2.6; su dureza es 2; de color blanco, puede tener diversos colores debido a las impurezas; brillo generalmente terroso mate; es higroscópico (absorbe agua); su plasticidad es de baja a moderada.

La ficha técnica de la empresa Moliendas Tizayuca, S.A. de C.V., sobre este caolín, se muestra a continuación (Tabla IV.6):

Tabla IV. 6 Ficha técnica del caolín.

Contenido de sílice ($Si O_2$)	60.0 – 70.0 %
Contenido de alúmina (Al_2O_3)	15.0 – 25.0 %
Absorción al aceite linaza	30.0 – 35.0
pH al 5%	4.0 – 6.8
Blancura (fotovolt)	74.0 % min.
Humedad	1.0 % máx.
Contenido de hierro	0.8 % máx.
Malla 325 retenido en	1.0 % máx.

Para la caracterización del caolín en estudios anteriores a esta tesis en conjunto con el laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM, se realizaron las pruebas de: Límites de Atterberg (límite líquido (LL) y límite plástico (LP)) y el índice de plasticidad (IP). Obteniendo las siguientes características (Tabla IV.7):

Tabla IV. 7 Propiedades plásticas del caolín.

ω_L (%)	ω_L (%)	IP	ω_L	Clasificación SUCS
34.2	26.15	8.05	2.5	CL-Arcilla de baja plasticidad

4.3.1.1 Cubos de concreto.

Se utilizaron cubos de concreto simple, 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 $3 \times 3 \times 3 \text{ cm}$, 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 IV. 8 Tabla de propiedades de los cubos.

Peso	Volumen	Densidad
61.13 gr	25.73 cm^3	2.379 gr/cm^3

*Figura IV. 14 Cubos de concreto.*

4.3.2 Metodología experimental.

4.3.2.1 Preparación y colocación del suelo cohesivo.

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 (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 donde 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.

Para la preparación del suelo cohesivo se seguía 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, se taraban en cubetas de plástico cantidades de 5 kg de caolín y 2.725 L.



Figura IV. 15 Tarado 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 L de agua y se revolvían con la mano en contenedores de plástico. Esto se hacía para poder garantizar que la mezcla sea lo más homogénea posible y que el caolín comenzara a absorber el agua antes de realizar el mezclado.



Figura IV. 16 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 L restantes para completar la proporción de caolín y agua (Dado que la olla tenía una capacidad para 12 L se le agregaban 10 kg de caolín), se encendía la batidora y se esperaba un tiempo aproximado de 5 min, para garantizar que la mezcla fuera homogénea.



Figura IV. 17 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 esta se distribuyera a lo largo de toda la charola y que no quedaran burbujas de aire atrapadas que pudieran darnos valores de presión diferentes a los que la mezcla presentaba realmente.

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 nuestro suelo cohesivo adquiriera firmeza, solidez y estabilidad, y se llenaba el canal hasta un tirante de 30 cm.

6. Colocación de la estructura.

Para los últimos tres experimentos en los cuales se colocó una estructura sumergida de cubos de concreto simple (3x3x3 cm), 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 dejaba consolidar y pasado el tiempo de consolidación se llenaba el canal como en el paso anterior.



Figura IV. 18 Estructura, suelo en el canal de oleaje.

4.3.2.2 Calibración y procedimiento de ensayo.

Ya llenado el canal con los 30 cm de tirante se procedía a calibrar los sensores de nivel y la pala generadora de oleaje para posteriormente continuar con el ensayo del suelo. Para esto se seguía el siguiente procedimiento:

1. Colocación de los sensores de nivel.

Ya llenado el canal a 30 cm de tirante, se procede a la colocación de los sensores de nivel en su posición correcta y fijados con prensas de mano; en párrafos anteriores se explicó en qué posición se ubicaban los 11 sensores de nivel. Los 28 sensores de presión, son fijos en la charola añadida en el canal de oleaje (Figura IV.19).

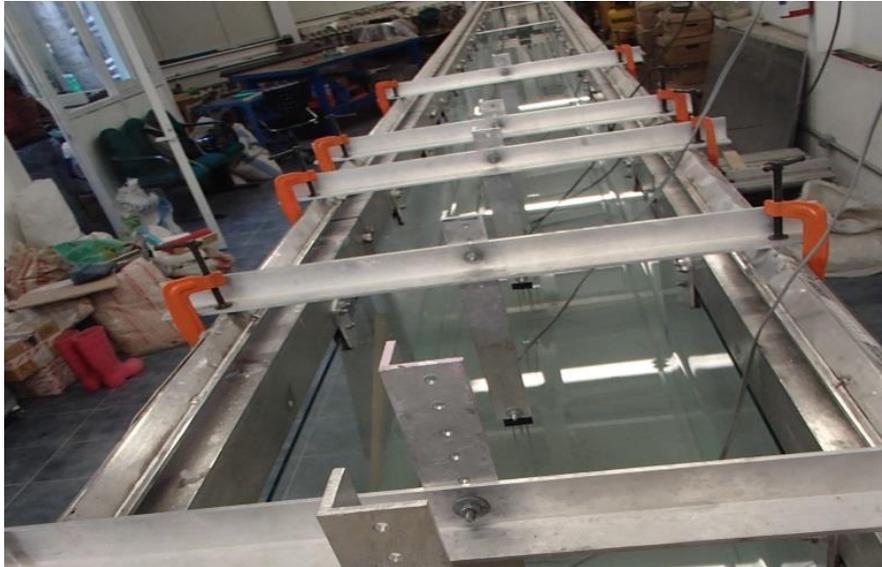


Figura IV. 19 Colocación de los sensores de nivel.

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

Como se mencionó antes, para la utilización del canal de oleaje del Laboratorio de Costas y Puertos se utilizan softwares especializados para el manejo de los datos adquiridos por sensores de nivel y de presión mediante el SPARTAN con ayuda del software imc STUDIO. Para garantizar la precisión en las mediciones, se tienen que calibrar los sensores de nivel y de presión. En el caso de los sensores de presión solo se taran para obtener un registro de la presión relativa y para los sensores de nivel sí se determina una curva de calibración al inicio de cada jornada de trabajo.

La generación del oleaje, mediante el movimiento de la pala del canal de oleaje, se realiza mediante el software HR Merlín, el cual se alimenta con la frecuencia, amplitud, el tiempo de duración del ensayo, el tipo de oleaje (regular e irregular) que en todos los ensayos se utilizó oleaje regular, la altura del agua en el canal (30 cm) y la altura del tanque (50 cm) todo esto con la finalidad de que la pala genere las olas deseadas. De igual manera la pala de oleaje se debe de calibrar mediante las opciones que el software HR Merlín tiene establecidas y muestra paso por paso a las opciones a las cuales se le debe de dar aceptar. Cabe mencionar que la utilización de este software es de suma importancia ya que en él, se establecen las condiciones para cada ensayo que se desea realizar, dependiendo el tipo de oleaje. Los parámetros utilizados e introducidos en este software HR Merlín se muestran en la siguiente Tabla IV.9:

Tabla IV. 9 Parámetros de los ensayos realizados.

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

3. Generación del oleaje para cada ensayo.

Después de realizados todos los pasos anteriores, primero se introduce al software HR Merlín los parámetros correspondientes al ensayo 1, mostrado en la tabla 2; ejecutando momentáneamente tanto el software imc STUDIO como el software HR Merlín. Al término del ensayo 1, se introducía los parámetros correspondientes del ensayo 2 y se realiza la misma metodología anterior (Figura IV.20).



Figura IV. 20 Generación del oleaje.

4. Finalización de los ensayos.

Al término de cada ensayo respectivamente se paraba la ejecución del software utilizado y posteriormente se tomaban las anotaciones respectivas de lo que aconteció en el ensayo y se tomaban fotografías a la charola donde se ubicaba el suelo y la estructura. Posteriormente cuando se ejecutaban los dos ensayos, se retiraba el material y se realizaba la limpieza del canal.



Figura IV. 21 Retiro del material y limpieza del canal.

V. RESULTADOS.

5.1 Perturbación del oleaje en presencia del suelo cohesivo.

Para poder observar la interacción suelo-oleaje, se realizó una primera prueba en la que no se colocó la estructura. Para ello cada prueba se dividió en dos trenes (ensayos) de oleaje consecutivos como se muestra en la Tabla V.1.

Tabla V. 1 Parámetros de los ensayos realizados.

Material	Duración [min]	T [s]	H [m]	Fr [1/s]	a [m]
2C1.09A	10	0.9	0.06	1.11	0.03
	20	1.2	0.12	0.83	0.06

El primer tren, con periodo (T) de 0.9 s, altura de ola (H) 0.06 m y duración de 10 min, para poder identificar el comportamiento de un oleaje con un T y H pequeños, en donde no se debería observar un cambio significativo por la acción del suelo, y el segundo tren, con un T de 1.2, una H de 0.12 m y una duración de 20 min, en el cual se debería poder observar un cambio en el oleaje a causa del suelo cohesivo.

Como se muestra en la Figura IV.6, se colocaron 11 sensores de nivel a lo largo del canal, para registrar el comportamiento del oleaje. Para cada sensor se obtuvo la altura de ola media cuadrática mediante la Ec. II.40 y la altura máxima que se registró durante el tiempo que duró cada tren.

A continuación se muestran los datos obtenidos de la prueba realizada únicamente con el suelo cohesivo, en cada figura se graficaron la distancia en donde se colocaron los sensores, medida en metros desde la pala generadora de oleaje en el eje de las abscisas, contra las H , en centímetros, que registró cada sensor en el eje de las ordenas. También en color negro se muestra el perfil del canal y la ubicación de las rampas, así como en color azul claro el perfil de donde se encontraba el suelo cohesivo.

Tomando en cuenta que se sometió al suelo cohesivo a dos trenes de oleaje consecutivos se analizarán primero los datos obtenidos en cada tren por separado y después se hará una comparación entre los dos.

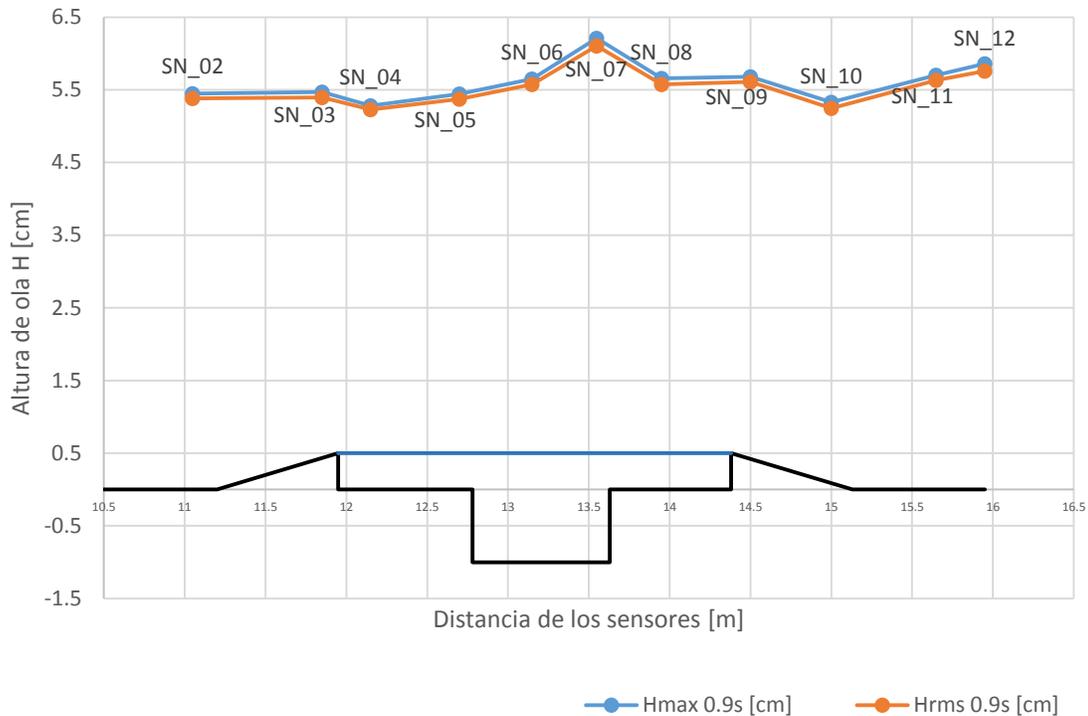


Figura V. 1 Altura de ola-distancia, ensayo 1 prueba sin estructura.

En la Figura V.1 observamos las alturas de ola cuadráticas medias, en naranja, y las máximas, en azul, obtenidas durante el primer tren de oleaje con periodo de 0.9 s y una altura de ola de 0.06 m. Se puede observar como la H disminuye ligeramente en los sensores SN_03 con relación a la registrada por el sensor SN_02, provocado por el cambio de medio del acero del canal al acrílico de las rampas, luego, en el sensor SN_04 al encontrarse con el suelo cohesivo, existe una caída en la H más pronunciada, esto se debe a que pasa de un material duro como el acrílico a un material más blando que el suelo, sin embargo, en los sensores SN_05 y SN_06 el efecto del cambio en la profundidad provoca que el oleaje se peralte hasta llegar el sensor SN_07, en donde podemos observar la mayor H registrada por los sensores. Este hecho es provocado por la reducción en la profundidad del canal debida al suelo y además a la fricción que el suelo provoca sobre el oleaje. La combinación de fricción con reducción de la profundidad hace que el oleaje pierda energía cinética y la cambie por potencial, haciendo que la H aumente, sin embargo, al ser la altura de ola y el periodo bajo solo se puede observar el efecto en el SN_07. En el SN_08, la altura de ola se ve de nuevo afectada únicamente por la profundidad y sigue disminuyendo por este mismo efecto hasta el SN_10. Por último en los sensores SN_11 y SN_12 la H vuelve a aumentar debido a una onda reflejada que existe por las rocas situadas al final del canal.

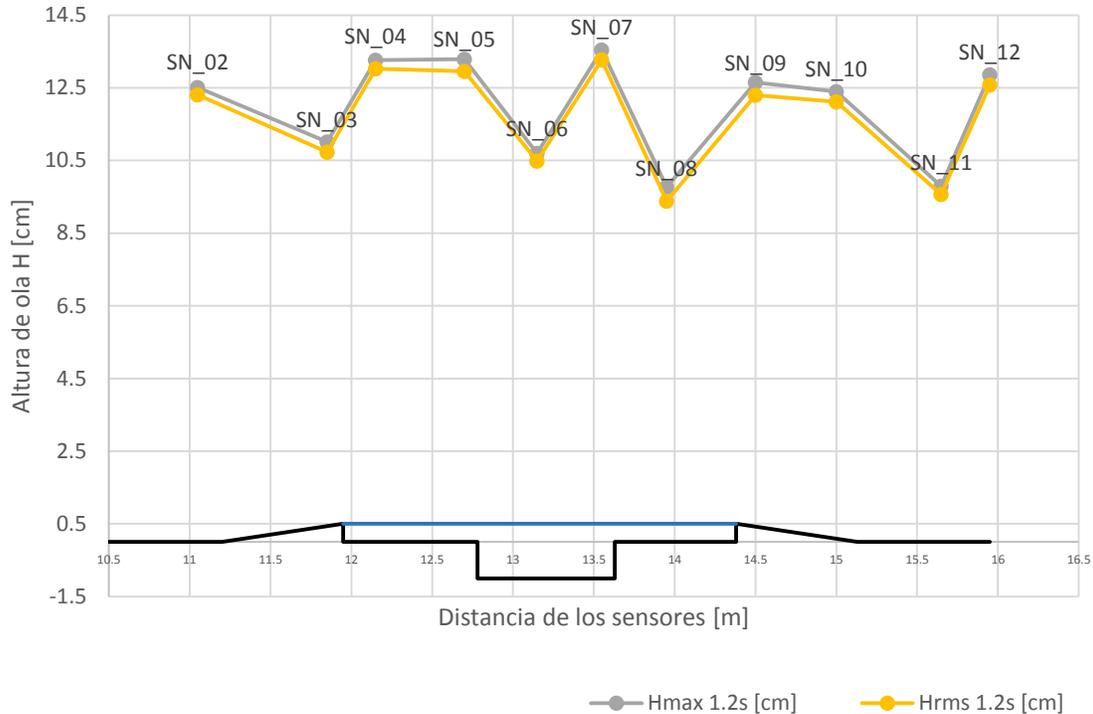


Figura V. 2 Altura de ola-distancia, ensayo 2 prueba sin estructura.

Para el ensayo 2, con periodo de 1.2 s y una altura de ola de 0.12 m, podemos observar en la Figura V.2 las alturas de ola media cuadrática, en amarillo, y la máxima, en gris. En estas curvas se puede notar una caída en la altura de ola en el sensor SN_03, ocasionada por efecto de la rampa. Al tener un periodo más largo, la onda continua en el sensor SN_04 sin ser afectada por el cambio de material pero sí es perturbada por el cambio en la profundidad, lo que ocasiona que la altura de ola crezca, sin embargo, al contrario del tren anterior, a partir del sensor SN_05 se puede contemplar el efecto del suelo casi inmediatamente después del cambio del acrílico a nuestro suelo cohesivo, provocando que la altura de ola aumente debido a la pérdida de energía cinética. La fricción provocada por el suelo en esta prueba, ocasiona que exista un aumento de energía potencial, en los sensores SN_05, SN_07 y SN_09, y una pérdida de ésta, en los sensores SN_06 y SN_08. Este incremento y pérdida de energía potencial, provoca que exista a la par un aumento y disminución de la altura de ola en los sensores que se ubican justo por encima del suelo cohesivo. Después se puede observar un comportamiento similar al del ensayo 1.

En la siguiente Figura V.3 se muestran las cuatro curvas anteriores.

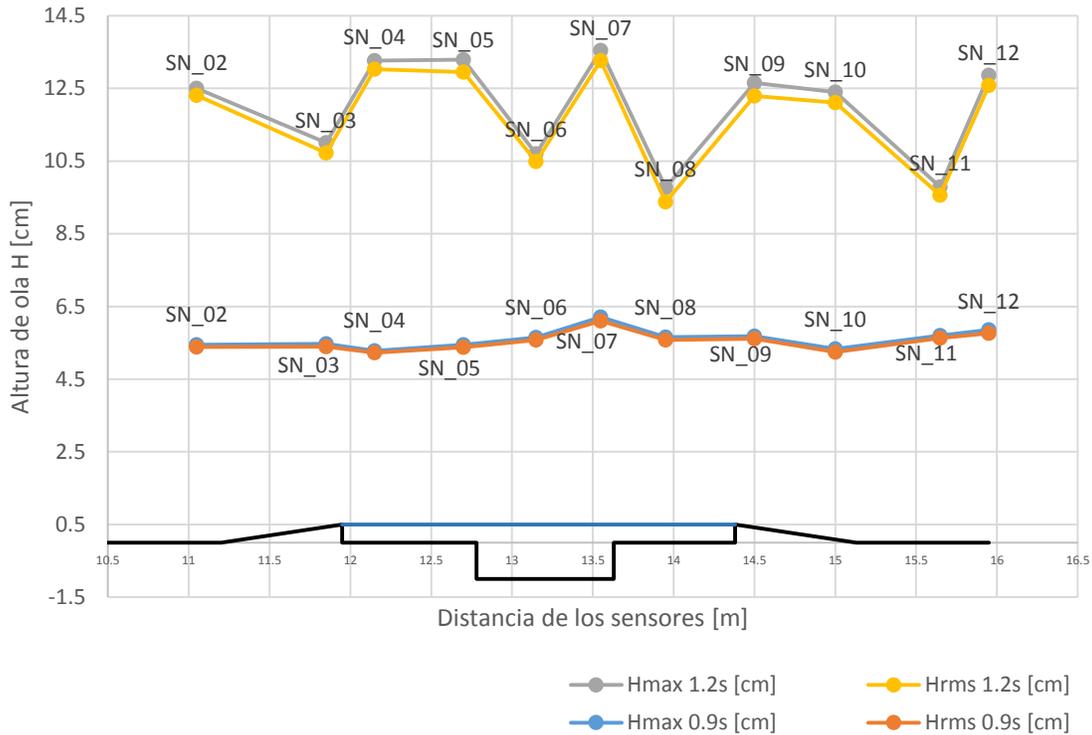


Figura V. 3 Altura de ola-distancia, prueba sin estructura comparación entre ensayos.

Dibujando las cuatro curvas en una misma imagen, se puede notar que en el ensayo 1 la altura de ola se mantiene más o menos constante sin presentar variaciones significativas en la altura de ola, sin embargo, durante el transcurso del segundo tren se hace notar el efecto del suelo, cuando el oleaje viaja sobre aguas poco profundas, es decir cuando la profundidad es igual o menor que un vigésimo de su longitud de onda, el movimiento orbital del suelo comienza a aumentar y por lo tanto su grado de volteo, ocasionando que exista una variación más notable en la altura de ola sensor a sensor, es importante señalar que este efecto también provocó un cambio en la consistencia del material que se podía observar durante el transcurso del segundo ensayo (González 2016).

5.2 Interacción del oleaje con el dique sumergido.

En la segunda parte de este análisis, se procedió a colocar encima de nuestro suelo cohesivo una estructura sumergida de cubos de concreto simple justo encima de la charola del canal. Esta estructura intenta simular lo ocurrido al oleaje cuando se encuentra con un dique sumergido.

Para los siguientes experimentos se utilizaron los mismos trenes de oleaje que para la prueba sin estructura, mostrados en la Tabla V.1, así como también se realizó una mezcla 2C1.09A como suelo cohesivo.

A continuación se muestran los resultados obtenidos por tres pruebas similares realizados con estas características, de la misma manera en la que se mostraron en el capítulo 5.1 de esta tesis. Correspondiendo las curvas dibujadas en las Figura V.4 a la Figura V.6 a la primera prueba, las Figura V.7 a la Figura V.9 al segundo y las Figura V.10 a la Figura V.12 a la tercer prueba.

5.2.1 Prueba 1.

Ensayo 1

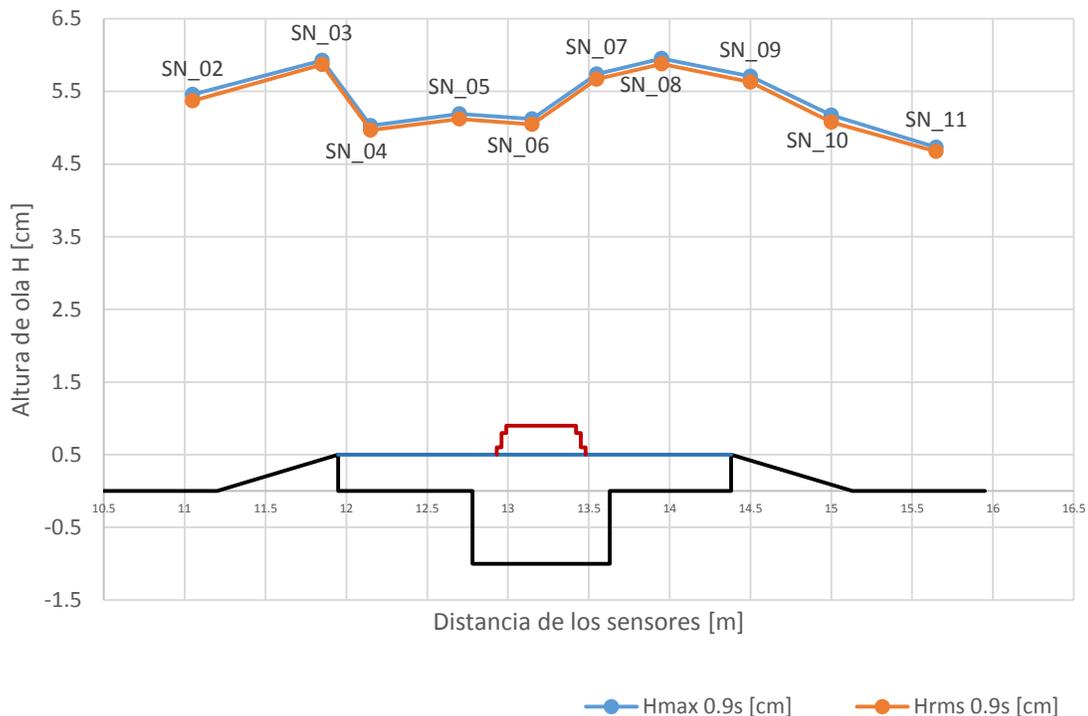


Figura V. 4 Altura de ola-distancia, prueba 1 ensayo 1.

En la Figura V.4 se observa en los sensores SN_02, SN_03 y SN_04 un comportamiento similar al mostrado en la Figura V.1 sin estructura, en donde, del sensor SN_02 al SN_03

existe un aumento en la H , ocasionado por el cambio de profundidad, para después disminuir por el cambio de material. Sin embargo, en los sensores SN_04 y SN_05 se puede observar que la altura de ola se modifica por la acción de una onda reflejada que viaja en dirección opuesta al oleaje, como la onda tiene características similares provoca que los valles y crestas de las dos ondas se encuentren y se resten provocando que la H del oleaje disminuya como se observa en estos sensores. En el sensor SN_06 el oleaje debido a su periodo continúa sin ser afectado por la estructura hasta llegar al sensor SN_07 en donde, por la reducción de la profundidad, la H se peralta y sigue aumentando hasta el sensor SN_08. Después del sensor SN_08 la H disminuye por el efecto del aumento de profundidad (sensores SN_09, SN_10 y SN11).

Ensayo 2

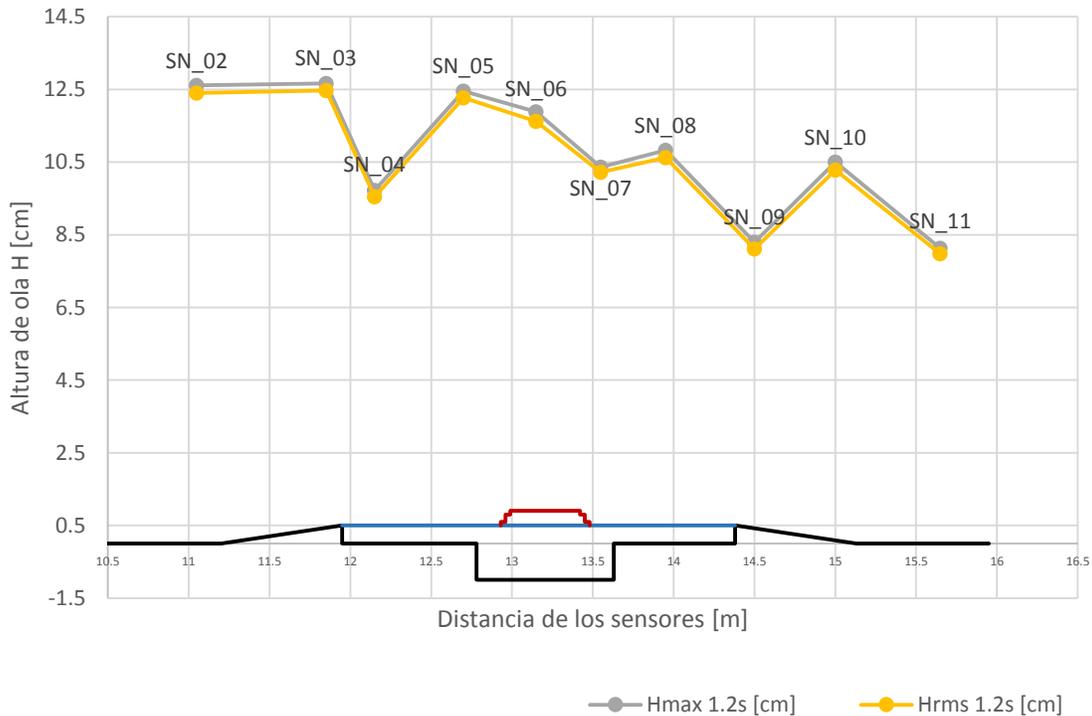


Figura V. 5 Altura de ola-distancia, prueba 1 ensayo 2.

En la Figura V.5 se muestra el mismo comportamiento que el descrito por la Figura V.2 en los sensores SN_02, SN_03 y SN_04. Sin embargo, a partir del sensor SN_05 el aumento del T y la H , así como, la reducción de la profundidad provocada por la estructura, ocasiona que el oleaje se peralte en primera instancia y después rompa, este efecto describe lo que se observa en los sensores SN_05, SN_06, SN_07 y SN_08, en donde al reducirse la profundidad y después de un tiempo en el que el oleaje se estabiliza, se observa un aumento

drástico en la H y después una caída de esta en los sensores SM_06 y SN_07, para después volver a peraltarse y disminuir en los sensores SN_08, SN_09, SN_10 y SN_11.

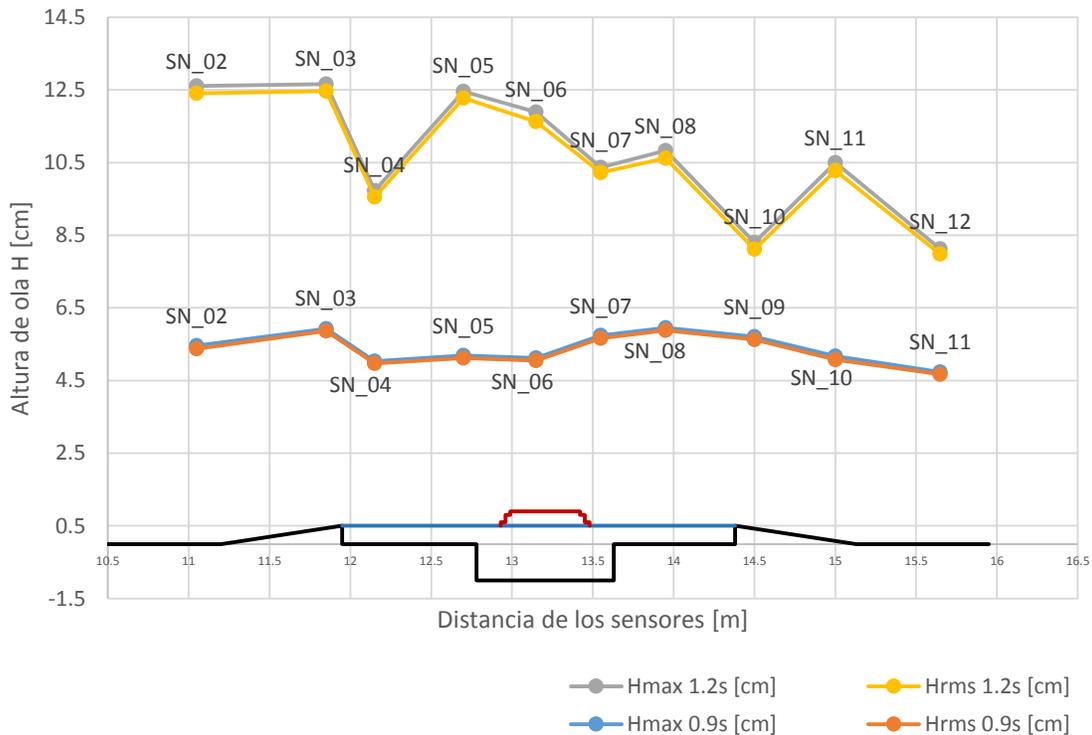


Figura V. 6 Altura de ola-distancia, prueba 1 comparación entre ensayos.

Observando las 4 curvas juntas (Figura V.6) se puede contemplar que durante el segundo tren, existe una caída en la H registrada por los sensores que se encuentran situados justo después de la estructura (SN_07, SN_08, SN_09, SN_10, SN_11) en comparación con los que se encuentran antes de esta (SN_02, SN_03, SN_04, SN_05, SN_06). Esto se debe a que existe una liberación de energía cuando la estructura ocasiona que las olas rompan, que es provocada en parte por el cambio de material de existe entre el suelo y los cubos de concreto de la estructura y por la reducción de la profundidad que esta misma provoca, que es en sí, el objetivo de este tipo de estructuras. En el primer tren no se puede observar la liberación de energía, puesto que el oleaje no rompe debido a que la onda tiene una H muy pequeña, es por eso que solo se observa un ligero aumento de la H y después se vuelve a estabilizar.

De esta primera prueba se destaca que, para el periodo corto el oleaje solo sufre un peraltamiento y para el periodo largo la ola disipa energía por rotura. El efecto de la presencia de la estructura es apenas perceptible y por ello, una vez que se hunde (en el ensayo 2) tampoco se percibe cambio en el patrón de olas cuadráticas medias y máximas.

5.2.1 Prueba 2.

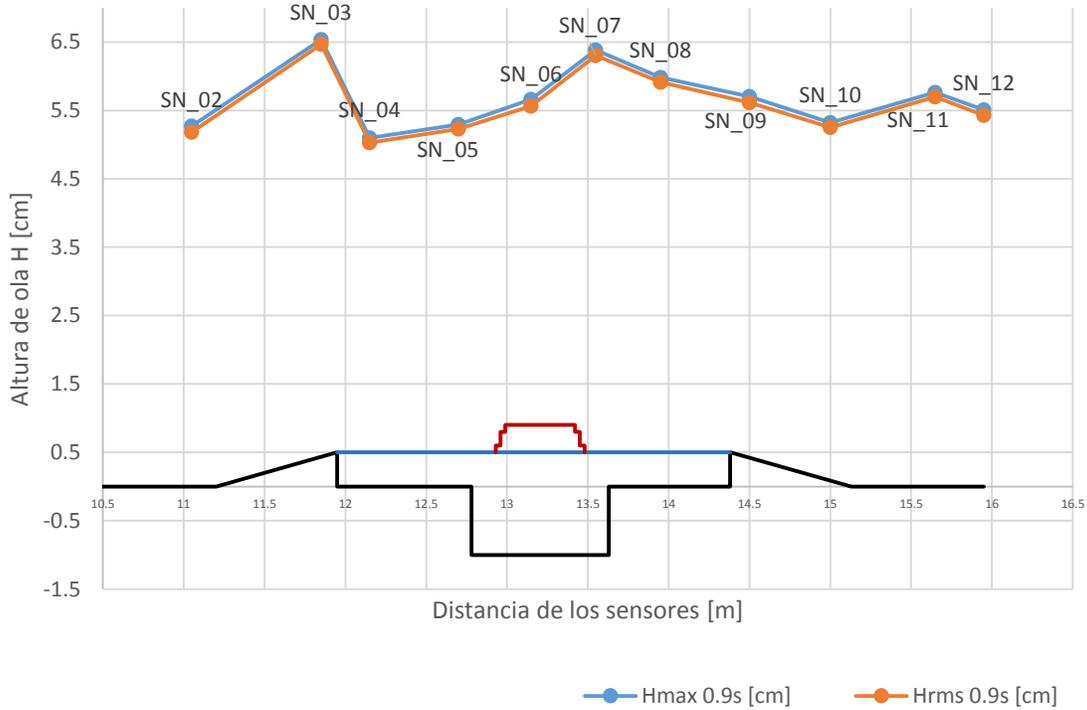
Ensayo 1

Figura V. 7 Altura de ola-distancia, prueba 2 ensayo 1.

En la Figura V.7 se observa un comportamiento parecido a la de la prueba anterior, en donde en el sensor SN_03 la H aumenta debido a la disminución de la profundidad y después disminuye en el SN_04 por el cambio de material. En los sensores SN_04 y SN_05 se puede volver a apreciar el efecto de la onda que refleja la estructura. Sin embargo al contrario del anterior ensayo la H se peralta desde el sensor SN_06, por el efecto de la reducción de la profundidad hasta el sensor SN_07, para después disminuir por el aumento de esta (SN_08 y SN_09) y volver a estabilizarse (SN_10, SN_11 y SN_12).

Ensayo 2

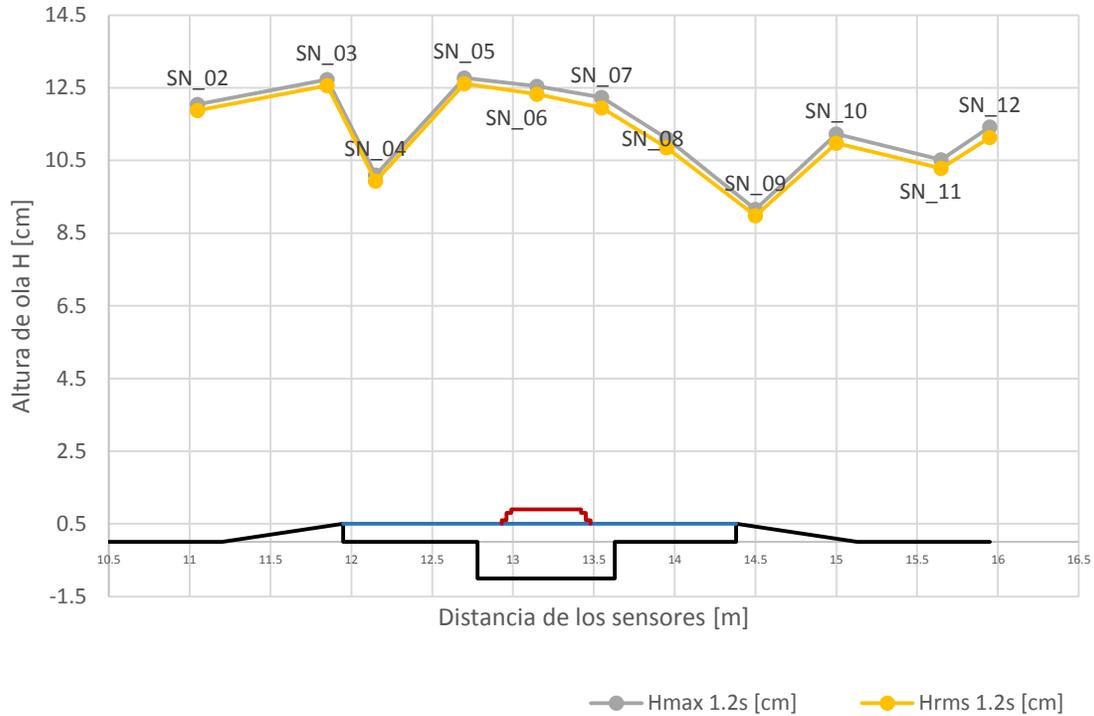


Figura V. 8 Altura de ola-distancia, prueba 2 ensayo 2.

En esta Figura V.8, se observa el mismo comportamiento que en la Figura V.2 del ensayo 1, en donde la estructura provoca que exista un cambio en la profundidad, ocasionando que las olas rompan, peraltándolas desde el sensor SN_05 y luego haciendo que disminuya la H hasta el sensor SN_09.

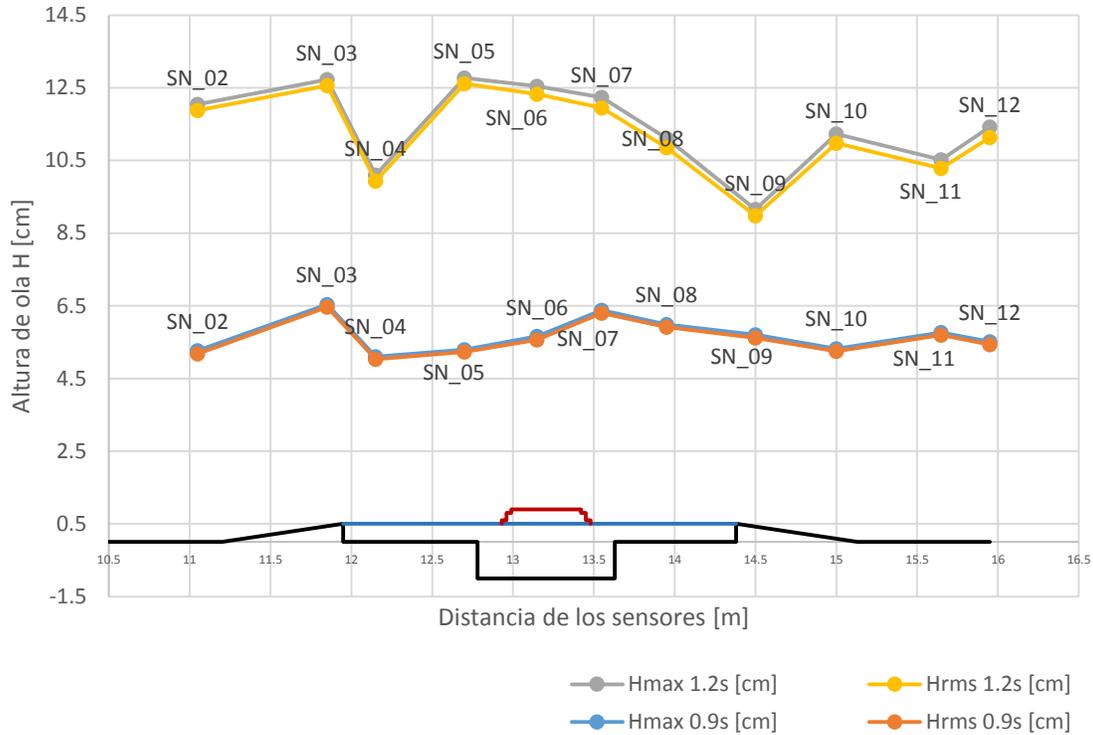


Figura V. 9 Altura de ola-distancia, prueba 2 comparación entre ensayos.

Al igual que en la Figura V.1 del primer ensayo, en la Figura V.9, se vuelve a repartir el mismo comportamiento, en donde, en el primer tren se observa una liberación de energía y en el segundo solo se puede identificar un cambio en la H ocasionado por la profundidad.

Las pruebas 1 y 2 dan un buen indicio de repetitividad en los experimentos dado que el comportamiento general de la evolución espacial de las alturas de ola es similar aun cuando los valores difieren un poco.

5.2.1 Prueba 3.

Durante esta prueba el sensor SN_07 sufrió un desperfecto técnico por lo que fue omitido en este análisis.

Ensayo 1

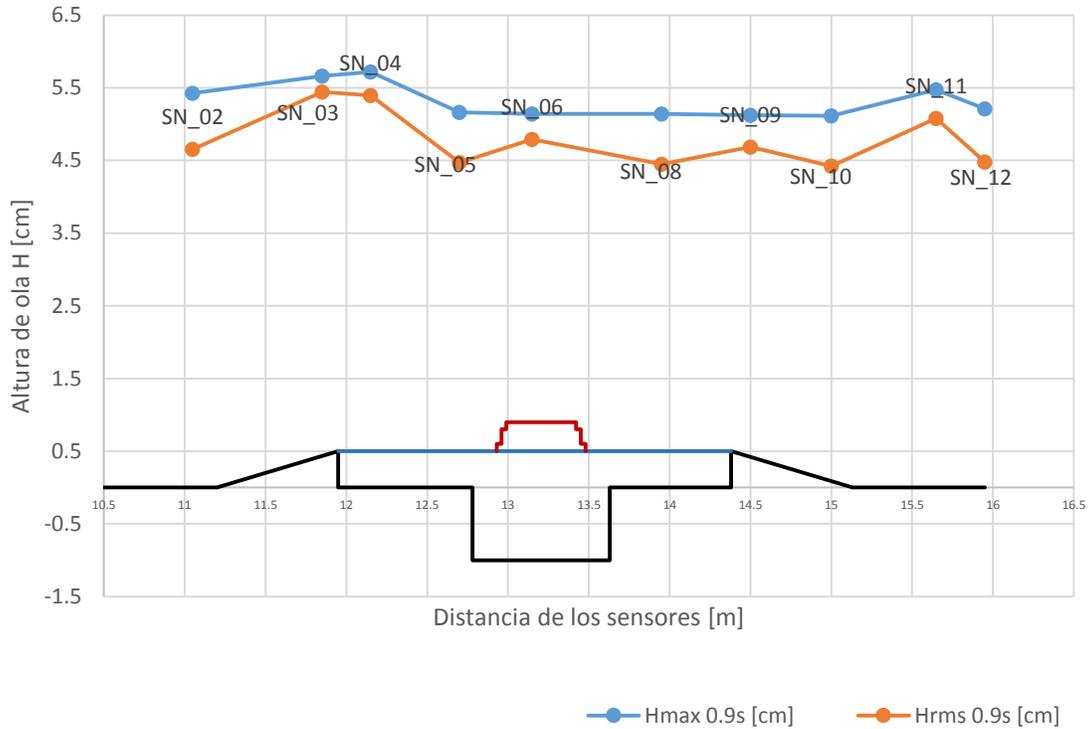


Figura V. 10 Altura de ola-distancia, prueba 3 ensayo 1.

En la Figura V.10 se observa un comportamiento parecido a la de los ensayos anteriores, en donde en el sensor SN_03 la H aumenta debido a la disminución de la profundidad y después disminuye ligeramente en el SN_04 por el cambio de material. En el sensor SN_05 se puede volver a apreciar el efecto de la onda que refleja la estructura. Sin embargo al contrario del anterior ensayo la H se peralta desde el sensor SN_06, para después estabilizarse por el aumento de esta (SN_08, SN_09 y SN_10).

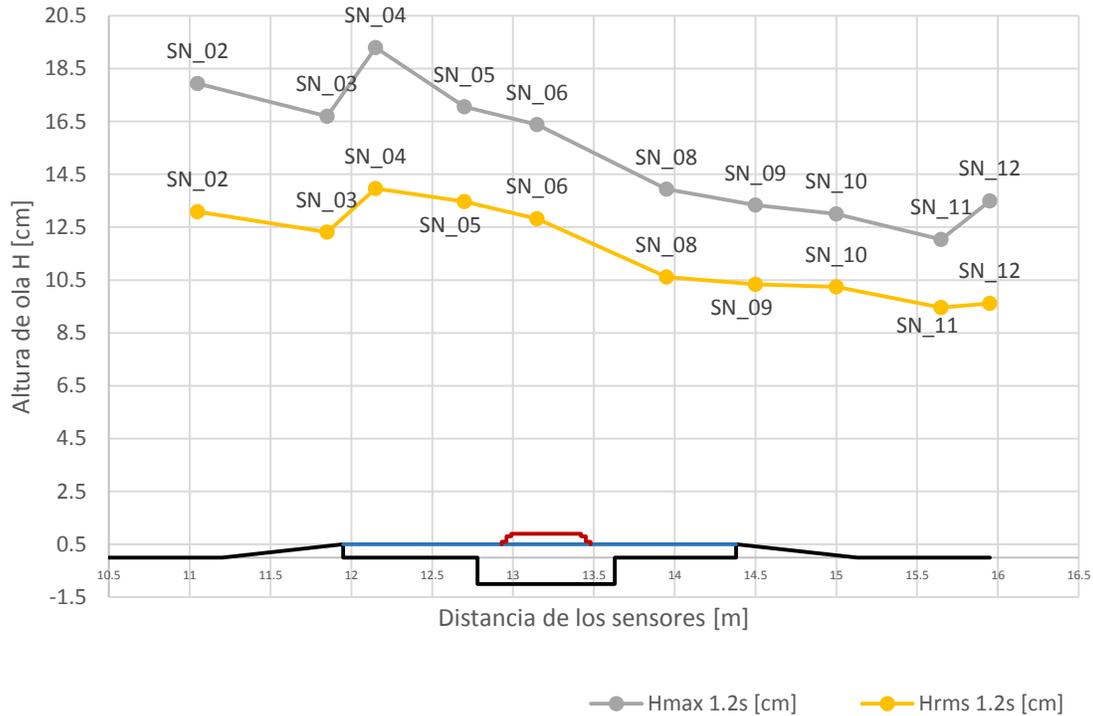
Ensayo 2

Figura V. 11 Altura de ola-distancia, prueba 3 ensayo 2.

En la Figura V.11 se muestra algo diferente a lo ocurrido en los otros dos ensayos, en el sensor SN_03 la H en lugar de aumentar como en las pasadas figuras disminuyó y el incremento aparece hasta el sensor SN_04, sin embargo, se sigue presentando la rotura del oleaje y por ello la altura disminuye en los sensores SN_05 y SN_06. De acuerdo con lo observado en las pruebas anteriores se espera que justo después de la estructura (ubicación del sensor SN_07) exista un aumento en la H para después disminuir en los siguientes sensores (SN_08, SN_09, SN_10 y SN_11). El aumento registrado en el sensor SN_12 es debido a la onda reflejada por el final del canal.

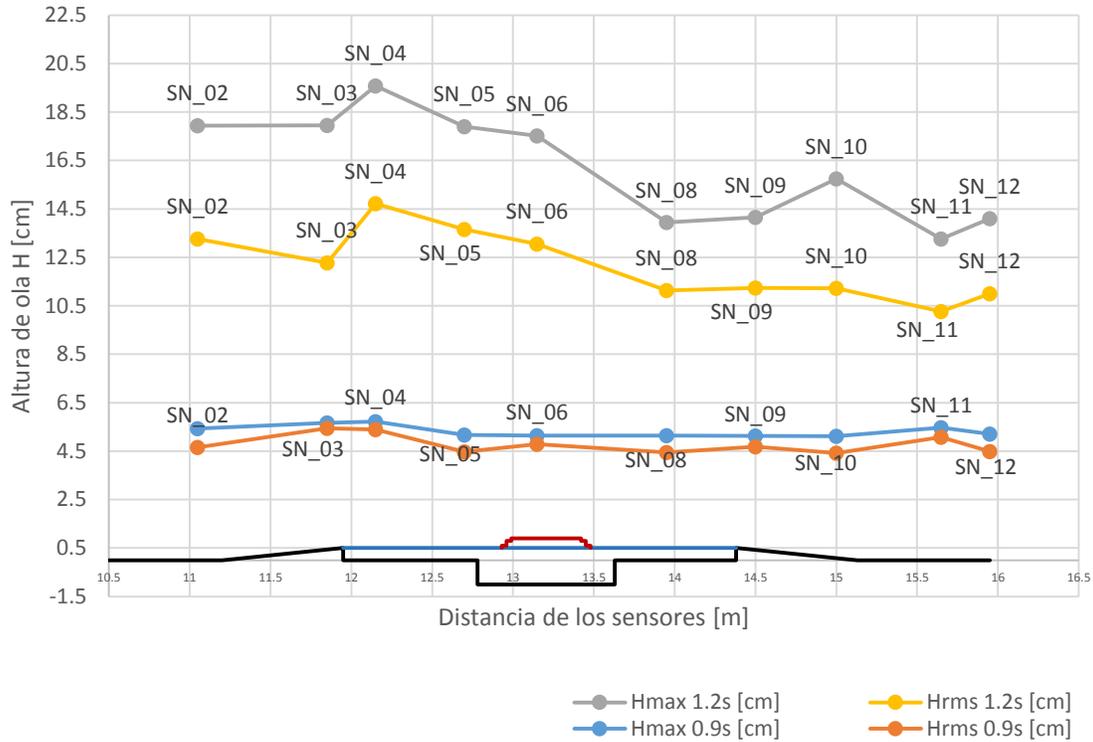


Figura V. 12 Altura de ola-distancia, prueba 3 comparación entre ensayos.

Al igual que en los ensayos anteriores, en la Figura V.12, se vuelve a repartir el mismo comportamiento, en donde, en el primer tren se observa una liberación de energía y en el segundo solo se puede identificar un cambio en la H ocasionado por la profundidad.

Es relevante, entonces, señalar que las tres pruebas ofrecen resultados dentro de los mismos patrones por lo que, en términos de interacción oleaje-suelo-estructura se verificó repetitividad tanto en hidrodinámica como en resultado final, es decir, el hundimiento de la estructura en el ensayo 2 de las 3 pruebas.

5.3 Análisis espacio-temporal de la falla por hundimiento.

Como ya se mencionó durante el segundo ensayo de cada prueba se produjo una falla en el suelo, en donde se pudo observar cómo la estructura se hundió en su totalidad. Para poder identificar el comportamiento a detalle del hundimiento de la estructura se utilizaron dos métodos (por medio de alambre-riel y polea) para registrar el desplazamiento vertical en el tiempo.

La primer metodología consistió en colocar, 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 V.13 , y, en otro cubo, una polea en la cual el contrapeso fue una rondana, figura V.14. 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 2C1.09A. En ambos casos el seguimiento del hundimiento se llevó a cabo por fotogrametría de imágenes tomadas con una cámara de video digital convencional.



Figura V. 13 Medición del hundimiento, alambre-riel.

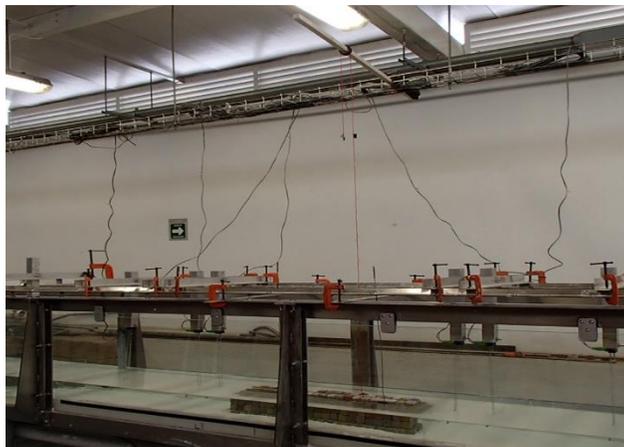


Figura V. 14 Medición del hundimiento, alambre-riel.

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 V.15 y Figura V.16.



Figura V. 15 Curva de hundimiento por intervalos, prueba 3.

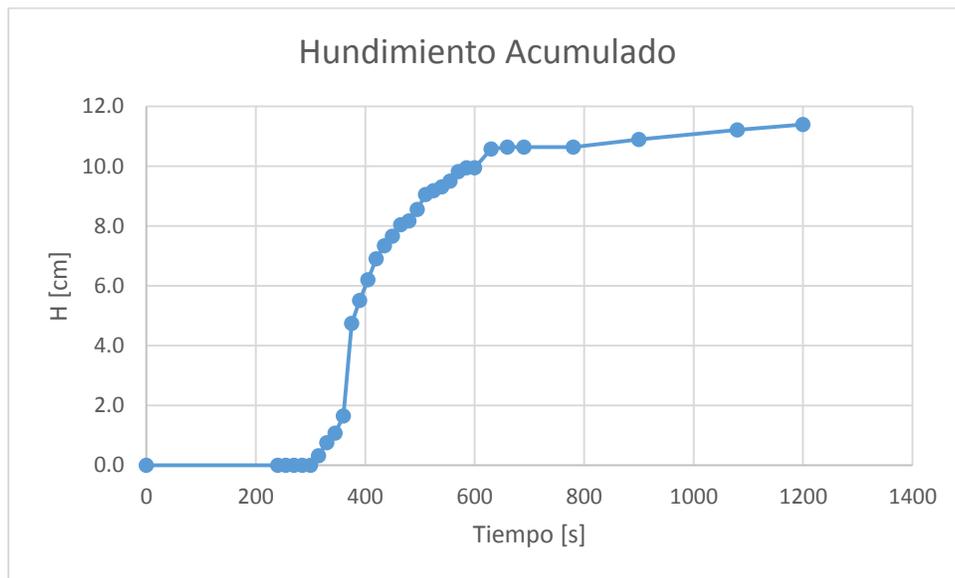


Figura V. 16 Curva de hundimiento acumulado, prueba 3.

En las Figura V.15 y Figura V.16, se puede observar que hasta el segundo 300 no se presenta hundimiento importante, después de este tiempo se comienzan a observar hundimientos significativos, teniendo el mayor en el intervalo de tiempo de 360 s a 390 s en donde se puede observar un hundimiento de hasta 3.2 cm, en este punto el suelo falla por licuefacción del suelo, esto quiere decir que pierde su capacidad para soportar carga y es justamente donde la estructura comienza a hundirse con mayor rapidez hasta el segundo 660 aproximadamente que es donde la estructura se ha hundido por completo.

A pesar que los datos de hundimiento solo se tomaron para el ensayo 3, a partir de esta curva se intentará establecer una relación entre el hundimiento y el cambio en el comportamiento del oleaje para todos los ensayos realizados.

La curva de altura máxima de rotura (Figura V.17) se obtuvo mediante la Ec. V.2, que es la relación entre la altura de ola (H) y la profundidad (h), esta ecuación nos permite determinar a qué profundidad una altura de ola determinada comienza a romper (se ha observado que cuando $\gamma \geq 0.7$ el oleaje rompe). Teniendo esto en cuenta y sabiendo el hundimiento de la estructura y por lo tanto h, se obtuvieron las alturas de ola máxima de rotura para las profundidades que nuestra estructura dejaba a medida que esta iba desapareciendo.

$$\gamma = \frac{H}{h}$$

Ec. V. 1

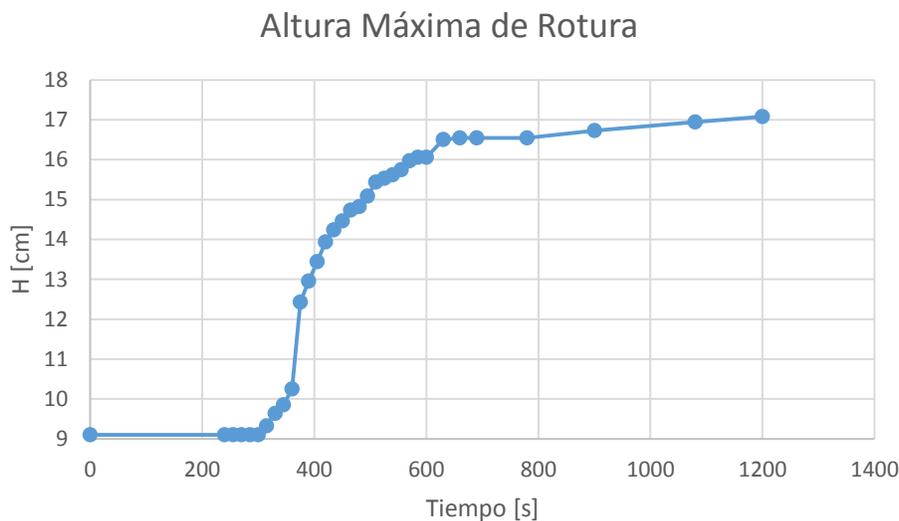


Figura V. 17 Curva de altura máxima de rotura, prueba 3.

A continuación se muestran los datos obtenidos de desplazamiento vertical, para cada prueba se presentan dos figuras: en la primera figura se dibujaron las alturas de ola cuadrática media de los sensores inmediatos antes y después de la estructura (SN_06 y SN_07), así como, lo que se encuentran encima de ella (SN_06 y SN_07). Para ofrecer un panorama de la evolución temporal de la altura de ola, ésta se calculó cada 60 s. En la misma figura se dibujó el hundimiento a lo largo de todo el ensayo 2. En la segunda figura se dibujaron las alturas de ola cuadráticas medias de los mismos sensores, junto con la curva de altura de ola máximas por rotura y el hundimiento acumulado en el tiempo.

5.2.1 Prueba 1.

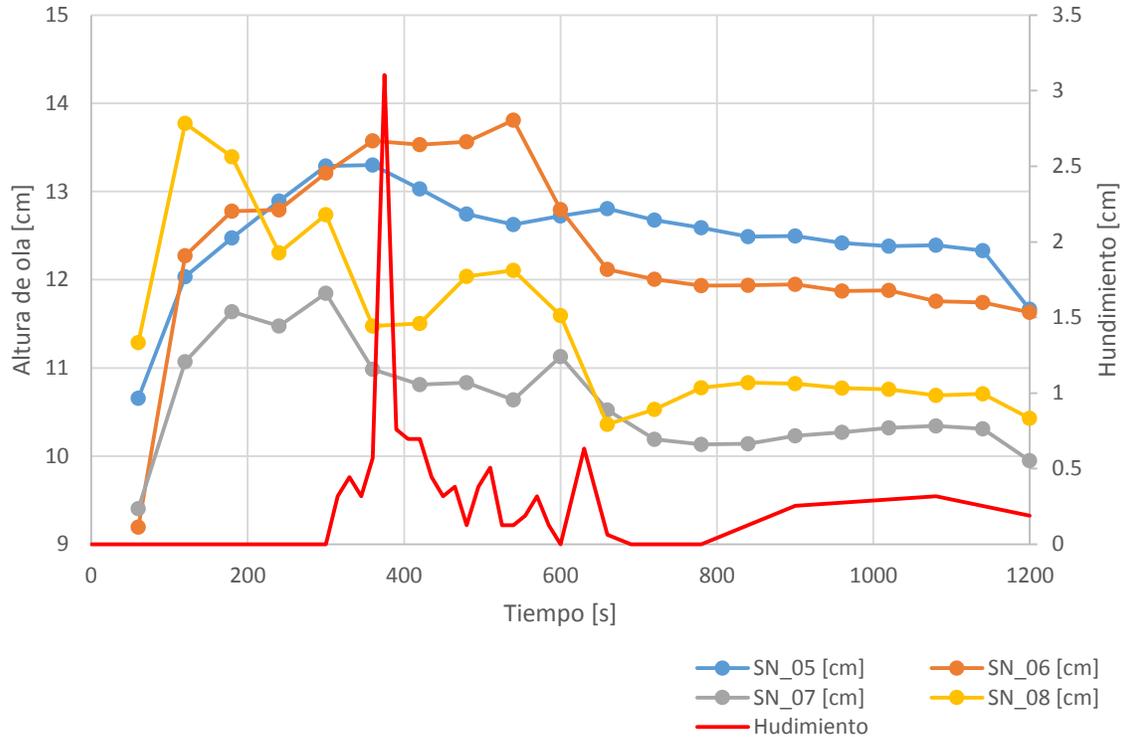


Figura V. 18 Altura de ola-hundimiento-tiempo, prueba 1, ensayo 2.

En la Figura V.18 se observa que antes de que ocurra la falla en el suelo, en los sensores anteriores a la estructura (SN_05 y SN_06) se puede observar un aumento significativo en la altura de ola, mientras que en los sensores posteriores a la estructura (SN_07 y SN_08) se observan peraltes y disminuciones de ésta, este comportamiento es provocado por el efecto de ruptura de la onda. Después de que ocurre la falla del suelo, y comienzan los hundimientos importantes, existe una fase de transición en el oleaje en el que el oleaje aumenta en algunos sensores (SN_06 y SN_08) y en los otros disminuye (SN_05 y SN_07). Al hundirse por completo la estructura el oleaje comienza a estabilizarse debido a que las olas dejan de romper. Una vez sin estructura, el oleaje se estabiliza en una distribución similar a la que se mostró en la prueba sin estructura (un ligero peraltamiento y luego un decaimiento).

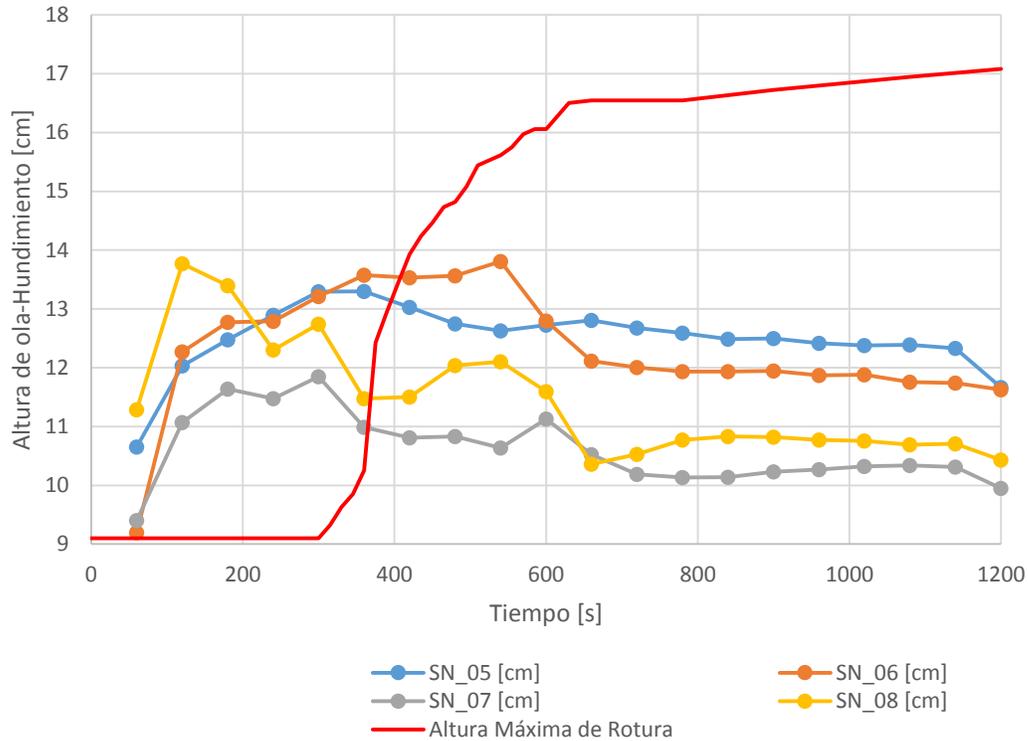


Figura V. 19 Altura de ola-hundimiento acumulado-altura máxima de rotura-tiempo, prueba 1, ensayo 2.

En la Figura V.19 se puede observar que a partir de que la altura de ola de ruptura aumenta, las alturas de ola tienden a estabilizarse. Existe un aumento muy marcado de la altura de ola de ruptura justo después del segundo 360 en donde se comienza a ver la fase de transición y a partir del segundo 650 el oleaje comienza a estabilizarse y que es el instante en donde la estructura se hunde por completo. En esta curva se puede observar que del lado superior de la curva roja (altura máxima de rotura), su $\gamma \geq 0.7$ por lo que la profundidad provoca que rompan y del lado inferior su $\gamma < 0.7$ por lo que la altura de ola es constante después de su fase de transición. El comportamiento observado en esta figura es similar al que se observó en la prueba sin estructura, en donde, el oleaje se perturbaba por el efecto del arrastre del suelo y después al fallar el suelo, el oleaje se estabilizaba.

5.2.1 Prueba 2.

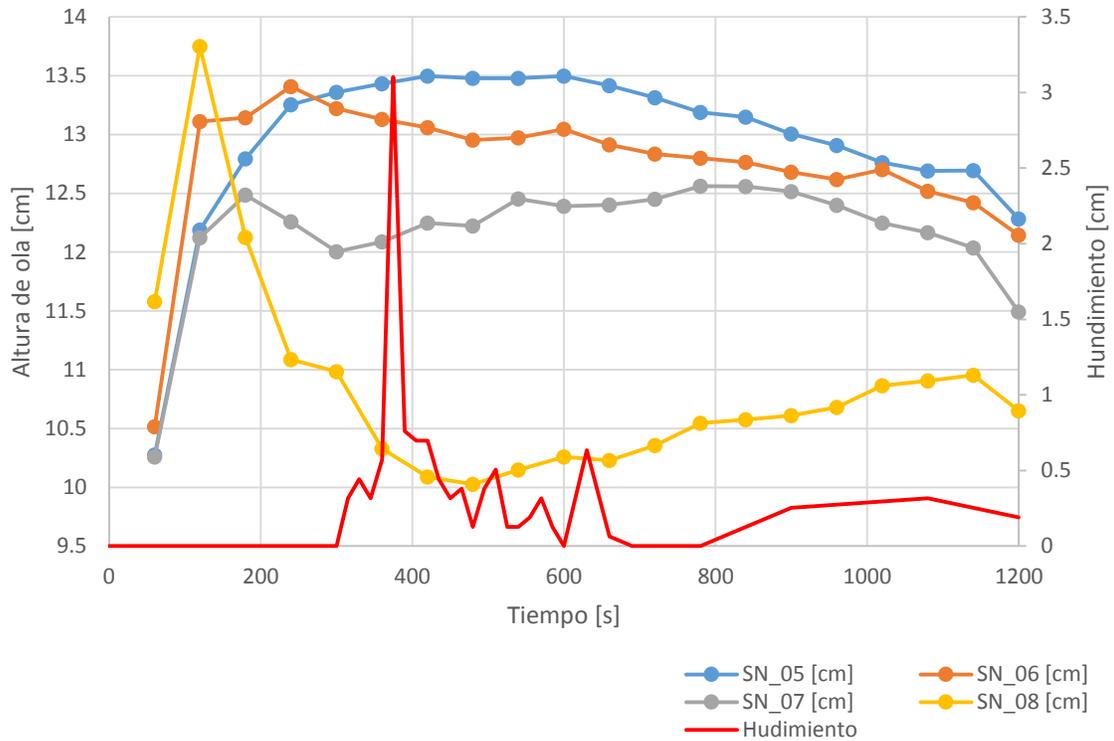


Figura V. 20 Altura de ola-hundimiento-tiempo, prueba 2, ensayo 2.

En esta Figura V.20, se observa un comportamiento parecido al del primer ensayo, antes de que ocurriera la falla los sensores ubicados antes de la estructura presentan un aumento en la altura de ola y los posteriores a esta muestran aumentos y disminuciones en la H. Sin embargo, en este ensayo se puede observar cómo la altura de ola comienza a estabilizarse casi inmediatamente después de que ocurre la falla.

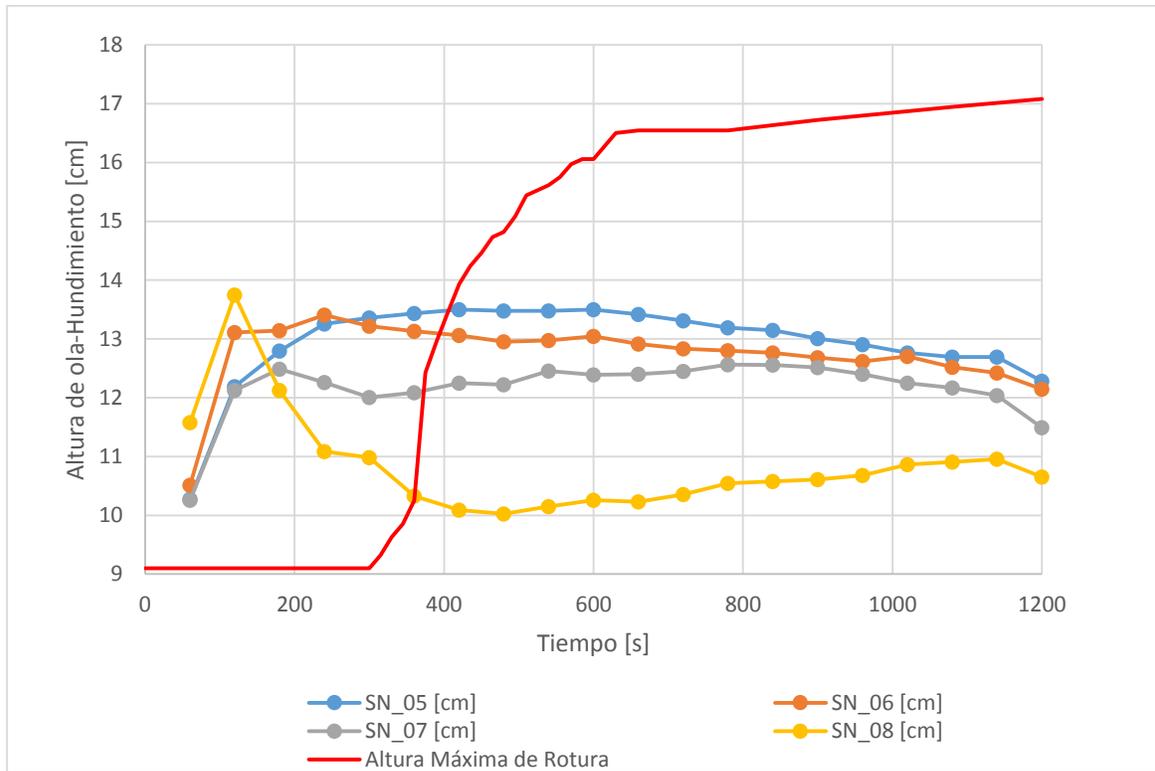


Figura V. 21 Altura de ola-hundimiento acumulado-altura máx. de rotura-tiempo, prueba 2, ensayo 2.

En la Figura V.21 se pudo observar mejor como a partir de que inicia el hundimiento aumenta la altura de ola en los cuatro sensores y se estabiliza casi inmediatamente después de cruzar la curva de altura máxima de rotura. Por lo tanto no existe una fase de transición de la ruptura del oleaje a la estabilización de este. Teniendo un comportamiento, al igual que en la primer prueba, similar a la prueba sin estructura.

5.2.1 Prueba 3.

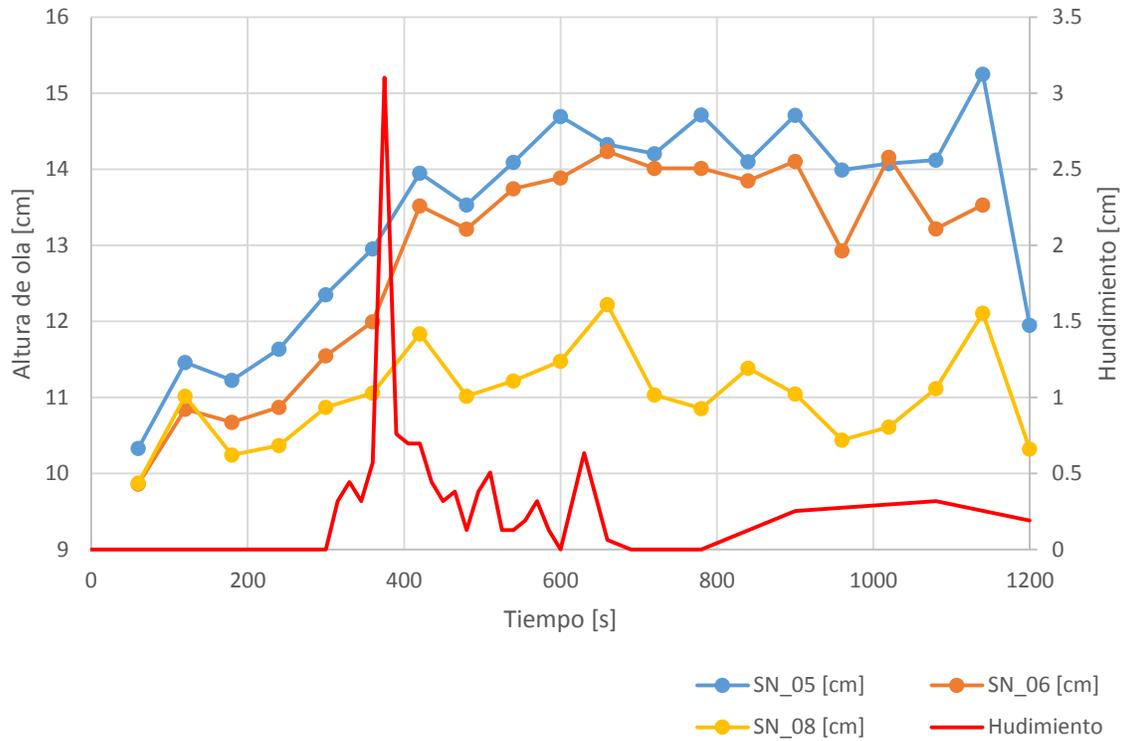


Figura V. 22 Altura de ola-hundimiento-tiempo, prueba 3, ensayo 2.

Por ultimo en la Figura V.22 se puede observar que antes de que ocurriera la falla existe una pérdida de energía provocada por la ruptura del oleaje, es por eso que a medida que el suelo falla se pueden observar alturas de ola cada vez mayores, hasta que más o menos se estabilizan justo después de que la estructura desaparece.

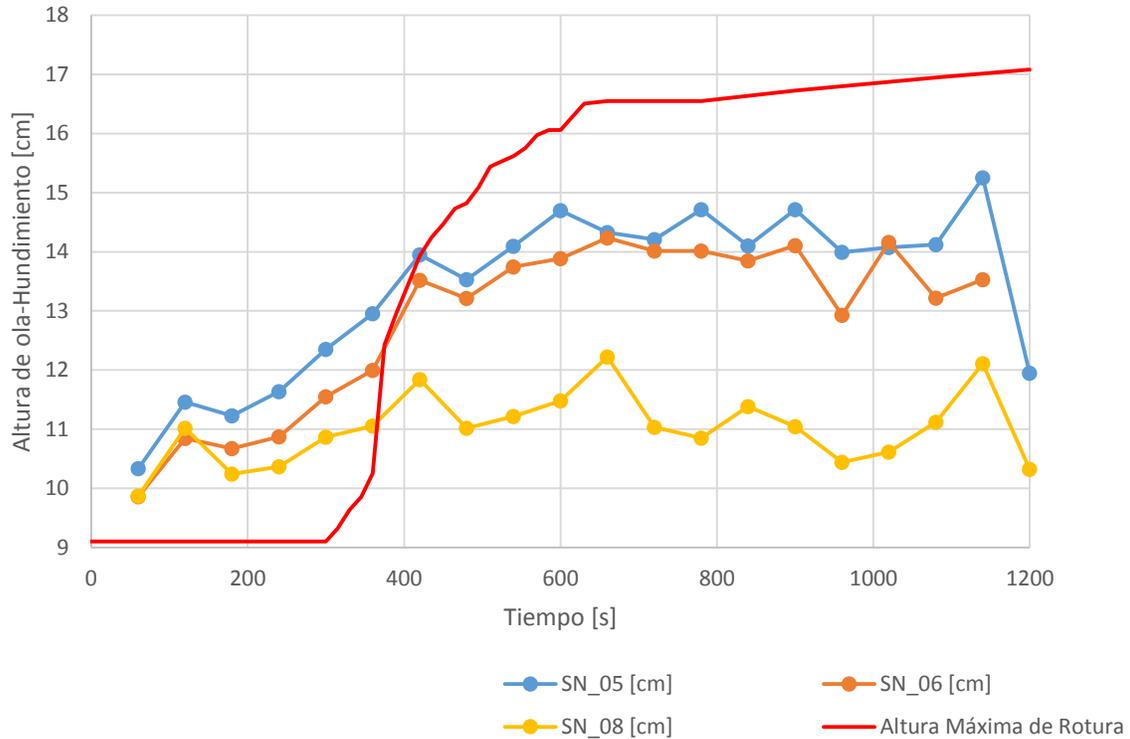


Figura V. 23 Altura de ola-hundimiento acumulado-altura máx. de rotura-tiempo, prueba 3, ensayo 2.

En esta Figura V.23, se puede observar como justamente después de que las curvas cruzan por la altura máxima de rotura el oleaje se estabiliza y prácticamente se mantiene constante. En estas curvas se observa un comportamiento un poco diferente al de las pruebas anteriores, en donde la altura de ola aumenta a medida que desaparece la estructura, ya que el oleaje deja de romper y liberar energía y la profundidad va en aumento. Sin embargo, el comportamiento debajo de la curva de rotura es similar al de las pruebas anteriores y al de la prueba sin estructura, estabilizándose justo después de que el suelo falla y la estructura se hunde.

Por lo que es importante señalar, que a pesar de que en estas tres pruebas se tenía una estructura colocada sobre el suelo cohesivo, el comportamiento del oleaje fue similar a la prueba sin estructura, en donde, después de que el oleaje se perturbaba por el efecto del arrastre del suelo, cuando el suelo fallaba el oleaje se estabilizaba.

VI. CONCLUSIONES.

- La interacción entre el suelo con el oleaje es muy débil, para alturas y periodos de ola pequeños en comparación con la profundidad en la que se propaga la onda.
- Cuando la altura y periodo de la ola aumentan lo suficiente como para que se vean afectados por el fondo, el suelo cohesivo provoca una transformación de energía cinética por potencial ocasionando que la onda se propague más lentamente pero con mayor altura.
- El oleaje ocasiona que existan movimientos orbitales en el suelo, lo que provoca que este se vea alterado por esos movimientos orbitales y exista un comportamiento caótico hasta que el suelo falla.
- La reducción de la profundidad ocasionada por la estructura sumergida, cuando se tienen alturas y periodos pequeños con $\gamma < 0.7$ provoca un peralte de las alturas de ola encima y justo después de la estructura.
- Teniendo una altura de ola y periodo con una $\gamma \geq 0.7$, la reducción de la profundidad por la estructura provoca que el oleaje rompa y por ende exista liberación de energía.
- La estructura sumergida ocasiona que la estabilización del oleaje, después de que se ve perturbado por el suelo y la estructura, sea más lenta debido a que ocurre hasta que la estructura desaparece por completo.
- Cuando se presenta la falla del suelo y por lo tanto el hundimiento de la estructura, se puede observar un punto de inflexión en el cual el oleaje deja de romper y comienza a estabilizarse a medida que la estructura se va hundiendo.
- Las alturas de ola registradas durante el tiempo que la estructura se encontraba encima del suelo son en mayor medida menores que las registradas después que esta se hundió por completo. El oleaje presenta comportamientos similares cuando viaja sobre un suelo cohesivo en donde existe una estructura sumergida que cuando no se presenta ningún obstáculo de este tipo.

6.1 Futuras líneas de trabajo.

De acuerdo a las observaciones realizadas durante el desarrollo de esta tesis, se presentan las siguientes líneas de trabajo:

- Se propone cambiar el acomodo de los cubos de concreto, para observar si el cambio en la forma del dique provoca una alteración diferente del oleaje y así proponer una forma que pueda funcionar mejor para disipar la energía sobre un suelo cohesivo.
- Obtener más datos de hundimientos de diferentes pruebas para establecer patrones de comportamiento.
- Realizar ensayos con más cantidad de periodos y alturas de ola.
- Utilizar métodos para la medición de hundimiento más precisos.
- Realizar ensayos con diferentes tipos de material de la estructura, para poder identificar como responde el oleaje ante diferentes tipos de materiales.
- Cambiar el tipo de dique, para poder observar el comportamiento del suelo cohesivo y el oleaje ante diferentes tipos de estructuras con comportamientos diferentes.

Referencias.

Chávez, V. 2013. *Comportamiento de suelos marinos bajo la acción del oleaje*. Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería, UNAM, México, 114 p.

Silva, R. 2005. *Análisis y descripción estadística del oleaje*. Serie de Docencia, Instituto de Ingeniería UNAM, México, 186 p.

Ávila, A. 2012. *Sobre la estabilidad hidrodinámica de las pilas cilíndricas*. Tesis de Licenciatura, UNAM, México, 168 p.

Aguilar, M. B. 2012. *Diseño hidrodinámico de líneas marinas de conducción de hidrocarburos*. Tesis de Licenciatura, UNAM, México, 174 p.

Ríos, A. G. 2015. *Estudio de la interacción entre tuberías submarinas y suelos finos en presencia del oleaje*. Tesis de Licenciatura, UNAM, México, 147 p.

Gutiérrez, F. 2014. *Análisis de la interacción del oleaje suelos finos*. Tesis de Licenciatura, UNAM, México, 123 p.

Moreno, E. A. 2010. *Tipos de oleaje para el diseño de estructuras hidráulico portuarias*. Tesis de Licenciatura. San Juan de Aragón, Estado de México, 142 p.

Gómez, N. 2009. *Presión de poro inducida por el oleaje en playas de grano grueso*. Tesis de Licenciatura, UNAM, México, 156 p.

Martín, Miguel. 2010. *Sobre la respuesta dinámica del terreno bajo la acción del oleaje en cajones fondeados en suelos arcillosos*. Tesis de Doctorado, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 412 p.

Mehta, A. J. 2013. *An introduction to hydraulics of fine sediment transport*. University of Florida, USA, World Scientific, vol. 38, 1039 p.

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

Leyva, F. J. 2012. *Reflexión del oleaje en rompeolas permeables a talud no revasables con oleaje irregular*. Tesis de Maestría, IPN, México, 104 p.

Monroy, J. E. 2013. *Desarrollo de una nueva tipología de dique sumergido a partir de piezas homogéneas*. Tesis de Maestría, UNAM, México 147 p.

<http://mapserver.inegi.org.mx/geografia/espanol/datosgeogra/extterri/frontera.cfm?s=g eo&c=920>