



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

COMPORTAMIENTO
HIDRODINÁMICO DE UN
ROMPEOLAS COMO FUNCIÓN DEL
TIPO DE LECHO MARINO

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Vicente Mendoza Avila

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Edgar Gerardo Mendoza Baldwin



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/033/18

Señor
VICENTE MENDOZA AVILA
Presente

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

"COMPORTAMIENTO HIDRODINÁMICO DE UN ROMPEOLAS COMO FUNCIÓN DEL TIPO DE LECHO MARINO"

- I. INTRODUCCIÓN
- II. DISEÑO DE DIQUES ROMPEOLAS
- III. ASPECTOS GEOTÉCNICOS EN EL DISEÑO DE OBRAS COSTERAS
- IV. TRABAJO EXPERIMENTAL
- V. RESULTADOS
- VI. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO

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 11 de abril del 2018.
EL PRESIDENTE

M.I. GERMAN LOPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

A mis padres Vicente y Argelia

Porque gracias a ustedes he llegado hasta aquí

A mis abuelos Cele y Juan

Por todo el amor y confianza que siempre me brindaron

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México por la formación académica y humana recibida durante estos años, la cual llevaré toda mi vida con orgullo.

Al Dr. Edgar Mendoza Baldwin por la oportunidad que me dio para unirme al grupo de costas y puertos y por todo el apoyo recibido para la realización de esta tesis.

A Anahí Silva por la asesoría, conocimientos y paciencia que me brindo a lo largo de mi estancia en el laboratorio de costas y puertos, sin los cuales no habría podido terminar este trabajo.

A mi padre Vicente Mendoza por su amor y ejemplo para ser una persona íntegra y por la motivación para superarme profesionalmente.

A mi madre Argelia Avila por su infinito amor, apoyo y confianza, por enseñarme lo importante que es disfrutar de la vida y la familia y porque gracias a ti soy hoy quien soy.

A mi hermano Jesús Mendoza por estar siempre conmigo apoyando y aconsejándome y por ser siempre un gran modelo por seguir.

A mis tías y primos por siempre hacerme sentir querido y en confianza a su lado.

A todos los amigos que he tenido la dicha de conocer a lo largo de mi vida, con quienes he aprendido, disfrutado y que han sido parte importante en mi crecimiento como persona.

A todos ustedes muchas gracias.

RESUMEN

El presente trabajo expone el análisis de los experimentos que se llevaron a cabo en el Laboratorio de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM, para medir la influencia del tipo de lecho marino en la reflexión del oleaje sobre un dique en talud. Los materiales que se utilizaron como tipo de suelo son arena y grava. Se realizaron cuatro pruebas con parámetros de oleaje diferente en cada suelo. Se analiza también la estabilidad de la estructura con la metodología propuesta por Van der Meer con el objetivo de saber el tipo y nivel de daño esperado para contrastarlo con el observado.

Se analizaron los datos con un método espectro-digital, de donde se obtuvieron los parámetros más importantes del oleaje incluidos los coeficientes de reflexión; éstos se verificaron contra las alturas de ola y se hizo una comparación entre los resultados obtenidos para arena y grava. Finalmente, con ayuda de video convencional se propuso una hipótesis para explicar los cambios y tendencias en la reflexión para las distintas pruebas.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	15
Motivación y justificación	15
Objetivos	17
Organización del trabajo	18
I. DISEÑO DE DIQUES ROMPEOLAS	21
1.1 Clasificación del oleaje	21
1.2 Procesos de transformación	25
1.3 Consideraciones para el diseño de diques	28
1.4 Estabilidad de las estructuras	32
1.5 Ecuaciones para el diseño	33
II. APECTOS GEOTÉCNICOS EN EL DISEÑO DE OBRAS COSTERAS	39
2.1 Aspectos de la mecánica de suelos	39
2.2 Pruebas en campo	45
2.3 Estabilidad en el desplante	50
III. TRABAJO EXPERIMENTAL	53
3.1 Instalaciones y equipo	53
3.2 Metodología experimental	58
3.3 Técnicas de análisis de señales	62
IV. RESULTADOS	79
4.1 Hidrodinámica como función del suelo	79
4.2 Estabilidad del dique	87
V. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO	89
5.1 Conclusiones	89
5.2 Futuras líneas de trabajo	90
BIBLIOGRAFÍA	93

LISTA DE IMÁGENES

<i>Figura 1 - 1 Rompeolas (Tomada de http://cadenaser.com)</i>	19
<i>Figura 1. 1 Periodo – energía de las ondas (Kinsman, 1965)</i>	23
<i>Figura 1. 2 Oleaje tipo sea</i>	24
<i>Figura 1. 3 Oleaje tipo swell</i>	24
<i>Figura 1. 4 Progresión del oleaje (Tomada de <i>Oceanography an invitation to marine science</i>, Garrison 2002)</i>	25
<i>Figura 1. 5 Refracción del oleaje (Tomada de www.uc.cl)</i>	26
<i>Figura 1. 6 Fenómeno de someramiento (Tomada de Alejandro, 2016)</i>	26
<i>Figura 1. 7 Reflexión del oleaje</i>	28
<i>Figura 1. 8 Ascenso y descenso máximos (Tomada de <i>Manual De Diseño De Obras Civiles – CFE</i>)</i>	29
<i>Figura 1. 9 Valores críticos del gasto medio de rebase (Tomada de <i>Manual De Diseño De Obras Civiles – CFE</i>)</i>	31
<i>Figura 1. 10 Factor de permeabilidad nominal, Van der Meer (1988)</i>	35
<i>Figura 2. 1 Curva granulométrica</i>	41
<i>Figura 2. 2 Análisis Granulométrico con cribas</i>	42
<i>Figura 2. 3 Tomamuestras de impacto tipo Kullemborg, de pistón (tomada de <i>Geotecnia III</i>)</i>	45
<i>Figura 2. 4 Penetrómetro Fugro – Wison montado en el dispositivo Seacalf para ensayos en el fondo marino (tomada de <i>Geotecnia III</i>)</i>	46
<i>Figura 2. 5 Penetrómetro dinámico marino MSP 2 de Sandia Lab. Inc. (Noorany, 1972) (tomada de <i>Geotecnia III</i>)</i>	47
<i>Figura 2. 6 Velea (J. Salas J. y De Justo A., Vol. 2 1981)</i>	48
<i>Figura 2. 7 Exploración geofísica por ondas sísmicas</i>	49
<i>Figura 2. 8 Deformación elástica de un suelo bajo la acción de ondas progresivas (Tomada de Chávez 2013)</i>	50
<i>Figura 3. 1 Canal de oleaje (se aprecia la playa disipadora de energía)</i>	54
<i>Figura 3. 2 Pala generadora de oleaje</i>	54
<i>Figura 3. 3 Sensor de nivel</i>	55
<i>Figura 3. 4 Esquema del canal con los sensores de nivel y la estructura</i>	55
<i>Figura 3. 5 Acomodo de sensores de presión en la charola</i>	56
<i>Figura 3. 6 Imc SPARTAN</i>	57
<i>Figura 3. 7 Grava verde y arena</i>	58
<i>Figura 3. 8 Granulometría de los materiales (Reséndiz, 2013)</i>	59
<i>Figura 3. 9 Cubos de concreto</i>	60
<i>Figura 3. 10 Acomodo de estructura</i>	60
<i>Figura 3. 11 Generación del oleaje</i>	61
<i>Figura 3. 12 Interacción oleaje estructura</i>	62
<i>Figura 3. 13 Estructura del oleaje aleatorio (Tomada de Alejandro, 2016)</i>	63
<i>Figura 3. 14 Diagrama de flujo para el análisis espectral del oleaje (Silva, 2005)</i>	68
<i>Figura 3. 15 Ejemplificación de la función ventana (Silva, 2005)</i>	71

**COMPORTAMIENTO HIDRODINÁMICO DE UN ROMPEOLAS
COMO FUNCIÓN DEL TIPO DE LECHO MARINO**

<i>Figura 4. 1 Prueba 1.1 arena</i>	80
<i>Figura 4. 2 Prueba Grava 1.1</i>	80
<i>Figura 4. 3 Comparación del coeficiente de reflexión y altura de ola incidente entre grava y arena de la prueba 1.1</i>	81
<i>Figura 4. 4 Prueba arena 1.2</i>	82
<i>Figura 4. 5 Prueba grava 1.2</i>	82
<i>Figura 4. 6 Comparación del coeficiente de reflexión y altura de ola incidente entre grava y arena de la prueba 1.2</i>	83
<i>Figura 4. 7 Prueba grava 2.1</i>	83
<i>Figura 4. 8 Prueba arena 2.1</i>	84
<i>Figura 4. 9 Comparación del coeficiente de reflexión y altura de ola incidente entre grava y arena de la prueba 2.1</i>	84
<i>Figura 4. 10 Prueba Grava 2.2</i>	85
<i>Figura 4. 11 Prueba arena 2.2</i>	85
<i>Figura 4. 12 Comparación del coeficiente de reflexión y altura de ola incidente entre grava y arena de la prueba 2.2</i>	86

LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 1. 1 Clasificación de las ondas por su periodo (Johnson et al, 1978)</i>	22
<i>Tabla 1. 2 Intervalo de valores del número de Iribarren para los diferentes tipos de rotura.</i>	27
<i>Tabla 1. 3 Valores de porosidad</i>	29
<i>Tabla 1. 4 Coeficientes para la ecuación (1.6) de Losada y Giménez-Curto (1980)</i>	30
<i>Tabla 1. 5 Valores de daño, S, para la formulación de Van der Meer</i>	36
<i>Tabla 1. 6 Valores del coeficiente de estabilidad para diseño de diques en talud, (CERC. 1984)</i>	37
<i>Tabla 2. 1 Clasificación internacional.....</i>	40
<i>Tabla 2. 2 Clasificación alemana.....</i>	40
<i>Tabla 2. 3 Clasificación M.I.T.....</i>	41
<i>Tabla 3. 1 Coordenadas de los sensores de presión.....</i>	56
<i>Tabla 3. 2 Parámetros de las pruebas de oleaje</i>	58
<i>Tabla 3. 3 características de la grava y arena (Reséndiz, 2013)</i>	59
<i>Tabla 3. 4 Distancias de los sensores a la pala generadora.....</i>	61
<i>Tabla 4. 1 Valores de longitud de aguas profundas.....</i>	87
<i>Tabla 4. 2 Resultados de D_{n50}.....</i>	88

INTRODUCCIÓN

Motivación y justificación

El hombre se ha relacionado con el mar desde los comienzos de la civilización, utilizándolo para abastecerse de alimentos. Posteriormente comenzó a utilizarlo para el comercio, el transporte y para campañas militares. A medida que avanzaban los conocimientos sobre el mar y se desarrollaron naves con mayor tecnología, el ser humano comenzó la exploración del mundo con el fin de encontrar mejores rutas comerciales, recursos y nuevas tierras.

México cuenta con 5,120,679 km², de los cuales 1,960,189 km² son de superficie continental y 3,149,920 km² de superficie marina (Zona Económica Exclusiva), 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). Esto evidencia que el país cuenta con una gran cantidad de recursos que pueden ser aprovechados a fin de generar un alto impacto económico y social, ente otros, con la actividad portuaria.

De acuerdo con la Organización Mundial del Comercio (OMC, 2012) más del 80 % de las mercancías se transportan por vía marítima a través de todo el mundo, por lo que los puertos resultan de gran importancia para la economía global.

México cuenta con 117 instalaciones portuarias entre las que se cuentan puertos de abrigo, comerciales, industriales, petroleros, pesqueros, turísticos y para fines militares y de seguridad nacional.

Las instalaciones portuarias más importantes para el país de acuerdo con el volumen de mercancía que transportan anualmente son los puertos de Manzanillo y Lázaro Cárdenas en el litoral del Pacífico, y los de Veracruz y Altamira en el litoral del Golfo

Las estructuras de protección costera proporcionan áreas de calma que pueden ser utilizadas por la actividad. Proporcionan también canales de navegación para dar a los puertos una mejor operatividad. De esta forma resulta muy importante el estudio de la estabilidad de estas estructuras, así como su interacción con el oleaje y el suelo.

Desde los primeros diques construidos a base de rocas, hasta los de hoy en día, han evolucionado en su diseño, tipo y materiales de construcción. Dicho progreso ha dado origen a una clasificación, entre los que se identifican los rompeolas tipo talud, los compuestos y los especiales. Los primeros, son construidos de material natural o de piezas prefabricadas de concreto, como por ejemplo dolos, tetrápodos, cubos, etc., o una combinación de ambos materiales; la colocación de dichos elementos puede ser aleatoria o bien siguiendo un cierto patrón. Los rompeolas tipo compuesto, generalmente denominados diques verticales debido a que están constituidos de una pared vertical a base bloques de concreto de diversas geometrías o cajones, rellenos de material y teniendo como cimentación un dique en talud. La tercera categoría de rompeolas son todos aquellos rompeolas, que se conocen como tipo especial, como por ejemplo los denominados tipos flotantes, neumáticos, de placas horizontales, etc. (Quiñones, 2006)

A fin de diseñar obras seguras y eficaces, resulta importante analizar el oleaje y las afectaciones que puede ocasionar en una estructura como en el caso de un dique rompeolas. También se deben tomar en cuenta los fenómenos que ocasiona el que una estructura impida el paso del oleaje, como puede ser la reflexión y las consecuencias de esta a fin de realizar un diseño óptimo que garantice la estabilidad de la estructura y las condiciones que se desean dentro de las áreas protegidas.

Objetivos

Objetivo General

Analizar la interacción entre un rompeolas de piezas sueltas, lechos de grava y arena y el oleaje.

Objetivos particulares

- Estudiar el comportamiento hidrodinámico del rompeolas a partir de los valores del coeficiente de reflexión.
- Estudiar la respuesta en la estabilidad del rompeolas en los distintos tipos de suelos.

Organización del trabajo

Se presenta la introducción, donde se expone la motivación y justificación para realizar este trabajo, también se presentan los objetivos generales y particulares y por último la organización del trabajo.

En el primer capítulo titulado diseño de diques rompeolas, se presentan los aspectos a tomar en cuenta en el diseño de un dique, como el oleaje, en este capítulo se describen las características del oleaje, así como su clasificación y los fenómenos que se presentan al llegar a la costa. Finalmente se presentan los criterios de diseño de diques, así como las ecuaciones para el diseño.

El capítulo llamado aspectos geotécnicos para el diseño de un rompeolas se presentan algunas formas para clasificar el suelo, también los ensayos que se realizan en campo para medir la resistencia del suelo y para tomar muestras, así mismo se presentan algunas formas de falla en el suelo que pueden comprometer la vida útil de una estructura.

El capítulo 3 se presenta el trabajo experimental, donde se describen las instalaciones donde se desarrollaron las pruebas, así como los equipos de medición y la metodología que se siguió en la realización de los experimentos, finalmente se presenta el método de análisis espectral de las señales de oleaje para obtener los parámetros del oleaje.

En el capítulo de resultados se presentan los resultados obtenidos a partir de la realización de los experimentos y del análisis espectral del oleaje, también se presenta el análisis de la estabilidad del dique.

En el último capítulo se presentan las conclusiones a las que se llegaron después de revisar los resultados y tomando en cuenta los objetivos planteados al principio de este trabajo. Se presentan también las futuras líneas de trabajo que se pudieran seguir para complementar este trabajo.



Figura I - 1 Rompeolas (Tomada de <http://cadenaser.com>)

I. DISEÑO DE DIQUES ROMPEOLAS

1.1 Clasificación del oleaje

El oleaje es un fenómeno sobre la superficie libre del agua que se origina debido a la acción de distintas fuerzas de la naturaleza, la principal y más común es la acción del viento sobre la superficie del mar.

Debido que al observar una ola no se sabe cuál será la altitud de la siguiente ola en ese mismo punto, la forma más sencilla de entender el oleaje es considerándolo como ideal, es decir, se analiza como si estuviera formado por ondas sinusoidales perfectas, donde se puede definir la longitud de onda, L , que se determina como la distancia entre dos crestas o dos valles, altura de la ola, H , como la distancia vertical entre la cresta y el valle de una onda, el periodo, T , que es el tiempo que determinado para que pasen por el mismo punto dos crestas consecutivas y la frecuencia, F , que se define como el número de olas que pasan por un punto en un determinado tiempo. Sin embargo, considerando las múltiples variables que intervienen en el oleaje, la mejor manera de tratarlo que como un fenómeno aleatorio y analizarlo mediante métodos estadísticos.

Debido a lo anterior, existen tres formas de clasificar el oleaje, de acuerdo con la profundidad relativa sobre la que se propaga, a su periodo, la principal fuerza que lo genera y al área de estudio.

1.1.1 Clasificación del oleaje en función de la profundidad relativa

Las ecuaciones para el oleaje que se propaga en cualquier profundidad relativa, h/L , se aplican para aguas intermedias o en zona de transición, lo que lleva a dos extremos de aproximación.

- Aguas profundas: cuando la profundidad h es igual o mayor que un medio de su longitud de onda, L , el oleaje no presenta modificaciones por la profundidad del agua.
- Aguas someras: cuando la profundidad h es igual o menor que un vigésimo de su longitud de onda L , el oleaje está totalmente controlado por la profundidad del agua.
- Aguas de transición: zona intermedia entre aguas profundas y aguas someras, cuando el valor de la profundidad relativa está entre $1/20$ y $1/2$.

1.1.2 Clasificación por su periodo y fuerza generadora

El oleaje es la suma de una amplia gama de ondas con distintos periodos, alturas y longitudes. A partir del periodo y la fuerza que lo genera, se distinguen los distintos tipos de ondas, mostradas en la tabla 1.1 y la fig. 1.1.

Tabla 1. 1 Clasificación de las ondas por su periodo (Johnson et al, 1978)

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 y fuerza de Coriolis
Periodo largo	5 min a 24 h	Puede llegar a ser de escala planetaria	1 a 5 m	Sismo, derrumbes, atracción de cuerpos celestes	Gravedad y fuerza de Coriolis
Transmarea	Mas de 24 h	-	0 a 12 m	Oscilaciones climáticas	Gravedad y fuerza de Coriolis

De esta manera se puede hacer una clasificación de las ondas oceánicas de acuerdo con las fuerzas generadoras del oleaje, las cuales están asociadas a la longitud de onda característica.

- Fuerzas meteorológicas (viento, presión del aire) generan el oleaje local y distante.
- Los maremotos o terremotos generan grandes ondas conocidas como tsunamis, los cuales se clasifican como ondas en aguas poco profundas, debido a que su longitud de onda es mucho mayor a la profundidad donde se propagan.
- Fuerzas astronómicas, generan las mareas, se consideran ondas largas ya que siempre se propagan de acuerdo con su longitud de onda en aguas poco profundas.

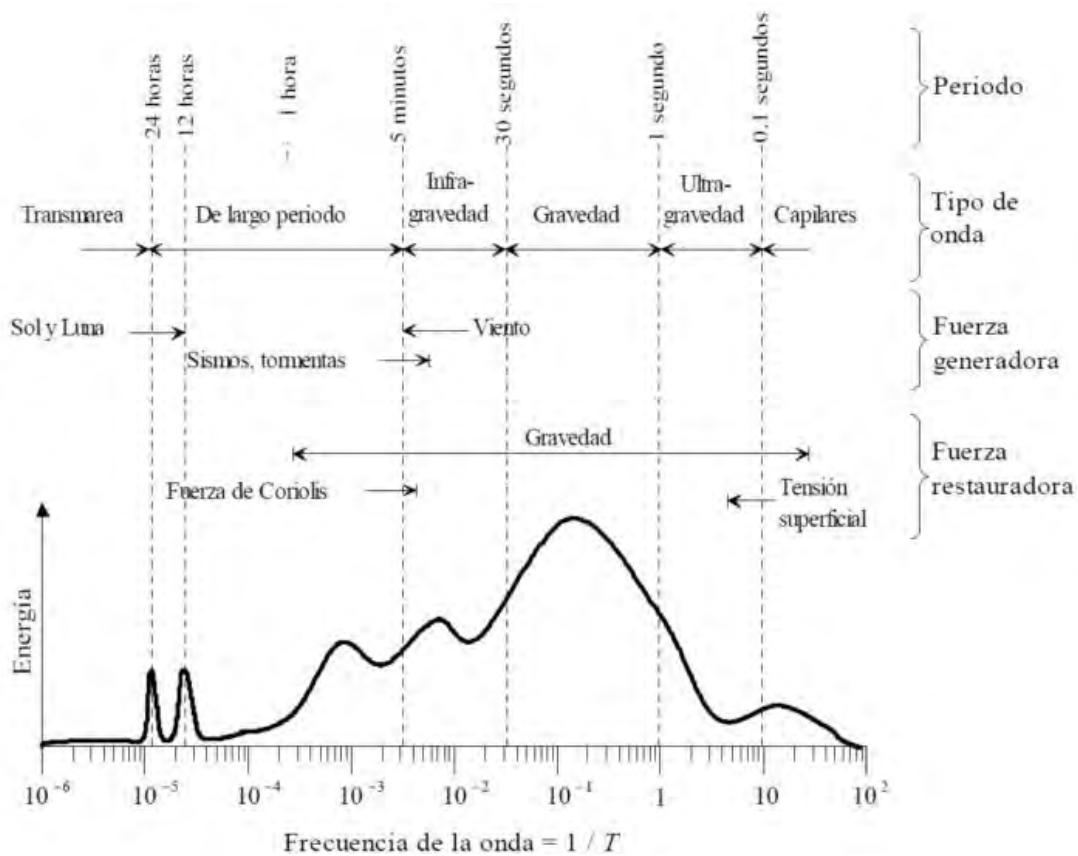


Figura 1. 1 Periodo – energía de las ondas (Kinsman, 1965)

1.1.3 Oleaje generado por el viento

Al área donde el viento transmite su energía a la superficie del agua para generar el oleaje se le conoce como área de generación o *fetch*. Como se mencionó anteriormente las fuerzas

meteorológicas, entre ellas el viento como la más obvia y común, generan lo que se conoce como oleaje local o *sea* y oleaje distante o *swell*.

1.1.3.1 Oleaje local o *sea*

El oleaje tipo *sea* es el que se produce en el área de fetch donde el viento transmite parte de su energía a la superficie del agua, porque en esta zona vemos un oleaje muy irregular, donde no se pueden observar las ondas bien definidas.

Las características de este tipo de oleaje son: gran irregularidad, debido a que la altura de la superficie del mar es impredecible y no se observa periodicidad de las ondas; asimetría o gran desigualdad entre la forma de crestas y valles; y gran peralte de las olas ya que presentan una altura relativamente grande para su longitud.



Figura 1. 3 Oleaje tipo swell

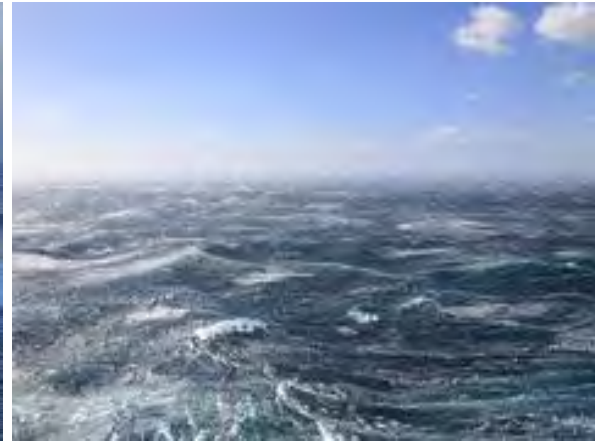


Figura 1. 2 Oleaje tipo sea

1.1.3.2 Oleaje distante o *swell*

Este tipo de oleaje es el que se puede ver desde la costa, donde también se presenta el fenómeno de refracción que hace que las olas tiendan a viajar en línea paralela a la costa, haciendo que el oleaje se vuelva más regular y se puedan observar frentes de olas con periodo más definido, longitudes de onda muy similares y direcciones predominantes.

Así pues, cuando el oleaje se propaga y abandona el área de generación ocurren tres fenómenos (Losada y Giménez-Curto, 1978):

- Decaimiento: las olas pierden energía y viajan por su propia energía.
- Doble dispersión: una angular, en la que las olas se dispersan en todas direcciones y una radial, las ondas más largas viajan más rápido que las cortas, ya que está en función al periodo de la ola.
- Fenómeno de soldadura: las ondas de periodos parecidos se fusionan en largas crestas de ondas teniendo un aspecto menos caótico.

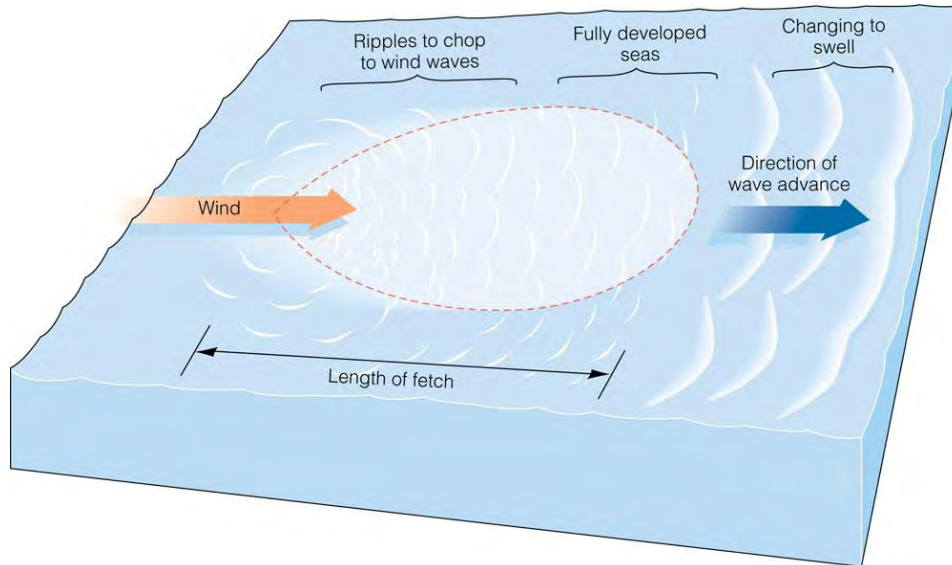


Figura 1. 4 Progresión del oleaje (Tomada de *Oceanography an invitation to marine science*, Garrison 2002)

1.2 Procesos de transformación

Durante la propagación del oleaje hacia las costas, éste se ve afectado por ciertos fenómenos que hacen que su comportamiento se vea modificado; estos cambios se deben al cambio de batimetría y la presencia de obstáculos ya sean naturales o artificiales. El estudio de esos fenómenos es muy importante para el diseño de las estructuras ya que estas pueden verse afectadas.

1.2.1 Refracción

Este fenómeno ocurre debido al cambio de batimetría en el fondo marino cuando las olas se acercan a la línea de costa, provocando que estas tiendan a hacerse paralelas a la línea de costa. Esto origina una convergencia y divergencia de la energía, generando cambios en la altura de la ola y en la magnitud de las fuerzas que ejerce sobre las estructuras, además tiene efectos erosivos y de depósitos de sedimentos por lo que también influye en los cambios topográficos.

1.2.2 Difracción

La difracción ocurre cuando se presenta un cambio abrupto en la altura de la ola debido a algún obstáculo ya sea natural como pequeñas islas o artificiales como rompeolas, puertos o escolleras. Su estudio es muy importante para el diseño de estructuras y puertos, ya que parte de la energía que no haya tenido obstáculos puede entrar a la zona protegida

generando nuevas ondas que pueden afectar la operatividad de un puerto o área de recreación.



Figura 1. 5 Refracción del oleaje (Tomada de www.uc.cl)

1.2.3 Someramiento

Mientras el oleaje se propaga hacia la línea de costa se puede observar que inicialmente la ola mantiene una simetría en la parte de enfrente como en la de atrás con una altura constante, al ir llegando a aguas más someras la altura de la ola incrementa rápidamente originándose asimetría entre ambos lados de la onda lo que finalmente provoca que rompa.

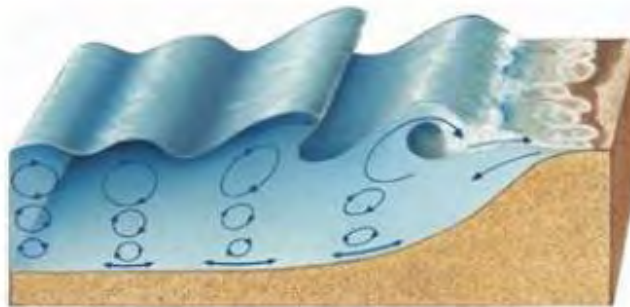


Figura 1. 6 Fenómeno de someramiento (Tomada de Alejandro, 2016)

1.2.4 Rotura

La rotura es un proceso por el cual la energía del oleaje es disipada de manera turbulenta, se origina cuando este alcanza un estado crítico en su movimiento, generado por el fondo marino o la presencia de una pendiente pronunciada. En las estructuras este fenómeno puede provocar el movimiento de las piezas que la conforman.

Iversen (1952), Patrik y Wiegel (1954) y Galvan (1958), propusieron cuatro tipos de rotura, en descretamiento (spilling), en voluta (plunging), en colapso (collapsing) y en oscilación

(surging). Iribarren y Nogales (1949), introdujeron el número de Iribarren, I_r , como un indicador de la ocurrencia de la reflexión o rotura en el talud. Posteriormente, Battjes (1974) propone el uso del número de Iribarren como un indicador del tipo de rotura que se presenta en un determinado talud.

$$I_r = \frac{\tan\phi}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}} \quad (1.1)$$

donde

I_r	Número de Iribarren	$\tan\phi$	Pendiente de la estructura
H	Altura de la ola	L_0	Longitud de aguas profundas

Tabla 1. 2 Intervalo de valores del número de Iribarren para los diferentes tipos de rotura.

Tipo de rotura	Número de Iribarren
Descretamiento (spilling)	$I_r < 1.0$
Voluta (plunging)	$1.0 < I_r < 2.6$
Colapso (collapsing)	$2.6 < I_r < 3.1$
Oscilación (surging)	$3.1 < I_r < 4.0$
No existe rotura	$I_r > 4.0$

1.2.5 Reflexión

Al encontrarse el oleaje con un obstáculo natural o artificial como un rompeolas, parte de la energía de la ola incidente se disipa en la rotura de la ola, pero otra parte se refleja, provocando alteraciones en el oleaje, como el aumento en la altura de la ola y que la zona de rotura se desplaza provocando cambios en la zona de disipación y produciendo transporte de sedimentos. Debido a esto se puede observar cambios en la morfodinámica de las playas. Este fenómeno provoca afectaciones en las estructuras de más adelante se abordará este tema.



Figura 1. 7 Reflexión del oleaje

1.3 Consideraciones para el diseño de diques

Al encontrarse con un dique en talud el oleaje reacciona de diferentes maneras, dependiendo del material del que esté construido, la forma del talud, las condiciones del oleaje y el suelo donde se encuentra la estructura. Durante la interacción del oleaje con la estructura se presentan algunos fenómenos como son: ascenso y descenso, rebase, transmisión, rotura y reflexión. La combinación de todas ellas cumple con la ley de la conservación de la masa y energía.

$$E_i = E_d + E_t + E_r \quad (1.2)$$

Donde E_i es la energía incidente, E_d energía disipada, E_t energía transmitida y E_r energía reflejada.

Estos fenómenos resultan importantes al momento de diseñar un dique ya que pueden provocar alteraciones a la estabilidad de la estructura, por lo que se tienen que ser tomados en cuenta.

1.3.1 Ascenso y descenso máximos

Después de la rotura de la ola sobre un talud inicia el ascenso de una lámina de agua que recorre el talud hasta que pierde toda la energía debido a la fricción de esta con las piezas del talud. Después comienza el descenso de esta lámina de agua por acción de la gravedad, hasta que se encuentra con la siguiente ola.

El ascenso y descenso máximos están asociados con las características del talud como el perfil, la rugosidad y la porosidad, también dependen tanto del ángulo de incidencia del oleaje como del número de Irribarren.

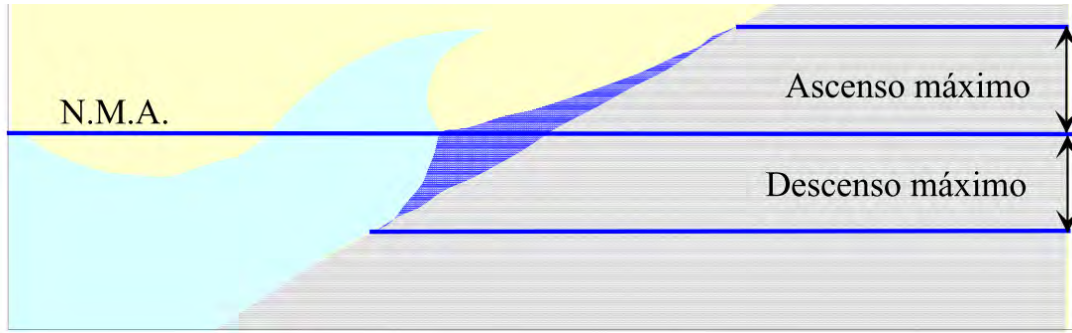


Figura 1. 8 Ascenso y descenso máximos (Tomada de Manual De Diseño De Obras Civiles – CFE)

Para estimar el ascenso máximo Losada y Giménez-Curto (1980) propusieron para oleaje regular la siguiente expresión.

$$\frac{R_u}{H} = A_u [1 - e^{B_u I_r}] \quad (1.3)$$

Donde R_u es el ascenso máximo, A_u y B_u son coeficientes que dependen de las piezas con que está construida la estructura. Para la estimación de estos coeficientes Silva et al. (1998) propusieron las siguientes expresiones para diques homogéneos.

$$A_u = -4.706n + 3.293 \quad (1.4)$$

$$B_u = -1.569n + 0.038 \quad (1.5)$$

Donde n es la porosidad del material definido en la tabla 1.3.

Para el cálculo del descenso máximo, R_d , Losada y Giménez-Curto (1980) propusieron una ecuación similar a la del ascenso máximo.

$$\frac{R_d}{H} = A_d [1 - e^{B_d I_r}] \quad (1.6)$$

Tabla 1. 3 Valores de porosidad

Material	Porosidad
Dolos	0.56
Tetrápodos	0.50
Cubos	0.57
Escollera clasificada	0.40
Escollera sin clasificar	0.31

Donde A_d y B_d son coeficientes que dependen del tipo de piezas.

Tabla 1. 4 Coeficientes para la ecuación (1.6) de Losada y Giménez-Curto (1980)

Material	A_d	B_d
Dolos	-0.75	-0.49
Tetrápodos	-0.80	-0.45
Cubos	-0.72	-0.42
Escollera clasificada	-0.85	-0.43
Escollera sin clasificar	-1.10	-0.30

1.3.2 Rebase

El rebase de una estructura se produce cuando el ascenso de la lámina de agua supera la altura de coronación produciéndose un flujo de agua que pasa por encima del dique, para que se considere rebase tiene que haber un gasto que pasa sobre el dique, si las olas sólo salpican por encima de la estructura no se considera rebase.

El gasto admisible de rebase depende de entre otras cosas de los usos de la estructura, pues un dique cuya corona se utiliza como camino tendrá diferente gasto admisible a uno que solo sirve de contención de un puerto, por ejemplo. Al diseñar una estructura se debe tomar en cuenta los escenarios en condiciones normales y durante eventos extremos.

En la tabla 1.5 se presentan los valores de gasto de rebase admisible dependiendo de la seguridad estructural como de la seguridad funcional de una estructura.

1.3.1 Transmisión

La agitación que se puede observar en un área protegida se debe a la suma de las ondas producidas por el rebase como por el fenómeno de la transmisión. La transmisión ocurre por la difracción del oleaje que pasa por las orillas de una estructura o a través de ella. Este se evalúa por medio del coeficiente de transmisión.

$$C_t = \sqrt{\frac{E_t}{E_i}} \quad (1.7)$$

Donde C_t , E_i y E_t son el coeficiente de transmisión, energía incidente y energía transmitida respectivamente.

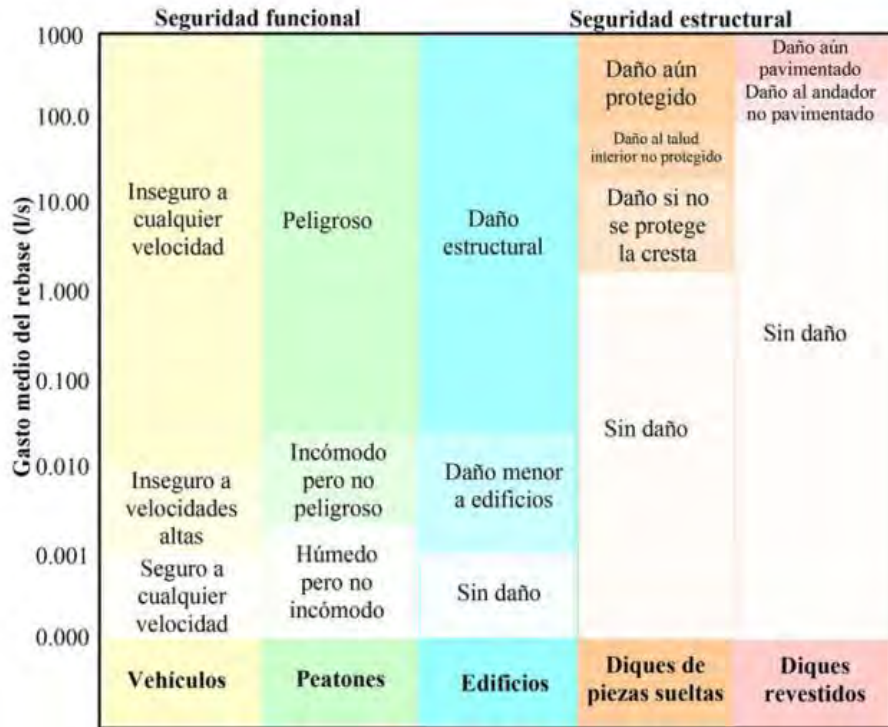


Figura 1. 9 Valores críticos del gasto medio de rebase (Tomada de Manual De Diseño De Obras Civiles – CFE)

Reflexión en diques

Como se explicó anteriormente, la reflexión es un fenómeno que ocurre cuando una onda choca con un objetivo, donde parte de la energía que lleva se disipa y otra parte se refleja.

Por efecto de la reflexión en un dique rompeolas se pueden observar los siguientes efectos que pueden dañar la estabilidad de la estructura.

- Incremento en los esfuerzos de sollicitación en comparación con el que ejerce solo el oleaje incidente.
- Incremento del potencial de socavación al pie de las estructuras.
- La suma de las olas incidente y reflejas provoca un oleaje caótico que dificulta la operatividad de puertos y áreas recreativas.

La reflexión puede ser cuantificada a partir del coeficiente de reflexión:

$$C_r = \sqrt{\frac{E_r}{E_i}} \quad (1.8)$$

Donde C_r , E_i y E_r son Coeficiente de reflexión, energía incidente y energía reflejada, respectivamente.

1.4 Estabilidad de las estructuras

Al momento de diseñar una estructura de protección es muy importante tomar en cuenta cualquier evento que pudiera ocurrir, a fin de garantizar que la estructura funcione adecuadamente, aunque no se puede garantizar por completo que la estructura no fallará. en algún momento de su vida útil si se presentan condiciones para las que no fue diseñada. Bruun (1979), enlisto las posibles causas de daño en una estructura, estas pueden ser debido a fallas hidrodinámicas y mecánica de las piezas, averías de origen geotécnico y errores en la construcción.

1.4.1 Estabilidad hidrodinámica, estructural y geotécnica

Se conoce como estabilidad estructural a la capacidad de las piezas de resistir sin romperse o agrietarse debido a las fuerzas a las que está sometida por la acción del oleaje o por las tensiones debido a la colocación.

La estabilidad hidrodinámica es la capacidad de que tienen las piezas de la estructura a oponerse al movimiento provocado por el oleaje. Se pueden producir dos tipos de movimiento, los cabeceos o giros que son sobre el propio eje de las piezas y el deslizamiento de la pieza desde un lugar hasta otra posición.

La estabilidad geotécnica es la capacidad del suelo de resistir el peso de la estructura, así como de las diferentes fuerzas que se producen sobre éste. Entre los mecanismos de falla geotécnica se encuentran la licuefacción, que es la rápida pérdida de la resistencia del suelo debido a la vibración del terreno provocado por terremotos, o el incremento de la presión de poro debido a la acción del oleaje o la presión transmitida por la estructura; la licuefacción provoca asentamientos diferenciales y deslizamientos en el terreno. Otro mecanismo de falla es la erosión del fondo que provoca inestabilidad al pie de la estructura.

1.4.2 Clasificación de esfuerzos

Los esfuerzos que recibe una estructura se pueden clasificar de acuerdo con la dirección en que actúan.

- a) Cargas exteriores. Son las aplicadas sobre el frente expuesto del dique, entre las que se tiene a la carga hidrostática y la carga dinámica debido al oleaje.
- b) Cargas interiores. Estas son las que se aplican sobre la cara protegida del dique o lado de la tierra, entre las que se tiene: cargas hidrostáticas, cargas dinámicas debido al oleaje interior y el empuje activo del suelo si el dique contiene algún relleno en su parte posterior.

- c) Subpresiones. Estas son las cargas que se aplican verticalmente sobre la base del dique, entre las que se pueden encontrar son las cargas hidrostáticas y las cargas dinámicas debido al oleaje por ambos lados.
- d) Peso. El peso propio de la estructura.
- e) Cargas de uso. Si es que las tiene, pueden ser viento, acciones de barcos atracados, grúas o tráfico de autos o personas.

1.4.3 Criterios de avería

A lo largo del tiempo se han desarrollado algunos criterios para cuantificar el nivel de daño que ha sufrido una estructura.

Iribarren (1955) propone dos niveles de daño, el inicio de avería y rotura total (avería de Iribarren). Posteriormente, Losada et al. (1986) proponen tres niveles de daño, inicio de avería, (IA), avería de Iribarren (AI) y destrucción (D). Vidal et al. (1991) sugieren un cuarto nivel intermedio entre AI y D, definido como inicio de destrucción (ID).

- Inicio de avería (IA). En este nivel de daño un determinado número de piezas de la capa exterior ha sido llevadas a más de un diámetro de su posición original. Se observan huecos de gran tamaño.
- Avería de Iribarren (AI). Se alcanza cuando los huecos de la capa exterior son tan grandes que la capa interior del manto principal queda expuesta y el oleaje comienza a actuar sobre las piezas de esta capa.
- Inicio de destrucción (ID). Aquí comienza a presentarse daño en la capa interior del manto principal.
- Destrucción (D). Este nivel comienza cuando alguna pieza del manto secundario es extraída. Si las condiciones de oleaje continúan, en poco tiempo la estructura alcanza un porcentaje de daño tal que deja de cumplir las condiciones de servicio para las que fue diseñada.

1.5 Ecuaciones para el diseño

A continuación, se presentan tres metodologías para el diseño de diques en talud.

1.5.1 Método de Hudson

A partir de los trabajos de Iribarren y Nogales (1950), Hudson (1959) propuso la expresión siguiente para el cálculo del peso de las piezas del manto principal

$$W_{50} = \frac{\gamma_s H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha} \quad (1.9)$$

Donde

$$S_r = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (1.10)$$

W_{50} peso correspondiente al tamaño 50%, en peso, de la curva granulométrica de las piezas del manto

γ_s peso volumétrico de las piezas del manto

γ_w peso volumétrico del agua marina,

K_D coeficiente de estabilidad mostrado en la tabla 1.6 correspondiente a daño nulo, donde 5% o menos de las piezas de la capa exterior han sido desplazadas.

Esta ecuación se realizó con ensayos de oleaje regular para diques no rebasables de núcleo impermeable.

1.5.2 Método de Van der Meer

Van der Meer, (1988) tomando en cuenta los resultados de Thompson y Shuttler (1975), propuso las siguientes expresiones

- Aguas profundas

$$N_s = 6.2P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} Ir^{-0.5} \quad Ir < Ir_{crit} \quad (1.11)$$

$$N_s = P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} Ir^P \quad Ir > Ir_{crit} \quad (1.12)$$

$$Ir_{crit} = (6.2P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha})^{1/(P+0.5)} \quad (1.13)$$

Donde

$$N_s = \frac{H_s}{S_r(D_{n50})} \quad (1.14)$$

P Factor de permeabilidad de Van der Meer

N Número de olas del estado del mar ($1000 < N < 7000$)

S Parámetro de daño

W_{50} peso correspondiente al tamaño 50%, en peso, de la curva granulométrica de las piezas del manto

γ_s peso volumétrico de las piezas del manto

- Aguas someras

$$N_s = 8.7P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} Ir^{-0.5} \quad Ir < Ir_{crit} \quad (1.15)$$

$$N_s = 1.4P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \sqrt{cot} \propto Ir^P \quad Ir > Ir_{crit} \quad (1.16)$$

Formulación de Van der Meer para piezas artificiales

- Cubos

$$N_s = \left(6.7 \frac{N_0^{0.4}}{N^{0.3}} + 1\right) \left(\frac{H_s}{L_0}\right)^{-0.1} \quad 0 < N_0 < 2.0 \quad (1.17)$$

- Tetrápodos

$$N_s = 0.85 \left(\frac{H_s}{L_0}\right)^{-0.2} \quad (1.18)$$

- Acrópodos

$$N_s = 3.7 \quad \text{inicio de la avería}$$

$$N_s = 4.1 \quad \text{fallo}$$

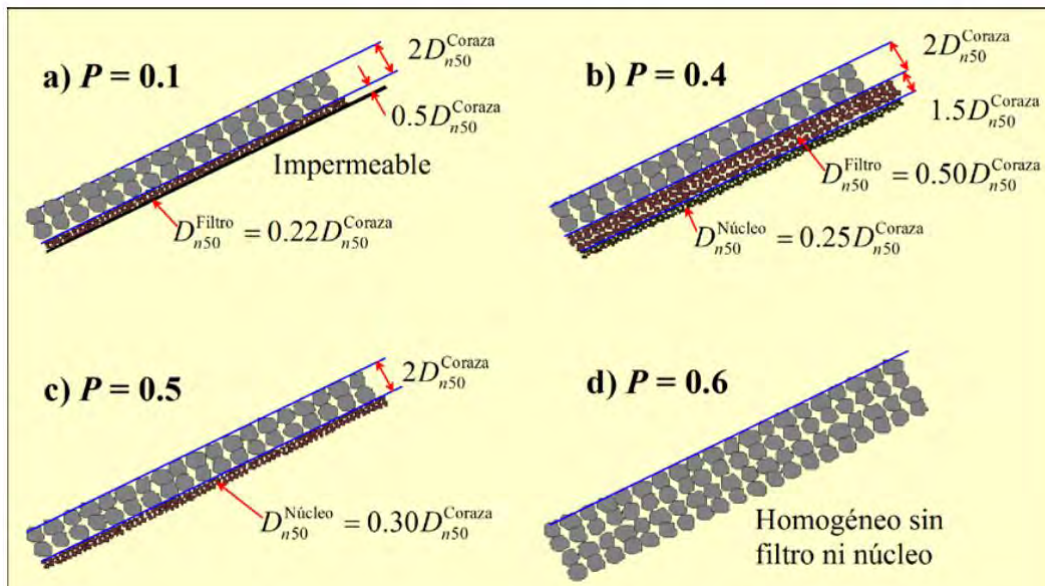


Figura 1. 10 Factor de permeabilidad nominal, Van der Meer (1988)

Tabla 1. 5 Valores de daño, S , para la formulación de Van der Meer

Pendiente	Daño inicial	Daño intermedio	Falla
1:1.5	2	3 – 5	8
1:2	2	4 – 6	8
1:3	2	6 – 9	12
1:4	3	8 – 12	17
1:6	3	8 – 12	17

1.5.3 Método de Losada y Giménez-Curto

Losada y Giménez-Curto (1982) demostraron que si se combina la función del peso adimensional con la densidad relativa de las piezas, la influencia de las piezas del manto principal queda bien representado cuando $S_r > 2$

$$\Psi = \frac{W_{50}}{\gamma_w H^3} \left(\frac{1}{R_r} \right) \quad (1.19)$$

$$R_r = \frac{\frac{\gamma_s}{\gamma_w}}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3} \quad (1.20)$$

Donde

W_{50} peso correspondiente al tamaño 50%, en peso, de la curva granulométrica de las piezas del manto

γ_s peso volumétrico de las piezas del manto

γ_w Peso volumétrico del agua marina.

La ecuación 1.17, llamada función de estabilidad está relacionada con el número de estabilidad, N_s , de la siguiente manera

$$\Psi = \frac{1}{N_s^3} \quad (1.21)$$

$$N_s = \frac{H_s}{S_r D_{n50}} \quad (1.22)$$

Así los valores de N_s pueden emplearse para determinar Ψ y con esto el peso de las piezas.

**COMPORTAMIENTO HIDRODINÁMICO DE UN ROMPEOLAS
COMO FUNCIÓN DEL TIPO DE LECHO MARINO**

Tabla 1. 6 Valores del coeficiente de estabilidad para diseño de diques en talud, (CERC. 1984)

Tipo de elemento	nc	Colocación	Cuerpo		Morro		$cota$
			Rompe delante del dique		Rompe sobre el talud		
			sí	no	sí	no	
Elementos naturales							
Lisa redondeada	2	Aleatoria	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5 a 3
Lisa redondeada	>3	Aleatoria	1.6	3.2	1.4	2.3	1.5 a 3
Rugosa y angular	1	Aleatoria	N/D	2.9	N/D	2.3	1.5 a 3
Rugosa y angular	2	Aleatoria	2	4	1.9 1.6 1.3	3.2 2.8 2.3	1.5 2 3
Rugosa y angular	>3	Aleatoria	2.2	4.5	2.1	4.2	1.5 a 3
Rugosa y angular	2	Especial	5.8	7	5.3	6.4	1.5 a 3
Paralelepípedo	2	Especial	7 a 20	8.5 a 24	N/D	N/D	1 a 3
Roca de cantera angular y graduada	N/D	Aleatoria	2.2	2.5	N/D	N/D	N/D
Elementos prefabricados							
Tetrápodos y cuadrípodos	2	Aleatoria	7	8	5 4.5 3.5	6 5.5 4	1.5 2 3
Tribar	2	Aleatoria	9	10	8.3 7.8 6	9 8.5 6.5	1.5 2 3
Dolos	2	Aleatoria	15	31	8 7	16 14	2 3
Cubos modificados	2	Aleatoria	6.5	7.5	N/D	5	1.5 a 3
Hexápodos	2	Aleatoria	8	9.5	5	7	1.5 a 3
Toskana	2	Aleatoria	11	22	N/D	N/D	1.5 a 3
Tribar	1	Uniforme	12	15	7.5	9.5	1.5 a 3
nc	número de capas de la coraza						

II. APECTOS GEOTÉCNICOS EN EL DISEÑO DE OBRAS COSTERAS

2.1 Aspectos de la mecánica de suelos

La mecánica de suelos ayuda a conocer la composición de un suelo, así como sus características físicas, esto permite poder estimar cómo responderá ante las solicitaciones a las que se pudiera someter. En el caso de un rompeolas, las solicitaciones se deben principalmente a cargas verticales por el peso de las piezas y a las cargas inducidas por el oleaje. A partir de esto se puede analizar si el suelo resistirá o se necesitará realizar algún trabajo especial para garantizar que la estructura sea estable.

2.1.1 Granulometría

Para clasificar los diferentes tipos de suelos de acuerdo con el tamaño de las partículas se han establecido límites para los diámetros de las partículas, de esta manera se pueden clasificar en gravas, arenas y arcillas. Únicamente en suelos gruesos donde la granulometría se puede determinar por mallas, la distribución de tamaños puede revelar algo referente a las propiedades físicas del material.

A continuación, se presentan las clasificaciones granulométricas de los suelos según sus tamaños.

a) Clasificación internacional

Tabla 2. 1 Clasificación internacional

Tamaño en mm				
2.0	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arena gruesa	Arena fina	Limo	Arcilla	Ultra – Arcilla (coloides)

b) Clasificación alemana

Basada en una proposición de Kopecky, comenzó a ser utilizada en Alemania a partir de 1936

Tabla 2. 2 Clasificación alemana

Material	Características	Tamaño mm
Piedra	----	Mayor de 70 mm
Grava	Gruesa	30 – 70
	Media	5 – 30
	Fina	2 – 5
Arena	Gruesa	1 – 2
	Media	0.2 – 1
	Fina	0.1 – 0.2
Polvo	Grueso	0.05 – 0.1
	Fino	0.02 – 0.05
Limo	Grueso	0.006 – 0.05
	Fino	0.002 – 0.006
Arcilla	Gruesa	0.0006 – 0.002
	Fina	0.0002 – 0.0006
Ultra – Arcilla	----	0.00002 – 0.0002

Las partículas con diámetros menores a 0.00002 mm son partículas que ya no se depositan por lo que forman disoluciones verdaderas.

c) Clasificación M.I.T

Fue propuesta por G. Gilboy y adoptada por el Massachusetts Institute of Technology.

Tabla 2. 3 Clasificación M.I.T.

Tamaño en mm

2.0 0.6 0.2 0.06 0.02 0.006 0.002 0.0006 0.0002

Gruesa	Media	Fina	Grueso	Medio	Fino	Gruesa	Media	Fina (coloide)
Arena			Limo			Arcilla		

La forma más común de representar la distribución granulométrica de un suelo es mediante una curva granulométrica, ésta suele dibujarse con la suma de los porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas, donde un suelo con solo un tamaño de partícula daría una línea vertical, en cambio un suelo con gran variedad de partículas daría una curva muy tendida.

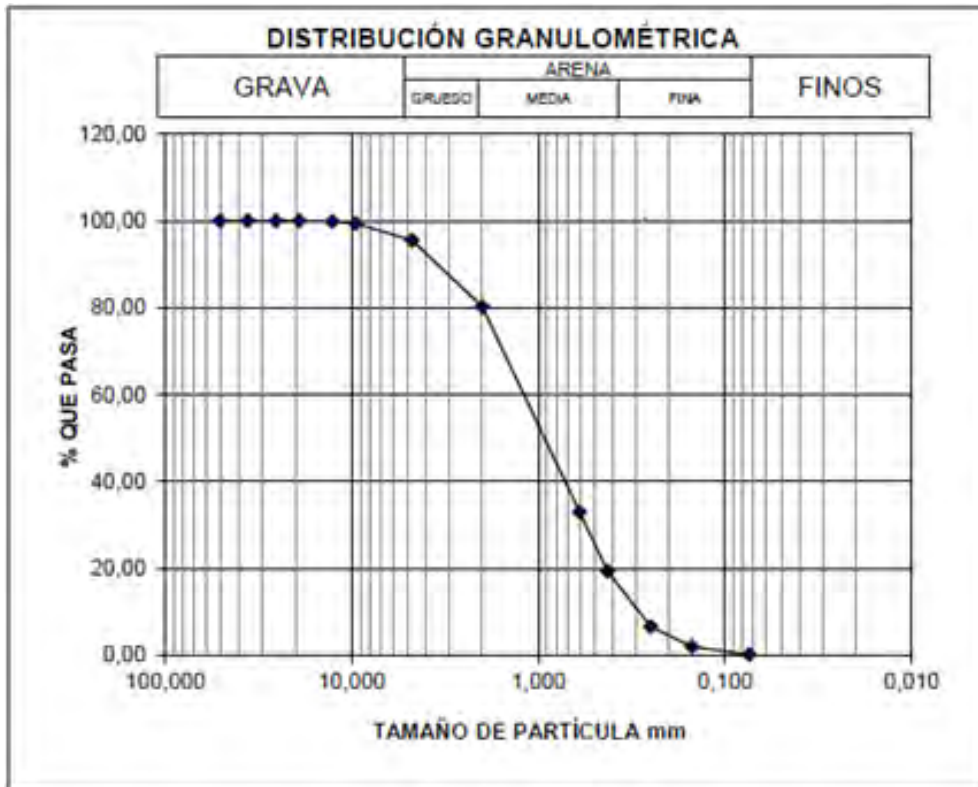


Figura 2. 1 Curva granulométrica

Con el propósito de saber lo uniforme que es un suelo, Allen Hazen propone un coeficiente cuyo valor decrece cuando la uniformidad aumenta

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.1)$$

Donde: D_{60} y D_{10} son el diámetro tal que el 60% del peso sea igual o menor y el diámetro tal que el 10% del peso sea igual o menor respectivamente.

Análisis granulométrico

Las dos formas más comunes de realizar el análisis granulométrico de un suelo son mediante los métodos de cribado con mallas y el análisis de una suspensión del suelo con hidrómetro.

El método de cribado por mallas sirve para separar los tamaños más grandes; la muestra se hace pasar sucesivamente por un juego de mallas de distintos tamaños de aperturas colocados de forma descendiente, hasta llegar a la malla N° 200 con apertura de 0.074 mm. Se pesa el material retenido por cada malla y se representa el porcentaje correspondiente respecto al peso total de la muestra, de esta manera se pueden encontrar los diferentes puntos de la curva acumulativa.



Figura 2. 2 Análisis Granulométrico con cribas

Para separar tamaños menores Goldschmidt (1926) y Bouyoucos (1927) propusieron, de manera independiente, lo que se conoce como la prueba del hidrómetro, la cual se basa en que la velocidad de sedimentación de las partículas en un líquido es función de su tamaño. Más tarde Casagrande propuso el hidrómetro aerodinámico, calibrado con pesos específicos relativos y con cambios en el procedimiento con el fin de hacer la prueba más precisa.

Para la realización de esta prueba se utiliza la ley de Stokes, la cual proporciona una relación entre el tamaño de las partículas del suelo y su velocidad de sedimentación en un líquido. Stokes (1850) obtuvo una relación aplicable a la velocidad de caída de una esfera en un fluido homogéneo de extensión infinita.

A partir de esta relación se obtiene un diámetro equivalente, que es el diámetro de una esfera. En partículas equidimensionales el diámetro real es aproximadamente un medio del diámetro equivalente y en partículas laminares el diámetro real puede ser hasta cuatro veces el diámetro equivalente, de esta forma se pueden tener partículas diferentes con diferente estructura, pero mismo comportamiento, por lo que la curva granulométrica sería muy parecida y ser un material con un comportamiento muy diferente.

La siguiente ecuación es la ley de Stokes.

$$v = \frac{2}{9} \left(\frac{\gamma_s - \gamma_f}{\eta} \right) \left(\frac{D}{2} \right)^2 \quad (2.2)$$

Donde:

v : velocidad de sedimentación de la esfera, en cm/s.

γ_s : Peso específico de la esfera, en g/cm³.

γ_f : Peso específico del fluido, en g/cm³ (varía con la temperatura).

η : Viscosidad del fluido, en g.s/cm² (varía con la temperatura).

D : Diámetro de la esfera en cm.

La ley de Stokes es aplicable únicamente para partículas de suelo real con un tamaño menor a 0.2 mm y mayor a 0.2 micras, ya que partículas de mayores tamaños afectan la sedimentación debido a la turbulencia que provocan y partículas de menor tamaño ya no se sedimentan. Debido a que el análisis por tamices clasifica partículas de hasta 0.074 mm el análisis combinado ofrece buena continuidad.

Para realizar la prueba del hidrómetro se tiene como hipótesis que todas las partículas de un diámetro dado están distribuidas uniformemente en toda la suspensión. Al pasar un

tiempo determinado, todas las partículas del mismo diámetro habrán recorrido la misma distancia, por lo que arriba de esa distancia no habrá partículas con ese tamaño, y éstas se encontrarán en la concentración original pues todas conservan sus distancias relativas. Así, partículas de diámetro mayor estarán más abajo, debido a que se sedimentan con mayor rapidez por lo que, midiendo el peso específico relativo de una suspensión a determinada profundidad en distintos tiempos o midiendo distintos puntos a l mismo tiempo, se puede obtener cuantos quiera puntos para la curva granulométrica.

2.1.2 Suelos marinos

Los suelos marinos poseen ciertas características que los hacen distintos de los demás suelos, por lo que su estudio es individual. Una de las complicaciones que existen a la hora de trabajar en un ambiente marino es la oposición de éste a la actuación del hombre, donde lo complicado no es saber qué se tiene que hacer si no cómo se puede hacer.

- Suelos finos

Los suelos finos en un ambiente marino tienen ciertas características como:

Se han depositado en agua salina, aunque la mayor parte de las partículas han venido en agua dulce por los ríos, llegan desde arcillas, limos e incluso arenas.

Muchos fangos marítimos tienen una granulometría muy amplia y estructuras muy complejas, ya que la floculación ha impedido la sedimentación selectiva.

Se encuentran y siempre han estado en saturados y normalmente en estado consolidado. Pueden presentar sobreconsolidación debido al envejecimiento por procesos fisicoquímicos, también se pueden presentar suelos que aún se encuentran en proceso de consolidación.

- Suelos Gruesos

Estos normalmente se encuentran contaminados por partes orgánicas, principalmente fragmentos y conchas, existen suelos que llegan a estar compuestos casi en su totalidad por conchas.

En zonas protegidas las arenas suelen estar sueltas por lo que son muy erosionables y susceptibles de licuefacción. En arenas muy antiguas se produce cierta cementación por soldadura de las partículas, por deposición caliza u otros procesos diagenéticos.

2.2 Pruebas en campo

Es posible realizar algunas pruebas en campo para saber la resistencia del suelo, así como tratar de conocer los estratos que se tienen en el terreno, también se pueden tomar muestras para analizarlas en laboratorio.

2.2.1 Sondeos y toma de muestras

Es común que para obtener muestras superficiales del suelo marino se utilicen buzos, aunque se han desarrollado algunas técnicas para obtener muestras de estos suelos como los muestreadores de impacto, los cuales se dejan caer, se entierran en el lecho marino y se recuperan. Normalmente se pueden obtener 10 m de hincado y en suelos blandos incluso más. El tubo cuenta en su interior con una camisa de plástico que disminuye el rozamiento y la adherencia.

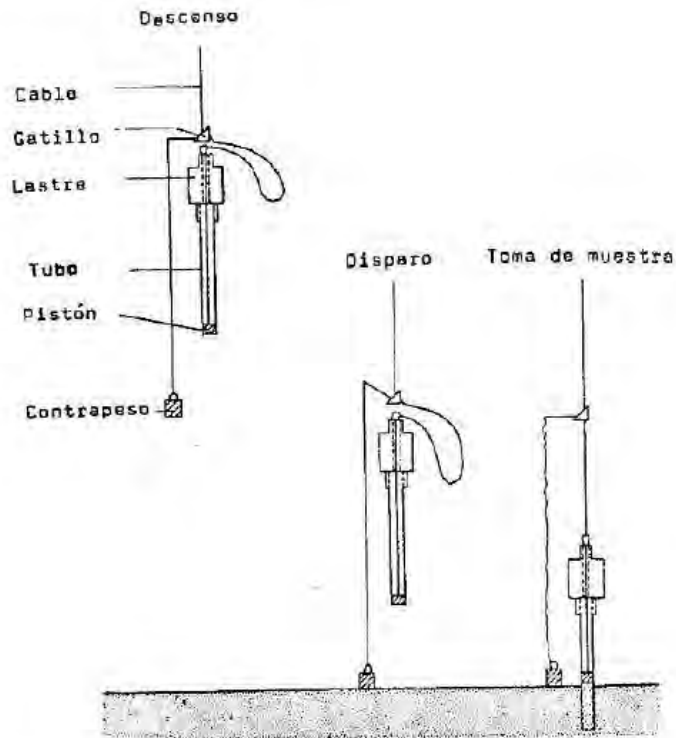


Figura 2. 3 Muestreador de impacto tipo Kulleberg, de pistón (tomada de Jiménez (1980))

Otras técnicas utilizan la vibración, para ello se coloca el muestreador en el fondo marino y se hinca mediante la vibración, este método no proporciona un hincado adecuado, unicamente funciona bien en suelos granulares sueltos .

2.2.2 Ensayos in situ

Entre las técnicas actuales para realizar un ensayo en campo se pueden encontrar, el penetrómetro estático, el molinete, el presiómetro, el penetrómetro dinámico marino entre otros.

El penetrómetro estático se hinca, mediante gatos hidráulicos y mecánicos. Éste consiste en un tubo que en su interior hay una varilla que tiene un cono en la punta, este aparato mide la fuerza necesaria para penetrar en el suelo.

El penetrómetro estático puede utilizarse en el fondo del mar, puede ser colocado en el interior de un tubo de sondeo o colocarse con un armazón de soporte sobre el fondo.

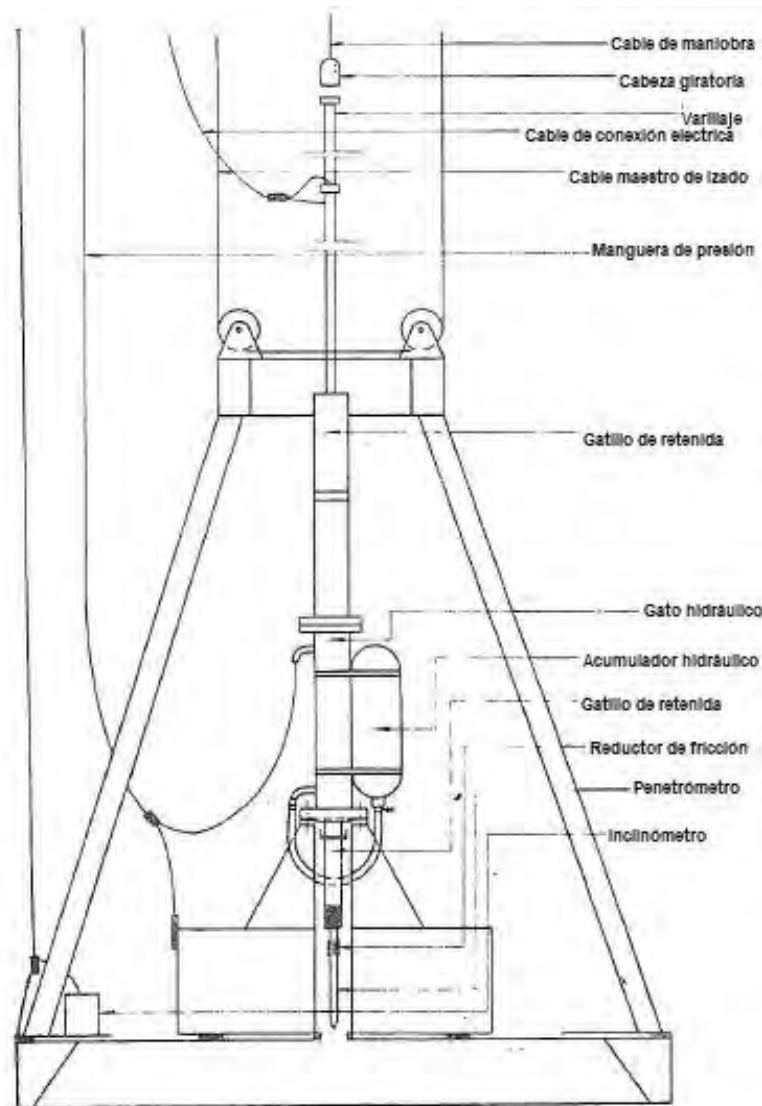


Figura 2. 4 Penetrómetro Fugro – Wison montado en el dispositivo Seacalf para ensayos en el fondo marino (tomada de Jiménez (1980).

El penetrómetro dinámico marino es un cuerpo alargado que se deja caer sobre el fondo, éste tiene equipados elementos de medida sobre su desaceleración y algunos también sobre la resistencia que encuentran por la punta y el fuste; los datos son transmitidos hasta la superficie. Existen penetrómetros dinámicos de caída libre normalmente utilizados para grandes profundidades, éstos suelen llevar un aparato de registro en la parte superior con un flotador hinchable que al hacer contacto con el suelo se desprende y se recupera. Otros solamente emiten ondas sonoras que son interpretadas por sensores en la superficie. Los penetrómetros dinámicos pueden llevar un cable de izado para recuperarlos, algunos no llevan ningún dispositivo para recuperarlos y se pierden en cada ensayo.

La ventaja principal entre el penetrómetro estático y el dinámico es que el dinámico no necesita lastre o anclaje, por lo que son mucho más manejables y rápidos de utilizar, además de más baratos.

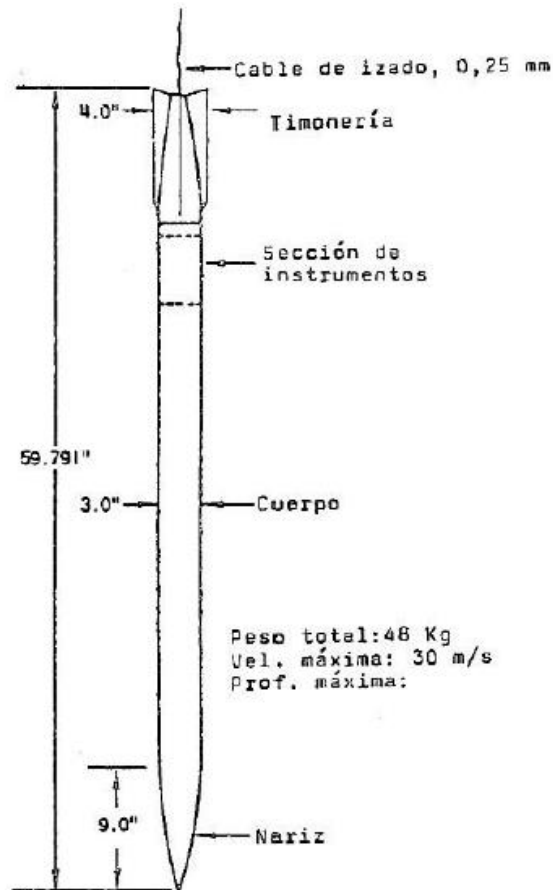


Figura 2. 5 Penetrómetro dinámico marino MSP 2 de Sandia Lab. Inc. (Noorany, 1972)
(tomada de Jiménez (1980).

El ensayo del molinete resulta muy útil para suelos compuestos por arcillas blandas. Consiste en introducir este elemento en el suelo hasta la profundidad deseada, donde unas barras que van dentro de un revestimiento y el molinete que va protegido por una funda, se empujan hacia abajo, mientras la funda queda fija. Se procede a romper el terreno haciendo girar el varillaje, se mide el momento de torsión en la superficie y la resistencia al corte está dada por la ecuación:

$$\tau_f = \frac{2M_t}{\pi D^2 H \left(1 + \frac{D}{3H}\right)} \quad (2.3)$$

Donde:

τ_f : resistencia al corte

M_t : momento de torsión de rotura

D : diámetro del molinete

H : altura de las aspas

En arcillas se recomienda una velocidad de 0.1°/s, ya que con esta velocidad no se da tiempo para el drenado.

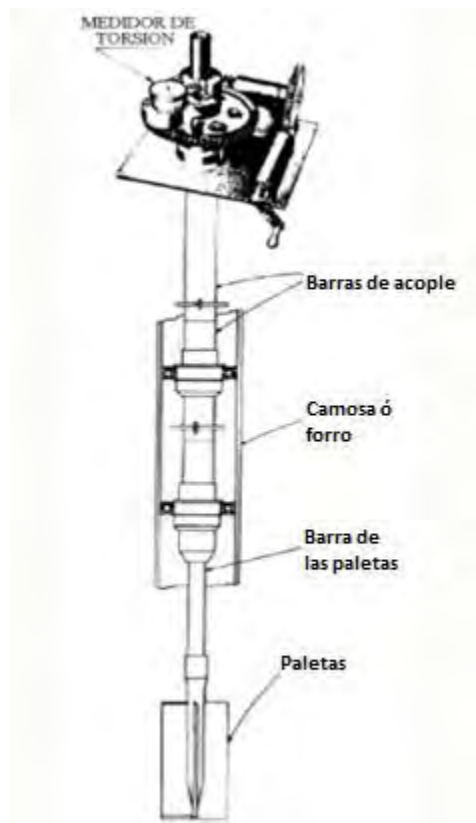


Figura 2. 6 Veleta (J. Salas J. y De Justo A., Vol. 2 1981)

Debido a las dificultades que representa realizar ensayos y tomar muestras en los ambientes marinos, es muy común la utilización de prospección geofísica para realizar un estudio del suelo. Aunque los métodos eléctricos no tienen mucha aplicación, pero permiten medir el área del suelo ocupada por agua, lo que nos da la porosidad.

La mayoría de los ensayos de prospección geofísica son ensayos sísmicos, y se realizan con una embarcación que lleva remolcando un emisor que produce detonaciones cada cierto tiempo. La onda de presión incide sobre el suelo y entra, siendo reflejada en la superficie de separación de capas de terreno de diferente coeficiente de elasticidad. Las ondas reflejadas son percibidas por un hidrófono que las amplifica y conduce a un estilo que barre continuamente el ancho de un papel sensible, a medida que las señales son mayores el papel se oscurece. Así con las señales recibidas por las detonaciones continuas se obtiene un perfil del terreno.

La detonación se puede realizar por distintos métodos, el Sparker produce una chispa dentro del agua entre dos electrodos separados por 12 cm donde la tensión empleada es de 10000 V, el Boomer consiste en unas placas con una bobina plana intercalada, al lanzar la descarga a través de la bobina las placas se separan violentamente produciendo la señal. El Flexotir se hace explotar una pequeña carga de dinamita dentro de una esfera de fundición con agujeros.

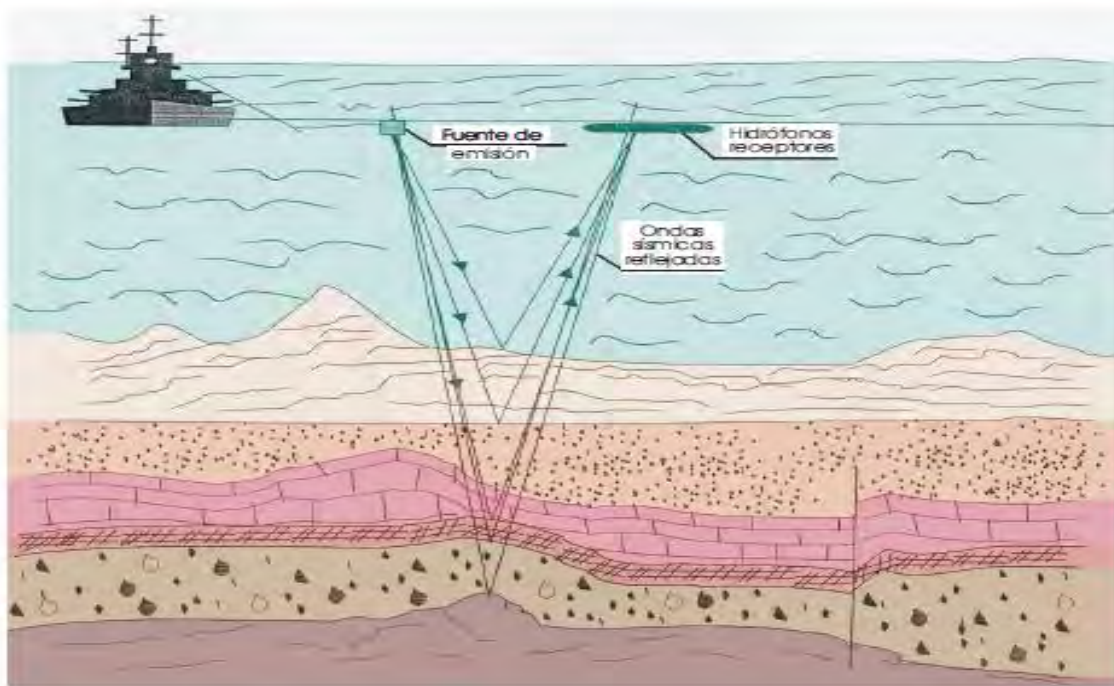


Figura 2. 7 Exploración geofísica por ondas sísmicas

2.3 Estabilidad en el desplante

Uno de los aspectos más importantes a tomar en cuenta para la construcción de un dique es el comportamiento que tendrá el suelo, se debe evaluar si éste resistirá todos los esfuerzos a los que será sometido o si no los soportará, pudiendo presentar licuefacción o fallas por cortante.

Al propagarse el oleaje sobre el fondo marino, el suelo se encuentra sometido a una deformación periódica provocada por los esfuerzos cortantes actuando sobre él que son resultado de la oscilación en la presión de poro en exceso (presión de poro oscilatoria), lo cual provoca el reacomodo de las partículas sólidas que ocuparán los vacíos del suelo. Un esquema simplificado de este fenómeno se muestra en la Figura 2.8. Si la masa de suelo tiene una permeabilidad tan baja que pueda considerarse en condiciones no drenadas, como ocurre en el caso de materiales finos, y tiene una historia corta de consolidación, el reacomodo comprimirá el agua que se encontraba en los poros y la presión presentará un aumento y acumulación de ella (presión de poro residual). Así, mientras el oleaje continúa actuando, la presión de poro seguirá aumentando y provocará una reducción importante en la resistencia del suelo. Si este aumento llega a superar la sobrepresión, el suelo llegará al estado de licuefacción, las partículas sólidas perderán su configuración y quedarán libres, permitiendo así que se comporten como un fluido (Sumer et al., 1999)

En cambio, si el tipo de suelo permite el drenado del agua que se encuentra en los poros como en el caso de los suelos granulares, la presión oscilará como resultado de la acción del oleaje, pero no existirá una acumulación tal que permita el aumento suficiente para superar la sobrecarga de presión y no se llegará al estado de licuefacción (Chávez, 2013)

Este aumento puede deberse no sólo a la acción del oleaje, sino también a terremotos; a choques causados, por ejemplo, por fallas repentinas de pendientes; o por movimientos oscilatorios de las estructuras bajo cargas cíclicas (Sumer y Fresøe 2002)

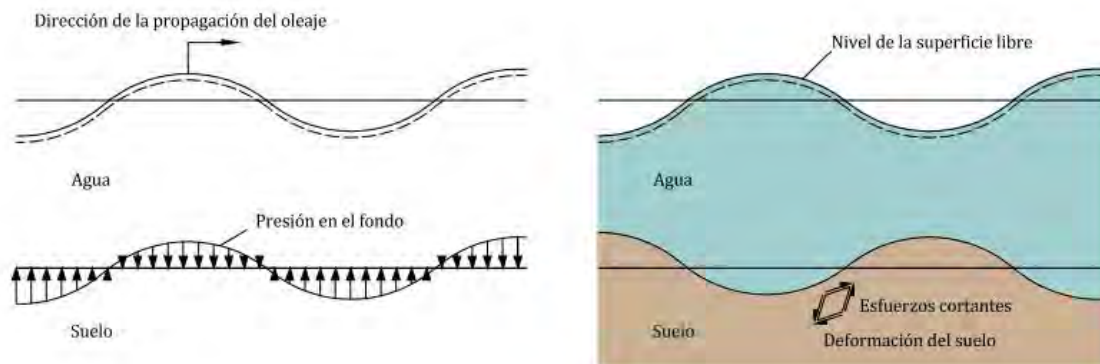


Figura 2. 8 Deformación elástica de un suelo bajo la acción de ondas progresivas (Tomada de Chávez 2013)

Cuando el esfuerzo cortante inducido por el oleaje en el suelo supera la resistencia al corte del suelo, se presentará la falla y las partículas serán movidas horizontalmente. El modo de fallo dependerá de la distribución espacial de la falla inducida y de la resistencia del suelo. La determinación de esta condición puede ser determinada empleando el criterio de Mohr-Coulomb (Chávez, 2013).

Como se mencionó, la erosión del suelo que se encuentra en las inmediaciones de un rompeolas puede provocar afectaciones en la estabilidad de un dique, por lo que es importante hacer una evaluación de la erosión que pudiera haber para tratar de controlarlo.

Otro aspecto por tomar en cuenta son los asentamientos que el suelo pudiera sufrir al poner sobre él una estructura, al estar saturado, en suelos permeables los asentamientos ocurrirían de manera rápida, usualmente durante la construcción. En suelos impermeables o compresibles los asentamientos pueden ocurrir en periodos muy largos que pueden durar varios años, por lo que es importante hacer estimaciones de los asentamientos mediante las teorías de la mecánica de suelos.

Durante la vida útil de un rompeolas pueden ocurrir asentamientos producidos por el acomodo de las piezas por la acción del oleaje, vibraciones y sismos.

Por último, es importante mencionar que el fondo marino no se encuentra al nivel requerido para la construcción, por lo que normalmente se debe dragar o rellenar, después de hecho el dragado es probable que todavía se tenga un terreno irregular por lo que se debe poner una capa de regularización con material granular, de esta forma se obtienen mejores condiciones de suelo lo que hace que se mejoren las condiciones para la estabilidad de un rompeolas.

III. TRABAJO EXPERIMENTAL

3.1 Instalaciones y equipo

El desarrollo experimental de este trabajo se realizó en el Laboratorio de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

3.1.1 Canal de oleaje

El canal para generación de oleaje que se tiene en el Laboratorio de Costas y Puertos tiene 22 m de largo, 0.50 m de altura y 0.40 m de ancho. Las paredes son de vidrio templado y la estructura que lo soporta es de acero inoxidable. Cuenta con dos secciones con fondo removible de 0.90 m de largo y 0.30 m de ancho ubicadas a 13 y 15.5 m de la pala generadora.

Para la colocación del material a ensayar el canal cuenta con una charola de acrílico de 10mm de espesor, ubicada en la sección de fondo removible que está a 13 m de la pala generadora de olas. Las medidas interiores del cajón son 0.845 m de largo, 0.2 m de profundidad y 0.27 m de ancho. Además, cuenta con dos rampas de acrílico con dimensiones de 75 cm de largo y 5 cm de altura, posicionadas a 12.2 m y 14.38 m de la pala generadora.



Figura 3. 1 Canal de oleaje (se aprecia la playa disipadora de energía)

El canal cuenta con un sistema de generación de oleaje de la firma HR Wallingford que consiste en una pala 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.

Se utiliza el software HR Merlín para la simulación de los distintos estados del mar, ya que permite generar oleaje regular o irregular al indicar los distintos parámetros como amplitud de ola, frecuencia o espectro de oleaje de acuerdo con el tipo de oleaje que se quiera simular. Para controlar la reflexión generada dentro del canal, la cual podría cambiar las condiciones de oleaje requeridas para el ensayo, el sistema está equipado con un sistema de absorción de ondas reflejadas, el cual es activado de manera opcional. Adicional a esto, en la parte final del canal se montó una estructura disipadora de energía formada por grava de río.



Figura 3. 2 Pala generadora de oleaje

3.1.2 Instrumentación

Para realizar las mediciones tanto de la variación de la superficie libre del agua como de la presión del suelo ensayado, el canal está equipado con sensores de nivel y de presión sincronizados en un sistema de medición imc SPARTAN.

3.1.2.1 Sensores de nivel

Para la medición de la variación de la superficie libre del agua se utilizaron sensores de nivel conectados a dos monitores de la marca HR Wallingford. La forma de medición de estos sensores está basada 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 es proporcional a la profundidad sumergida, así la corriente es convertida en un voltaje de salida proporcional a la profundidad instantánea de inmersión.



Figura 3. 3 Sensor de nivel

Para calibrar los sensores se toma en cuenta la profundidad de inmersión en agua estática con la ayuda del sistema de medición imc SPARTAN. Para las pruebas realizadas en este trabajo se utilizaron 6 sensores de nivel distribuidos como se muestra en la figura 3.4.

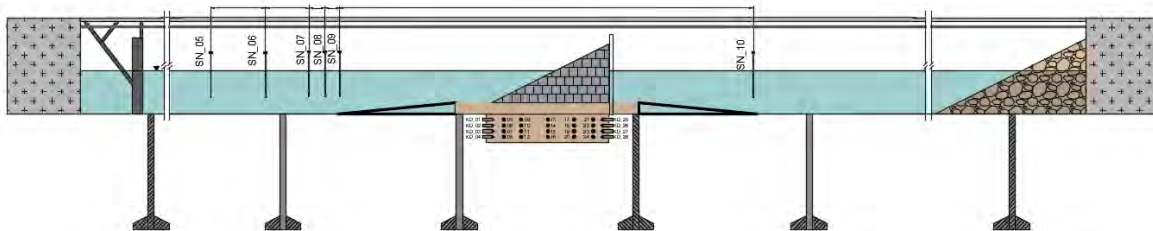


Figura 3. 4 Esquema del canal con los sensores de nivel y la estructura

3.1.2.2 Sensores de presión

Aunque las mediciones de la presión no se utilizaron para este trabajo, el registro del cambio espacial y temporal de la presión de poro en el suelo se puede determinar mediante 28 transmisores de presión piezoresistivos PR-36X de la firma Keller Druck. Estos indican el valor de la presión relativa a partir de una variación en la resistencia de la célula de medida, la cual es trasformada en una señal analógica de manera que el voltaje es registrado en unidades de presión. La célula es de silicio monocristalino y está cubierta con una membrana de acero inoxidable, que a su vez protegida por un tapón de plástico. El transmisor tiene 94 mm de longitud y 21 mm de diámetro y es capaz de registrar una presión relativa desde 0 hasta 1 bar con una precisión de ± 1 mbar.

En la figura 3.5 Se muestra el acomodo de los sensores de presión dentro de la charola, también se indica el sistema de referencia utilizado para la identificación de los sensores. El origen coincide con la frontera agua-suelo, la dirección positiva del eje X con la de la propagación del oleaje y el eje Z es positivo en el sentido del aumento en la profundidad del suelo en la tabla 3.1 se muestran las coordenadas de los sensores.

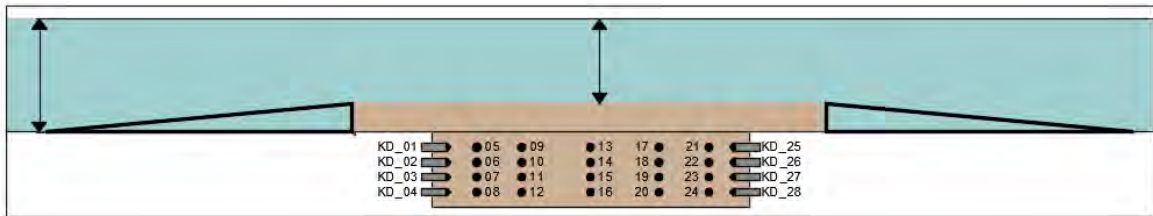


Figura 3. 5 Acomodo de sensores de presión en la charola

Tabla 3. 1 Coordenadas de los sensores de presión.

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

3.1.2.3 Sistema de medición imc SPARTAN

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

Este sistema tiene capacidad de entrada para 48 canales analógicos (12 conectores de 4 canales) y 16 digitales (4 conectores de 4 canales). Para 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, quedando disponibles del canal 1 al 12 para los sensores de nivel, aunque solo se utilizaron 6 en estas pruebas. Las señales analógicas de los 28 sensores de presión son adaptadas de igual manera, en 7 conectores del canal 13 al 40.

La adquisición de los datos recabados por el SPARTAN se realizó a través del software de operación y configuración imc STUDIO, que permite capturar, procesar y visualizar las señales analógicas y digitales, además, es posible automatizar las mediciones con duraciones desde un segundo hasta un año.

Se utilizó el software imc FAMOS (Fast Analysis and Monitoring of Signals) para el análisis y evaluación de los resultados de las mediciones en una primera etapa para los datos dados por el imc STUDIO.



Figura 3. 6 Imc SPARTAN

3.2 Metodología experimental

Durante la etapa experimental se realizaron 4 pruebas, cada una se realizó dos veces con distinto material, grava y arena, como lecho marino. Las cuatro pruebas se describen en la tabla 3.2

Tabla 3. 2 Parámetros de las pruebas de oleaje

Altura	Prueba		Tiempo
H=0.06 A=0.03	1.1 T=0.9 F=1.1	2.1 T=1.2 F=0.83	600 s
H=0.12 A=0.06	1.2 T=1.2 F=0.83	2.2 T=1.33 F=0.75	1200 s

3.2.1 Materiales

- **Arena y Grava**

Para la construcción de los modelos físicos en laboratorio se utilizó grava y arena como tipo de lecho marino.

Arena fina con un diámetro medio $D_{50} = 0.19$ mm de color blanco. El número adimensional phi correspondiente se estimó en 2.40.

Grava color verde caracterizada por $D_{50} = 2.2$ mm (color verde) equivalente a -1.14 en escala phi.



Figura 3. 7 Grava verde y arena blanca empleadas en los ensayos

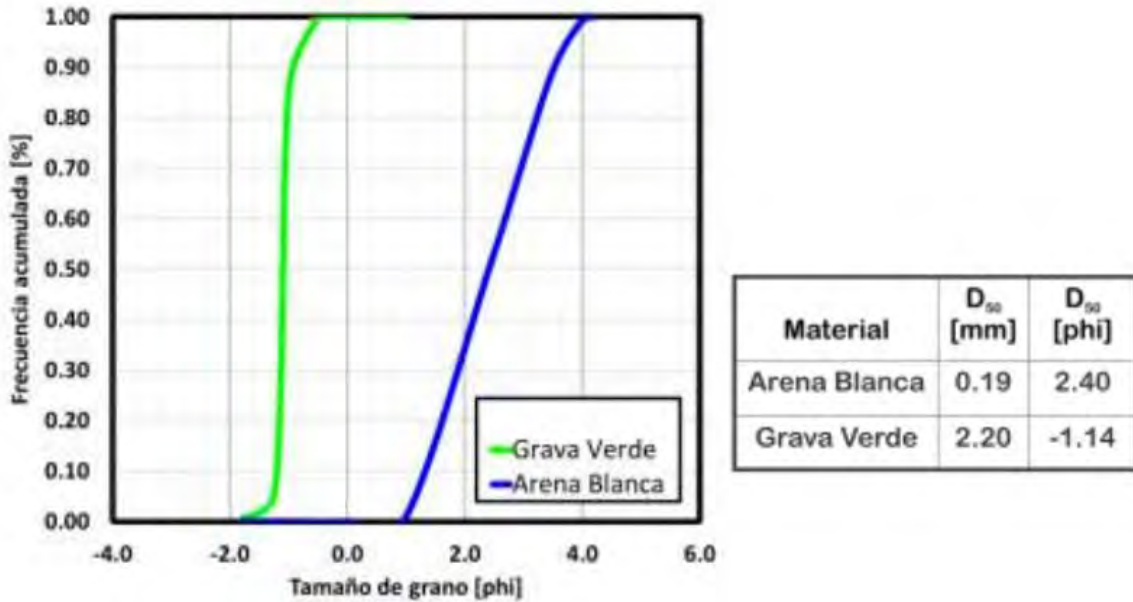


Figura 3. 8 Granulometría de los materiales (Reséndiz Moreno, 2013)

En la Tabla 3.3 se presentan las características de los materiales, diámetros representativos, densidad, la porosidad, el ángulo de reposo y la velocidad de caída.

Tabla 3. 3 características de la grava y arena (Reséndiz, 2013)

Material	D_5 [phi]	D_{16} [phi]	D_{50} [phi]	D_{84} [phi]	D_{95} [phi]	S_s [1]	η [%]	ϕ [°]	W_f [m/s]
Arena blanca	1.20	1.50	2.40	3.30	3.70	2.62	38.6	25.42	0.03
Grava verde	-1.25	-1.10	-1.14	-1.00	-0.25	2.60	42.2	26.47	0.18

- **Cubos de concreto**

Para la construcción del modelo de rompeolas se utilizaron cubos de concreto de 3 cm por lado, la mezcla que se utilizó tuvo por proporciones 61 % en peso de arena, 24 % en peso de cemento y 15 % en peso de agua. La arena empleada se tamizó con la malla número 4 (tamaño máximo de grano menor de 4.75 mm). El colado de las piezas se llevó a cabo en una cimbra de acrílico y, luego de un proceso de curado de dos a tres días, el concreto alcanzó una resistencia aproximada de 110 kg/cm² con un peso volumétrico de 1.9-2.0 ton/m³ (Mendoza et al, 2010).



Figura 3. 9 Cubos de concreto

3.2.2 Procedimiento de ensayo

Como se mencionó antes se realizaron 8 ensayos (ver Tabla 3.4), cuatro con arena y cuatro con grava, cuando se realizó la prueba 1.1 se continuó con la realización de la prueba 1.2 y cuando se realizó la 2.1 se continuó con la 2.2. Para su realización se siguió la siguiente metodología:

1. Colocación del material

Se llenó la charola con el material a ensayar, arena o grava, el cual se fue colocando manualmente hasta llenar la charola y enrazar hasta donde comienzan las rampas.

2. Colocación de la estructura

La forma de colocar los cubos fue poniendo inicialmente una capa y después otra encima tratando de que no alinear los cubos entre capas y tratando de seguir la pendiente del talud lo más precisa posible. El hueco entre el talud y una pared de acrílico colocada detrás se llenó con cubos de manera libre.

3. Llenado del canal

Una vez con el material y la estructura listos, se llenó el canal con 0.30 m de agua.



Figura 3. 10 Acomodo de estructura

4. Colocación de los sensores de nivel

Los sensores 7 y 8 cambian de posición de acuerdo con la prueba que se realizó, en la tabla 3.4 se muestran las posiciones de los sensores respecto a la pala generadora.

Tabla 3. 4 Distancias de los sensores a la pala generadora.

Prueba	SN_05	SN_06	SN_07	SN_08	SN_09	SN_10
1.1	3 m	3.5 m	10.89 m	11.23 m	11.42 m	14.31 m
1.2	3 m	3.5 m	10.66 m	11.03 m	11.42 m	14.31 m
2.1	3 m	3.5 m	10.69 m	10.95 m	11.42 m	14.31 m
2.2	3 m	3.5 m	10.60 m	11.03 m	11.42 m	14.31 m

5. Calibración de los sensores de nivel

Los sensores de nivel fueron calibrados mediante la determinación del valor correspondiente al voltaje cero igual al nivel medio y con ayuda del voltaje de salida de dos puntos conocidos.

Los sensores de presión se tararon a fin de registrar presiones relativas.

6. Realización de las pruebas 1.1 o 2.1

Se comienza con la realización de las pruebas 1.1 o 2.1, se introducen los parámetros de oleaje al software para realizar la prueba.

7. Realización de las pruebas 1.2 o 2.2

Se introducen nuevamente los parámetros de oleaje correspondiente a la prueba a realizar para la generación del oleaje.

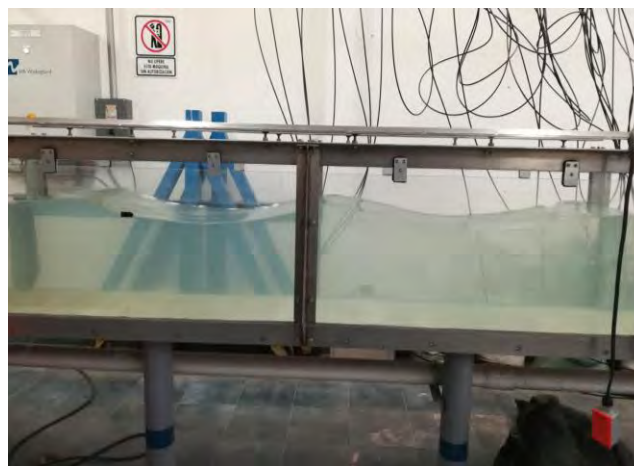


Figura 3. 11 Generación del oleaje

8. Limpieza y revisión de la instalación

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



Figura 3. 12 Interacción oleaje estructura

3.3 Técnicas de análisis de señales

El oleaje es un proceso aleatorio que puede ser considerado como un conjunto de ondas viajando en diferentes direcciones, por lo tanto, para el análisis de este fenómeno se analiza mediante el uso de métodos estadísticos para estudiarlo de mejor manera.

Existen dos formas principales de analizar y caracterizar las señales del oleaje: una es la descripción estadística temporal, en donde el dominio es el tiempo. Los pasos por seguir son, primero hacer una corrección del nivel medio del mar ya que este se ve modificado por ondas de periodo largo como las mareas, después se realiza una estimación de máximos positivos y negativos para caracterizar la señal, esto es calcular las alturas y periodos de ola individuales, se realiza con los métodos de pasos ascendentes o descendentes por cero o distancias entre crestas y valles. Después de esto se determinan los parámetros más representativos del oleaje. La otra forma de analizar las señales de oleaje es mediante el análisis espectral, donde el dominio es la frecuencia, este es el método de análisis que se utilizara para el análisis del oleaje en este trabajo ya que nos permite obtener un espectro de energía para separar las alturas de ola incidente y reflejada y así obtener el coeficiente de reflexión. Este método se describirá más adelante.

3.3.1 Descripción estadística del oleaje

Para poder analizar el oleaje por medio de métodos estadísticos se le considera un proceso estocástico, estacionario y ergódico.

3.3.1.1 El oleaje como proceso estocástico

El oleaje puede ser estudiado como la superposición lineal de ondas armónicas simples, de tal forma que se puede describir la superficie libre del agua de la siguiente forma:

$$\eta(x, y, t) = \sum_i a_i \cos \left[\frac{\sigma_i^2}{g} (x \cos \theta_i + y \sin \theta_i) - \sigma_i t + \varepsilon_i \right] \quad (3.1)$$

Donde

α	amplitud	ε	fase
σ	frecuencia angular ($2\pi/T$)	x, y	posición espacial de la onda
T	periodo	t	tiempo.
θ	ángulo de incidencia con respecto al eje X		

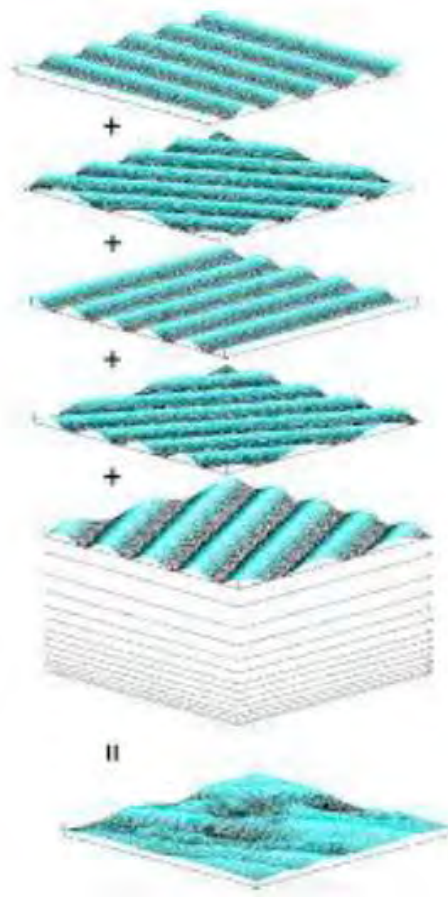


Figura 3. 13 Estructura del oleaje aleatorio (Tomada de Alejandre, 2016)

Para poder estudiar el oleaje con métodos estadísticos se debe considerar como un proceso estocástico, como el resultado de un experimento, así se toma al oleaje como una función. Además, una realización se considera como una función muestra denotada por $\eta k(t)$.

Al observar la superficie del mar en un instante, t_i , es claro que se trata de una variable aleatoria. Considerando n instantes se puede decir que $\eta(t_1, t_2, \dots, t_n)$ es una variable enedimensional definido por la función de distribución

$$F_{t_1, t_2, \dots, t_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) = Prob[\eta(t_1) \leq x_1, \eta(t_2) \leq x_2, \dots, \eta(t_n) \leq x_n] \quad (3.2)$$

Estas distribuciones deben satisfacer las condiciones de simetría y compatibilidad, por lo que sería necesario conocer todas las funciones de distribución dadas por la ecuación 2.2 para cualquier η . Utilizando la teoría de correlación considera únicamente los primeros dos momentos del proceso, el valor medio $\mu_\eta(k)$ y la función de correlación $R_{\eta\eta}(k)$

$$\mu_\eta(k) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-\infty}^{\infty} \eta_k(t) dt \quad (3.3)$$

$$R_{\eta\eta}(k) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T \eta_k(t) \eta_k(t + \tau) dt \quad (3.4)$$

La media y la función de correlación determinan completamente el proceso $\eta(t)$, siempre que se considere a las distribuciones dadas por la ecuación 3.2 como normales (gaussianas).

3.3.1.2 El oleaje como proceso estacionario

Se define como un proceso estacionario a aquel fenómeno cuyas características externas permanecen constantes durante un periodo de tiempo. De tal forma se dice que el proceso $\eta(t)$ es estacionario si todas las funciones de distribución que lo definen permanecen constantes durante un periodo de tiempo.

$$F_{t_1+\tau, t_2+\tau, \dots, t_n+\tau}(x_1, x_2, \dots, x_n) = F_{t_1, t_2, \dots, t_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (3.5)$$

Para cualesquiera $n, \tau, t_1, t_2, \dots, t_n$.

Entonces, al ser $\eta(t)$ un proceso estacionario se deduce que el valor medio es una constante y la función de correlación depende solo de la diferencia $\tau = t + \tau$

$$\mu(k) = \mu \quad (3.6)$$

$$R_{\eta\eta}(k) = R_{\eta\eta} \quad (3.7)$$

3.3.1.3 El oleaje como proceso ergódico

Un proceso aleatorio $\eta(t)$ es ergódico si es estacionario y $\mu(k)$ y $R_{\eta\eta}(k)$ no difieren cuando se calculan sobre diferentes muestras.

De esta manera, se puede sustituir los promedios espaciales de realizaciones por promedios temporales sobre una realización.

Con el teorema de Wiener-Khintchine (khintchine, 1934) se demuestra que la función de correlación, $R(\tau)$, de cualquier proceso estocástico puede representarse por

$$\int_{-\infty}^{\infty} |R(\tau)| d\Phi(\sigma) \quad (3.8)$$

Donde $\Phi(\sigma)$ es la llamada función de distribución espectral del proceso, la cual es una función acotada, real y no decreciente. Si se cumple la condición

$$\int_{-\infty}^{\infty} |R_{\eta\eta}(\tau)| d\tau < \infty \quad (3.9)$$

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

$$R_{\eta\eta}(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_{\eta\eta}(\sigma) e^{i\sigma\tau} d\sigma \quad (3.10)$$

Entonces,

$$\Phi(\sigma) = \int_{-\infty}^{\sigma} S_{\eta\eta}(\sigma) d\sigma \quad (3.11)$$

$$S(\sigma) = \frac{d\Phi(\sigma)}{d\sigma} \quad (3.12)$$

La función $S_{\eta\eta}(\sigma)$ se conoce como función de densidad espectral del proceso $\eta(t)$, y tiene la propiedad de ser positiva. $R(\tau)$ es la transformada de Fourier de $S_{\eta\eta}(\sigma)$ de acuerdo con la ecuación 3.10. Utilizando la fórmula para evaluar la transformada inversa de Fourier, se obtiene

$$S_{\eta\eta}(\sigma) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_{\eta\eta}(\tau) e^{-i\sigma\tau} d\tau \quad (3.13)$$

Siendo $S_{\eta\eta}(\sigma)$ un proceso real, la función $\Phi(\sigma)$ es una función par por lo tanto las ecuaciones 3.10 y 3.13 se pueden escribir como

$$R_{\eta\eta}(\tau) = \int_0^{\infty} S(\sigma) \cos \sigma \tau d\sigma \quad (3.14)$$

$$S(\sigma) = \frac{2}{\pi} \int_0^{\infty} R_{\eta\eta}(\tau) \cos \sigma \tau d\tau \quad (3.15)$$

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

$$S(\sigma) = 2S_{\eta\eta}(\sigma) \quad (3.16)$$

Quedando la ecuación 3.14 como

$$R(0) = \int_0^{\infty} S(\sigma) d\sigma \quad (3.17)$$

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.

El momento de orden n del espectro estará considerando como

$$m_n = \int_0^{\infty} \sigma^n S(\sigma) d\sigma \quad (3.18)$$

3.3.1.4 Modelo matemático – estadístico del oleaje

En 1952, Longuet – Higgins por un lado y Pierson y Marks por otro propusieron que los registros de los desplazamientos de la superficie libre del mar, $\eta(t)$, con respecto al nivel medio, pueden representarse a través de la suma de gran número de ondas sinusoidales de diferentes amplitudes, así como de frecuencias y fases aleatorias.

Longuet – Higgins (1952), se basó en los trabajos de Rice (1944 y 1945) para definir el modelo de fases aleatorias a través de las siguientes hipótesis:

- El desplazamiento de la superficie libre del agua viene dado con la suma de un gran número de ondas sinusoidales, de la forma

$$\eta(t) = \sum_i \eta_i(t) = \sum_i a_i \cos(\sigma_i t - \varepsilon_i) \quad (3.19)$$

- Las amplitudes de estas ondas se expresan por

$$a_{2j+1}^2 = 2S(\sigma_{2j+1})[\sigma_{2j+1} - \sigma_{2j}] \quad (3.20)$$

Donde $S(\sigma)$ es una función definida en el intervalo $(0, \infty)$, la fase ε_i es una variable aleatoria con distribución uniforme en el intervalo $(0, 2\pi)$.

Bajo estas hipótesis el modelo propuesto representa un proceso, $\eta(t)$, estacionario gaussiano que puede representarse en forma continua como

$$\eta(t) = \int_0^{\infty} \cos(\sigma t - \beta) \sqrt{2S(\sigma)} d\sigma \quad (3.21)$$

El modelo introducido define a un proceso estocástico, estacionario y gaussiano, de media cero y ergódico.

3.3.1.5 Estado de mar

Se define como estado de mar a un periodo de tiempo durante el cual las características del oleaje varían tan lentamente que puede considerarse que es un estado estacionario, debido a que existe cierto equilibrio entre las fuerzas generadoras y restauradoras.

Se considera que el oleaje está formado por dos tipos de variaciones, la variación de periodo corto, donde el proceso se considera estacionario por un periodo muy corto de tiempo, del orden de segundos y la variación de periodo largo donde la variación es del orden de horas y en ella evoluciona el estado del mar.

Al momento de registrar una variación de la superficie libre del agua, se debe fijar un periodo, que no sea muy largo para que se tome como un proceso estacionario y tiene que ser lo suficientemente largo para que la muestra tenga un número representativo de olas.

3.3.2 Análisis espectral del oleaje

Este modelo matemático del oleaje supone que una señal de superficie libre del mar es el resultado de un gran número de ondas sinusoidales y sus amplitudes vienen dada por:

$$a_i^2 = 2S(f_i)\Delta f_i \quad (3.22)$$

Donde $S(f_i)$ es la densidad espectral de energía y a_i es la amplitud de una onda cualquiera.

Tomando como válida la aplicación de la teoría de Airy (1985), es posible afirmar que la energía contenida en la banda de frecuencia Δf está asociada a una onda, obtenida por unidad de superficie, definida como

$$\frac{1}{8}\rho g H^2 = \frac{1}{2}\rho g a^2 = \frac{1}{2}\gamma a^2 \quad (3.23)$$

Donde γ representa el peso específico del agua de mar.

Sustituyendo la ecuación 3.22 en la 3.23, la energía por unidad de superficie que se tiene en la banda de frecuencias Δf_i se expresa:

$$\frac{1}{2}\gamma [2S(f_i)\Delta f_i] \quad (3.24)$$

Por lo que la energía total del oleaje por unidad de superficie será:

$$\frac{1}{2}\gamma \sum_i [2S(f_i)\Delta f_i] \quad (3.25)$$

Si se representa la sumatoria como una integral, la energía total del oleaje por unidad de superficie es expresada por:

$$Energía = \gamma \int_0^{\infty} S(w)dw \quad (3.26)$$

Es conveniente que los registros contengan al menos 100 olas y que el intervalo de muestreo sea de una décima a una vigésima parte del periodo significativo para realizar un análisis espectral adecuado. La frecuencia máxima o frecuencia de Nyquist se determina por la expresión:

$$f_c = \frac{1}{2\Delta t} \quad (3.27)$$

Para realizar el análisis espectral del oleaje se lleva a cabo la siguiente metodología.

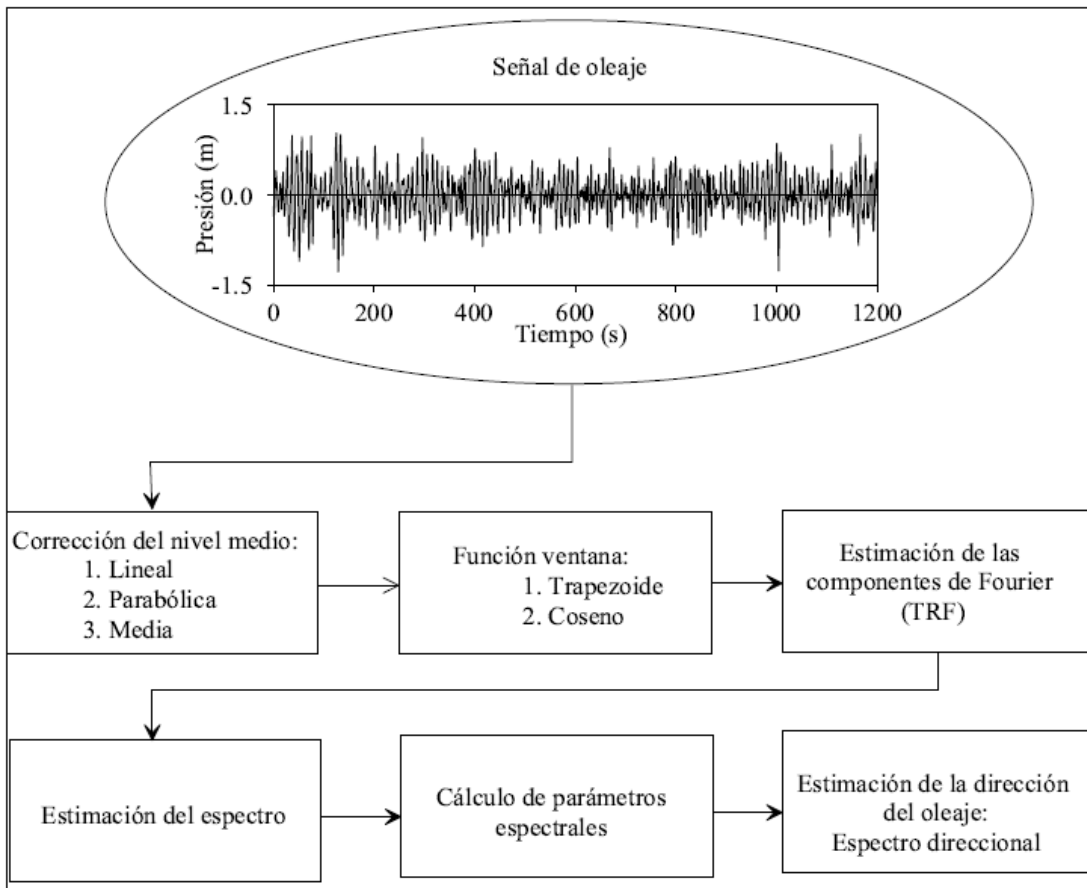


Figura 3. 14 Diagrama de flujo para el análisis espectral del oleaje (Tomada de Silva, 2005)

3.3.2.1 Corrección del nivel medio

Sí no se tiene la presencia de ondas largas como mareas la corrección se realiza mediante los métodos de Media aritmética, corrección lineal o corrección parabólica.

$$\eta_{i_corregida} = \eta_{i_original} - \bar{\eta}_i \quad (3.28)$$

- Media aritmética

$$\bar{\eta}_n = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N \eta_n \quad (3.29)$$

- Corrección lineal

$$\bar{\eta}_n = A_0 + A_1 n \quad : \quad n = 1, 2, \dots, N \quad (3.30)$$

$$A_0 = \frac{N_2 Y_0 - N_1 Y_1}{N_0 N_2 - N_1^2} \quad A_1 = \frac{N_0 Y_1 - N_1 Y_0}{N_0 N_2 - N_1^2} \quad (3.31)$$

$$N_r = \sum_{n=1}^N n^r \quad Y_r = \sum_{n=1}^N n^r \eta_n \quad (3.32)$$

- Corrección parabólica

$$\bar{\eta}_n = B_0 + B_1 n + B_2 n^2 \quad : \quad n = 1, 2, \dots, N \quad (3.33)$$

$$B_0 = \frac{1}{\Delta} [Y_0(N_2 N_4 - N_3^2) + Y_1(N_2 N_3 - N_1 N_4) + Y_2(N_1 N_3 - N_2^2)]$$

$$B_1 = \frac{1}{\Delta} [Y_0(N_2 N_3 - N_1 N_4) + Y_1(N_0 N_4 - N_2^2) + Y_2(N_1 N_2 - N_0 N_3)] \quad (3.34)$$

$$B_2 = \frac{1}{\Delta} [Y_0(N_1 N_3 - N_2^2) + Y_1(N_1 N_2 - N_0 N_3) + Y_2(N_0 N_2 - N_1^2)]$$

$$\Delta = N_0 N_2 N_4 + 2 N_1 N_2 N_3 - N_2^3 - N_0 N_3^2 - N_1^2 N_4$$

Si se tiene el efecto de marea importante en el sitio, será necesario implementar una corrección espectral del nivel medio, eliminando la energía contenida en las frecuencias propias de la marea u ondas largas, normalmente menores a 0.02 Hz.

La superficie libre del agua queda representada

$$\eta(t) = \sum_{n=1}^{N/2} [a_n \cos(2\pi f_n t) + b_n \sin(2\pi f_n t)] \quad (3.35)$$

Donde a_n y b_n son los coeficientes de Fourier.

3.3.2.2 Función ventana

Cuando se realiza el análisis armónico de Fourier a una señal, se asume implícitamente que la muestra es periódica, en otras palabras, que se repite desde $-\infty$ hasta $+\infty$. Para evitar las discontinuidades que se pudieran presentar al unir los extremos de la señal, se realiza una corrección de datos con una operación conocida como función ventana.

$$\eta(t_*) \rightarrow b(t_*)\eta(t_*), \text{ tal que } t_* = 1, 2, \dots, N. \quad (3.36)$$

Donde $b(t)$, se conoce como profundidad de peso, la cual se debe multiplicar por toda la muestra a fin de reducir las oscilaciones en los extremos de la serie. Las ventanas más comunes que se utilizan son tipo trapezoide y tipo cosenoidal.

- Ventana tipo trapezoide

$$b_1(t_*) = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{t_*}{l} & : 0 \leq t_* \leq l \\ 1 & : l \leq t_* \leq N - 1 \\ \frac{N-t_*}{l} & : N - 1 \leq t_* \leq N \end{array} \right\} \quad (3.37)$$

- Ventana tipo cosenoidal

$$b_2(t_*) = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{1}{2} \left[1 - \cos \left(\frac{\pi t_*}{l} \right) \right] & : 0 \leq t_* \leq l \\ 1 & : l \leq t_* \leq N - 1 \\ \frac{1}{2} \left[1 - \cos \left(\frac{\pi(N-t_*)}{l} \right) \right] & : N - 1 \leq t_* \leq N \end{array} \right\} \quad (3.38)$$

Al aplicar la ventana de registro, la energía total decrece y los valores estimados son menores que los reales, por lo que deben multiplicarse por un valor de corrección β en el momento de evaluar la función de densidad espectral, el factor β se expresa como:

$$\beta = \frac{N}{\sum_{n=1}^N [b(t_n)]^2} \quad (3.39)$$

3.3.2.3 Cálculo de las componentes de Fourier

Mediante el análisis en el dominio de la frecuencia, una función periódica puede ser descompuesta en sus componentes armónicos (Newland, 1984). Si $\eta(t)$ es una función periódica del tiempo, t , con duración T_r , $\eta(t)$ se puede expresar como una serie infinita de términos trigonométricos de la siguiente manera:

$$\eta(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \left(a_n \cos \frac{2\pi n t}{T_r} + b_n \sin \frac{2\pi n t}{T_r} \right) \quad (3.40)$$

Donde a_0 expresa el valor del nivel medio, a_n y b_n son los coeficientes de Fourier, $a_n \neq b_n$, expresados como:

$$a_0 = \frac{1}{T_r} \int_{-T/2}^{T/2} \eta(t) dt$$

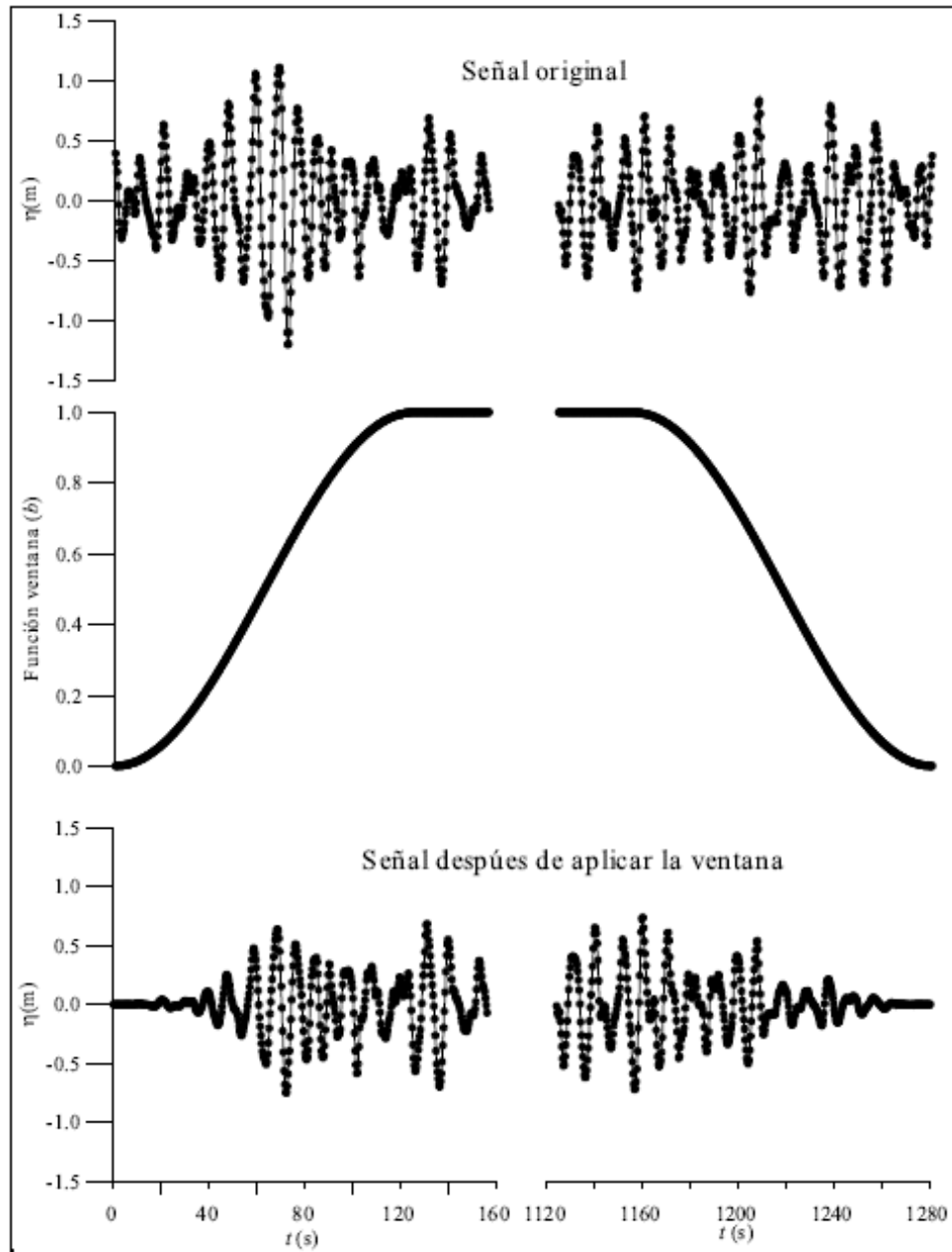


Figura 3. 15 Ejemplificación de la función ventana (Tomada de Silva, 2005)

$$a_n = \frac{2}{T_r} \int_{-T/2}^{T/2} \eta(t) \cos \frac{2\pi n t}{T_r} dt \quad n \geq 1 \quad (3.41)$$

$$b_n = \frac{2}{T_r} \int_{-T/2}^{T/2} \eta(t) \sen \frac{2\pi n t}{T_r} dt \quad n \geq 1 \quad (3.42)$$

Realizando previamente la corrección de nivel medio, el coeficiente a_0 será igual a cero y los valores de a_n y b_n serán diferentes entre sí.

La frecuencia angular del enésimo coeficiente queda definida como:

$$\sigma_n = \frac{2\pi n}{T_r} \quad (3.43)$$

La distancia entre armónicos adyacentes es

$$\Delta\sigma = \frac{2\pi}{T_r} \quad (3.44)$$

A partir de esta ecuación se puede observar que entre mayor sea el periodo de registro, T_r , el espacio $\Delta\sigma$ es menor y los coeficientes de Fourier están menos separados.

Para $a_0 = 0$, sustituyendo las ecuaciones 3.41 en la ecuación 3.40 e integrando se obtiene:

$$\eta(t) = \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ \frac{2}{T_r} \int_{-T/2}^{T/2} \eta(t) \cos \frac{2\pi n t}{T_r} dt \right\} \cos \frac{2\pi n t}{T_r} + \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ \frac{2}{T_r} \int_{-T/2}^{T/2} \eta(t) \sen \frac{2\pi n t}{T_r} dt \right\} \sen \frac{2\pi n t}{T_r} \quad (3.45)$$

Sustituyendo las ecuaciones 3.42 y 3.43 en la ecuación 3.44, se tiene.

$$\eta(t) = \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ \frac{\Delta\sigma}{\pi} \int_{-T/2}^{T/2} \eta(t) \cos \sigma_n t dt \right\} \cos \sigma_n t + \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ \frac{\Delta\sigma}{\pi} \int_{-T/2}^{T/2} \eta(t) \sen \sigma_n t dt \right\} \sen \sigma_n t \quad (3.46)$$

Si $T_r \rightarrow \infty$, entonces $\Delta\sigma \rightarrow d\sigma$ y la función se convierte en una integral con limites $\sigma = 0$ y $\sigma = \infty$, por tanto

$$\eta(t) = \int_{\sigma=0}^{\infty} \frac{\Delta\sigma}{\pi} \left\{ \int_{-\infty}^{\infty} \eta(t) \cos \sigma t dt \right\} \cos \sigma t + \int_{\sigma=0}^{\infty} \frac{d\sigma}{\pi} \left\{ \int_{-\infty}^{\infty} \eta(t) \sen \sigma t dt \right\} \sen \sigma t \quad (3.47)$$

Si se hacen las siguientes consideraciones

$$A(\sigma) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \eta(t) \cos \sigma t dt; \quad B(\sigma) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \eta(t) \sen \sigma t dt \quad (3.48)$$

Sustituyendo las ecuaciones 3.47 en la 3.46, se obtiene:

$$\eta(t) = 2 \int_0^{\infty} A(\sigma) \cos \sigma t dt + 2 \int_0^{\infty} B(\sigma) \operatorname{sen} \sigma t dt \quad (3.49)$$

Donde $A(\sigma)$ y $B(\sigma)$ son los componentes de la transformada de Fourier de $\eta(t)$. La ecuación 3.48 es una representación de $\eta(t)$ mediante una integral de Fourier, conocida como transformada inversa de Fourier.

La teoría clásica del análisis de Fourier introduce la siguiente condición:

$$\int_{-\infty}^{\infty} |f(t)| dt < \infty \quad (3.50)$$

La cual debe cumplirse para que la ecuación 3.48 sea cierta. Esta teoría es válida únicamente para funciones que tienden a cero cuando $|t| \rightarrow \infty$, de forma que se satisfaga la ecuación 3.49. Una integral de Fourier puede ser considerada como el límite formal de una serie de Fourier cuando el periodo tiende a infinito.

Comúnmente se representa las ecuaciones 3.47 y 3.48 de la forma compleja, para lo cual se hacen las siguientes consideraciones:

$$e^{i\theta} = \cos \theta + i \operatorname{sen} \theta \quad (3.51)$$

$$F(\sigma) = A(\sigma) - iB(\sigma) \quad (3.52)$$

donde $i = \sqrt{-1}$ y θ es el argumento del exponencial.

A partir de estas ecuaciones la ecuación 3.47 se puede expresar como:

$$F(\sigma) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \eta(t) e^{i\sigma t} dt \quad (3.53)$$

Sustituyendo la ecuación 3.52 en la ecuación 3.46, se tiene:

$$\eta(t) = \int_{-\infty}^{\infty} A(\sigma) \cos \sigma t d\sigma + \int_{-\infty}^{\infty} B(\sigma) \operatorname{sen} \sigma t d\sigma \quad (3.54)$$

Donde los límites de las integrales van de $-\infty$ a $+\infty$ en lugar de 0 a ∞ y el factor "2" desaparece, ya que $A(\sigma)$ es una función par y $\operatorname{sen} \sigma t$ es una función impar de σ , $A(\sigma) \operatorname{sen} \sigma t$ es una función impar: por tanto, se tiene:

$$\int_{-\infty}^{\infty} A(\sigma) \operatorname{sen} \sigma t d\sigma = 0 \quad (3.55)$$

Y de manera similar,

$$\int_{-\infty}^{\infty} B(\sigma) \cos \sigma t d\sigma = 0 \quad (3.56)$$

Si se suman las integrales 3.54 y 3.55 a la ecuación 3.53, sin que ello altere el valor $\eta(t)$, se tiene:

$$\eta(t) = \int_{-\infty}^{\infty} F(\sigma) e^{i\sigma t} d\sigma = 2 \int_0^{\infty} F(\sigma) e^{i\sigma t} d\sigma \quad (3.57)$$

Las ecuaciones 3.52 y 3.56 reciben el nombre de par transformado de Fourier, donde $F(\sigma)$ es la transformada compleja de Fourier de $\eta(t)$. Expresada en función de la frecuencia, f , en lugar de la frecuencia angular, σ , donde $\sigma = 2\pi f$, se tiene:

$$F(f) = \int_{-\infty}^{\infty} \eta(t) e^{-i\sigma t} dt \quad (3.58)$$

En la práctica, los datos producto de mediciones siempre están registrados de forma discreta y tienen longitud finita, por lo que es más conveniente expresar las ecuaciones 3.52 y 3.56 de esta forma.

$$F(\sigma_j) = \frac{1}{N} \frac{1}{2\pi} \sum_{n=0}^{N-1} \eta_n e^{-i\sigma_j n \Delta t} \quad j = 0, 1, 2, \dots, n/2 \quad (3.59)$$

$$F(f_j) = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} \eta_n e^{-i2\pi f_j n \Delta t} \quad j = 0, 1, 2, \dots, n/2 \quad (3.60)$$

Donde N es el número total de datos de la señal por analizar y Δt es el intervalo de muestreo. La frecuencia angular σ_j , y la frecuencia f_j , se pueden evaluar a través de la relación

$$\sigma_j = 2\pi f_j = \frac{2\pi j}{T} = \frac{2\pi j}{N\Delta t} = 2\pi j \Delta f \quad (3.61)$$

Una forma muy sencilla de calcular los coeficientes de Fourier, una vez corregido el nivel medio, es de la siguiente forma:

1. Inicie con un valor de $j = 0$
2. Evalúe $f_j = j\Delta f$
3. Calcule $F(f_j)$
4. Incremente j en 1
5. Vuelva al paso 2 hasta $j = \frac{N}{2}$

Dado que las componentes de Fourier son simétricas, $F(f_j) = F(-f_j)$, no es necesario calcular las componentes para las frecuencias negativas.

Cuando se tiene un número de datos muy grande este cálculo se hace usando la transformada rápida de Fourier, pero la longitud del registro debe ser una potencia de 2. Por lo que se programan los aparatos para que cumplan esta restricción o se ajustan los

datos ya sea eliminando datos en exceso de la parte inicial o final o añadiendo cero al final del registro.

3.3.2.4 Estimación del espectro

La función de densidad espectral $S(f_n)$, se calcula a través de la transformada rápida de Fourier de la serie de datos de la superficie libre $\eta(t)$, y está definida por:

$$S(f_n) = 0 \quad \text{para } n = 0 \quad (3.62)$$

$$S(f_n) = \frac{1}{2\Delta f} |2F(f_n)|^2 \quad \text{para } n = 1, \dots, \frac{n}{2} \quad (3.63)$$

Donde $f_n = n\Delta f$. El intervalo de frecuencia Δf , se define a partir de la duración de la serie de tiempo, $t_{m\acute{a}x}$, tal que:

$$\Delta f = \frac{1}{t_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{N\Delta t} \quad (3.64)$$

Formas de representar el espectro de energía.

$$S_f(f) = 2\pi S(2\pi f) \quad (3.65)$$

$$S_T(T) = \frac{2\pi}{T^2} S(2\pi f) \quad (3.66)$$

$$S(\sigma) = \frac{1}{2\pi} S_f\left(\frac{\sigma}{2\pi}\right) = \frac{2\pi}{\sigma^2} S_T \frac{2\pi}{\sigma} \quad (3.67)$$

3.3.2.5 Suavizado del espectro

En la práctica, el espectro obtenido a partir del procedimiento anterior tiene una muy buena resolución estadística, sin embargo, para las señales con muchas perturbaciones la fiabilidad estadística disminuye. Por este motivo, hay ocasiones en que es conveniente emplear un proceso de suavizado del espectro, con el fin de aumentar la fiabilidad a costa de perder resolución.

Los valores espectrales estimados fluctúan en torno a los valores del espectro real. Para atenuar estas oscilaciones se realiza el suavizado del espectro con una función de peso $W(f)$, de forma que:

$$\bar{S}(f) = \int_0^\infty S(f_*) W(f_* - f) df_* \quad (3.68)$$

Donde $W(f)$ debe ser una función normalizada, esto es:

$$\int_0^\infty W(f) df = 1 \quad (3.69)$$

El espectro alisado se calcula comúnmente como un promedio ponderado de los vectores espectrales de las frecuencias próximas a ellas.

$$\hat{S}(f) = \sum_{j=k-m}^{j=k+m} W(f_k - f_j) S(f_j) \quad (3.70)$$

Cuando el registro es lo suficientemente largo, algunos tramos pueden considerarse representativos del estado del mar, por lo que se puede elegir varios segmentos de la misma longitud y promediar las estimaciones obtenidas para cada uno de ellos

$$\hat{S}(f_*) = \frac{1}{n} \sum_{n=1}^{n_s} S_n(f_j) \quad (3.71)$$

Donde n_s , es el número de segmentos tomados.

Las funciones de peso más comunes son:

- Filtro rectangular

$$W_1(f_j) = \frac{1}{m}; \quad - \left[\frac{(m-1)}{2} \leq j \leq \left[\frac{m}{2} \right] \right] \quad (3.72)$$

- Filtro triangular

$$W_2(f_j) = \frac{1}{\overline{W}_2} \left\{ 1 - \frac{|j|}{[(m-1)/2]} \right\}; \quad - \left[\frac{(m-1)}{2} \leq j \leq \left[\frac{m}{2} \right] \right] \quad (3.73)$$

- Filtro parabólico

$$W_3(f_j) = \frac{1}{\overline{W}_3} \left\{ 1 - \left(\frac{j}{[(m-1)/2]} \right)^2 \right\}; \quad - \left[\frac{(m-1)}{2} \leq j \leq \left[\frac{m}{2} \right] \right] \quad (3.74)$$

Donde \overline{W}_2 y \overline{W}_3 son constante de normalización que se utilizan para satisfacer la condición dada por la ecuación 3.68.

3.3.2.6 Parámetros espectrales

Todos los parámetros espectrales se calculan a partir de sus diferentes momentos. El momento de orden n respecto al origen se define como:

$$m_n = \int_2^{\infty} f^n S(f) df \quad (3.75)$$

Donde $S(f)$ es la función de densidad espectral y f es la frecuencia.

Cartwright y Longuet – Higgins (1956) proponen un parámetro para describir la anchura espectral.

$$\varepsilon = \left[1 - \frac{m_2^2}{m_0 m_4} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.76)$$

Si el espectro es de banda angosta ε tiende a 0, pero si el espectro es de banda ancha ε tiende a 1.

Debido a que la estimación del momento de cuarto orden es muy sensible a los valores que se tienen en altas frecuencias, para espectros que definen un estado de mar este parámetro no es representativo ya que puede inducir a fuertes errores. Longuet – Higgins (1983) propone otro parámetro de anchura espectral

$$v = \left[\frac{m_0 m_2}{m_1^2} - 1 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.77)$$

Otro parámetro que define la forma del espectro es el de agudeza de pico Q_p , propuesto por Goda (1970). Goda (1985) señala que es cercano a 2 para olas generadas por el viento.

$$Q_p = \frac{2}{m_0^2} \int_0^\infty f(S(f))^2 df \quad (3.78)$$

Existen dos ecuaciones para la estimación del periodo medio de las olas a partir de espectro, estas son:

$$T_{01} = \frac{m_0}{m_1} \quad (3.79)$$

$$T_{02} = \sqrt{\frac{m_0}{m_2}} \quad (3.80)$$

Variación cuadrática media de la superficie libre

$$\eta_{rms} = \sqrt{m_0} \quad (3.81)$$

Altura de ola cuadrática media

$$H_{rms} = \sqrt{8m_0} \quad (3.82)$$

Altura de ola de momento de orden cero

$$H_{m_0} = 4.004\sqrt{m_0} \quad (3.83)$$

Para el caso particular de un espectro de banda estrecha con la distribución de alturas de ola tipo Raleigh, la altura de ola significativa es igual a la altura de ola de orden de momento cero, $H_{m_0} = H_s$.

IV. RESULTADOS

4.1 Hidrodinámica como función del suelo

Para el análisis de los resultados obtenidos en los ensayos realizados se dividieron los datos en archivos de 2048 datos. Para las pruebas 1.1 y 2.1 se tienen 30 archivos y para las pruebas 1.2 y 2.2 59 archivos. Posteriormente se realizó la corrección del nivel medio mediante una corrección parabólica. Después se generó un archivo de una tabla donde la primera columna es el tiempo y las siguientes son los datos de los sensores de nivel. Para este análisis se utilizaron solo los cinco sensores que se encuentran antes de la estructura, ya que el que está detrás de la misma solo recibe la variación de la superficie que se da por la transmisión de energía no es representativo para los cálculos de este trabajo.

Se utilizó un programa realizado en el Instituto de Ingeniería para realizar el análisis espectral para el cálculo de los parámetros del oleaje, este programa aparte de los parámetros de oleaje del análisis espectral estima el coeficiente de reflexión, la altura de ola incidente y reflejada mediante las metodologías de Mansard y Funke (1980) y de Goda (1976).

- **Prueba 1.1**

En la prueba 1.1 altura de 0.06 m y periodo de 0.9 s, se pudo apreciar que hubo poco acarreo de piezas tanto para la prueba con arena como para la prueba con grava, aunque se observó ligeramente más movimiento en la prueba con grava. También se ve que para la prueba con grava prácticamente no hay hundimiento de la estructura, mientras que en la prueba con arena hay un ligero hundimiento y erosión en la parte entre al dique y la pared del canal. Las figuras 4.1 y 4.2 muestran el cambio del perfil de la estructura al final de la prueba 1.1.



Figura 4. 1 Prueba 1.1 arena

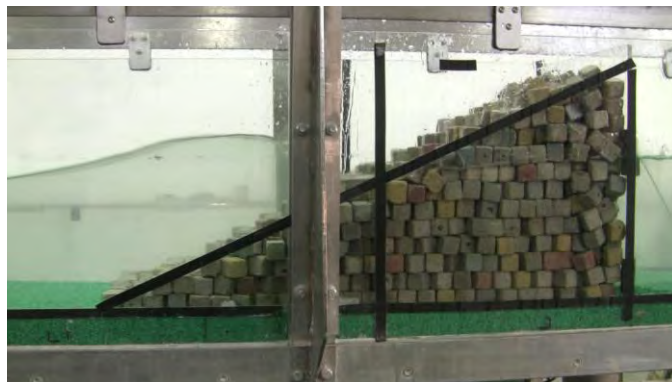


Figura 4. 2 Prueba Grava 1.1

El coeficiente de reflexión, como se muestra en la figura 4.3, inicialmente es mayor para la arena, pero después el coeficiente de reflexión es mayor en la prueba con grava. Los valores del coeficiente de reflexión son muy parecidos ya que al no verse deformada la estructura la hidrodinámica se mantiene. Al final de la prueba cuando la forma de la estructura se ha estabilizado para el oleaje generado, los valores del coeficiente de reflexión son prácticamente iguales. Al seguir la evolución de la reflexión con oleaje regular, en la que se puede distinguir un valor mínimo del coeficiente y después una recuperación del mismo en la medida que el perfil continúa deformándose (Mendoza, 2010).

Se nota además que la altura de ola incidente tiene un comportamiento similar al del coeficiente de reflexión, es decir, los valores entre la altura en la prueba con arena y grava son muy parecidos.

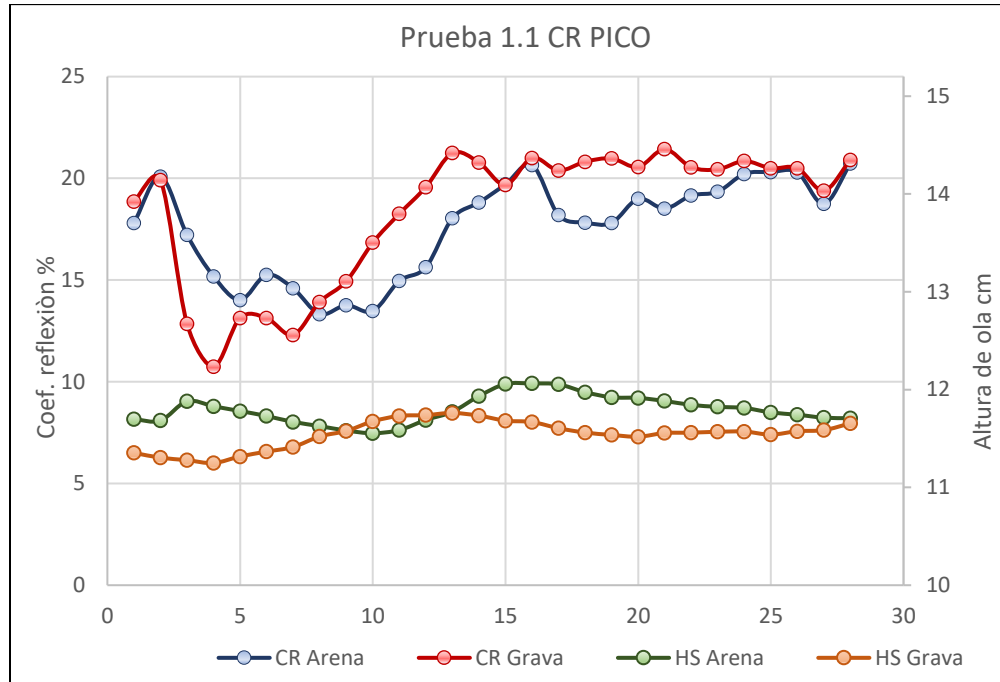


Figura 4. 3 Comparación del coeficiente de reflexión y altura de ola incidente entre grava y arena de la prueba 1.1

- **Prueba 1.2**

Al aumentar la altura de la ola y el periodo se observó que hubo mucho más movimiento de piezas. Se observó también que en el caso de la grava hubo más movimiento, de tal forma que al finalizar la prueba se comenzaba a notar la forma de un perfil en “S”. Inicialmente la extracción de piezas fue mayor y a medida que pasó el tiempo la forma de la estructura se estabilizó y dejó de haber mucho movimiento. Se nota que en el caso de la grava no hay hundimiento a diferencia de la arena donde se aprecia un hundimiento considerable de la estructura y erosión en las partes laterales del dique. En las figuras 4.4 y 4.5 se muestra el estado final de las estructuras después de la prueba 1.2.



Figura 4. 4 Prueba arena 1.2

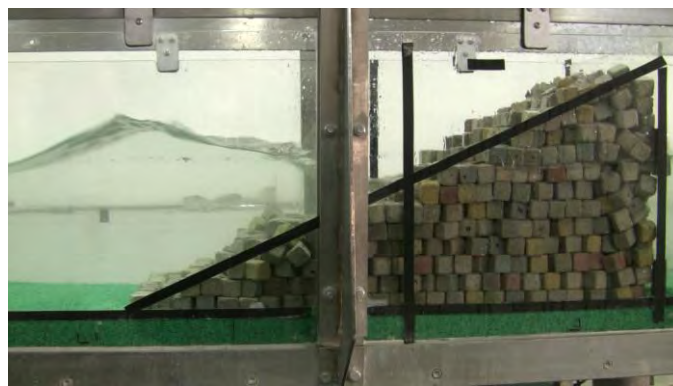


Figura 4. 5 Prueba grava 1.2

El comportamiento del coeficiente de reflexión de esta prueba es muy parecido al de la prueba 1.1 donde también se nota un valor mínimo del coeficiente y después va aumentando a medida que la estructura se deforma. Nuevamente se ve que el coeficiente de reflexión en la prueba realizada con grava como lecho marino es mayor que en la prueba realizada con arena, lo cual muestra una primera evidencia del efecto del tipo de suelo en la reflexión del oleaje frente a un dique.

También se observó que, nuevamente, el comportamiento de la altura de ola es similar al del coeficiente de reflexión y que los coeficientes son mayores que los generados en la prueba 1.1, lo que se coincide con lo hallado por (Quiñones, 2006). En lo que toca a la reflexión, su valor está condicionado por el valor de la altura de ola y la repercusión sobre la estabilidad es significativa inicialmente, ya que posteriormente, pese a que la capacidad de transporte de las piezas se reduce, el coeficiente de reflexión se va incrementando en función de la altura de ola.

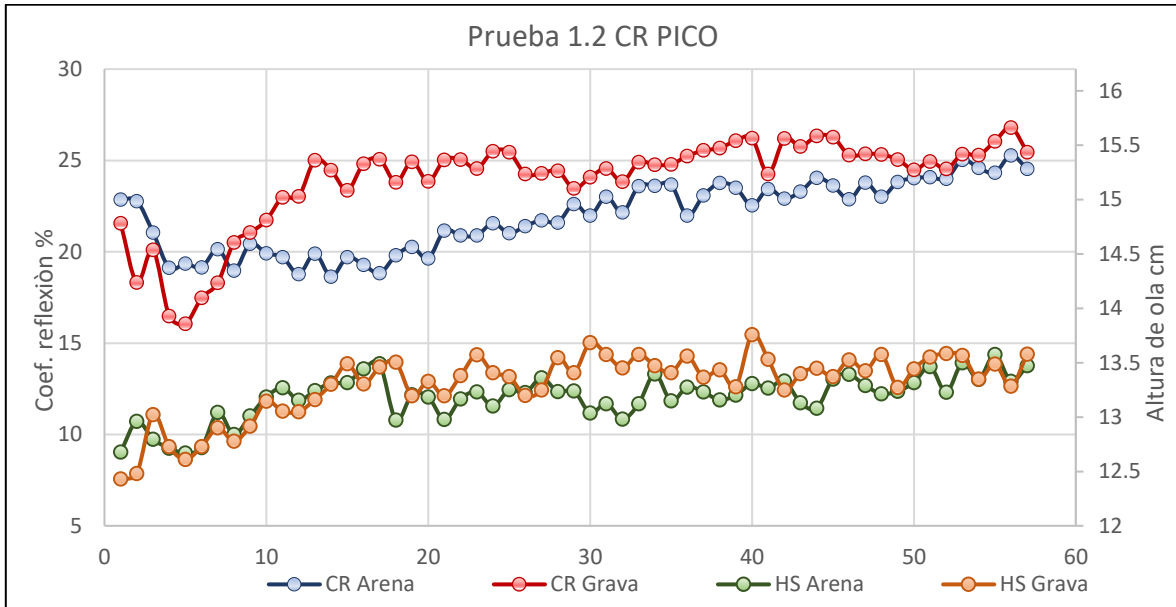


Figura 4. 6 Comparación del coeficiente de reflexión y altura de ola incidente entre grava y arena de la prueba 1.2

- **Prueba 2.1**

Lo primero que se pudo notar en la prueba 2.1 es que hubo mucho movimiento de piezas, mucho más que en las pruebas 1.1 y 1.2. Se observó que después de cierto tiempo de acomodo de las piezas la estructura se estabiliza y deja de haber mucho movimiento, se aprecia más movimiento en el caso de la prueba con grava que la prueba con arena. Para el caso de la grava se nota que comienza a formarse un perfil en S, se nota también ligera erosión en la parte lateral del dique, aunque muy poco hundimiento de la estructura. En las arenas también se presenta un perfil en S, pero menos marcado que en el caso de las gravas, se ve claramente que hubo hundimiento de la estructura y erosión en la parte lateral del dique, el perfil que se formó después de las pruebas, tanto en arena como en grava se muestra en las figuras 4.7 y 4.8.



Figura 4. 7 Prueba grava 2.1



Figura 4. 8 Prueba arena 2.1

En la figura 4.9 donde se muestra la gráfica de los coeficientes de reflexión y alturas de ola incidente, se nota una vez más, pero ahora más claro que el coeficiente de reflexión para la estructura cimentada sobre grava es más grande que para la cimentada sobre arena. Se comprueba nuevamente el mismo comportamiento donde para mayor altura de ola incidente que en es el caso de la grava, el coeficiente de reflexión es mayor. Aunque en la curva del coeficiente de reflexión para arena se nota el mismo comportamiento de un valor mínimo y después aumenta, para el caso de la grava se nota que la curva del coeficiente se mantiene e incluso disminuye un poco, al igual que la curva de altura de ola incidente. Esto se debe a que la estructura ha alcanzado estabilidad para ese tipo de oleaje y como tampoco hay aumento de la altura de ola el coeficiente disminuye un poco debido a que el talud deformado resulta ser menos reflejante y más estable para el estado de mar que lo generó (Clavero et al., 2006).

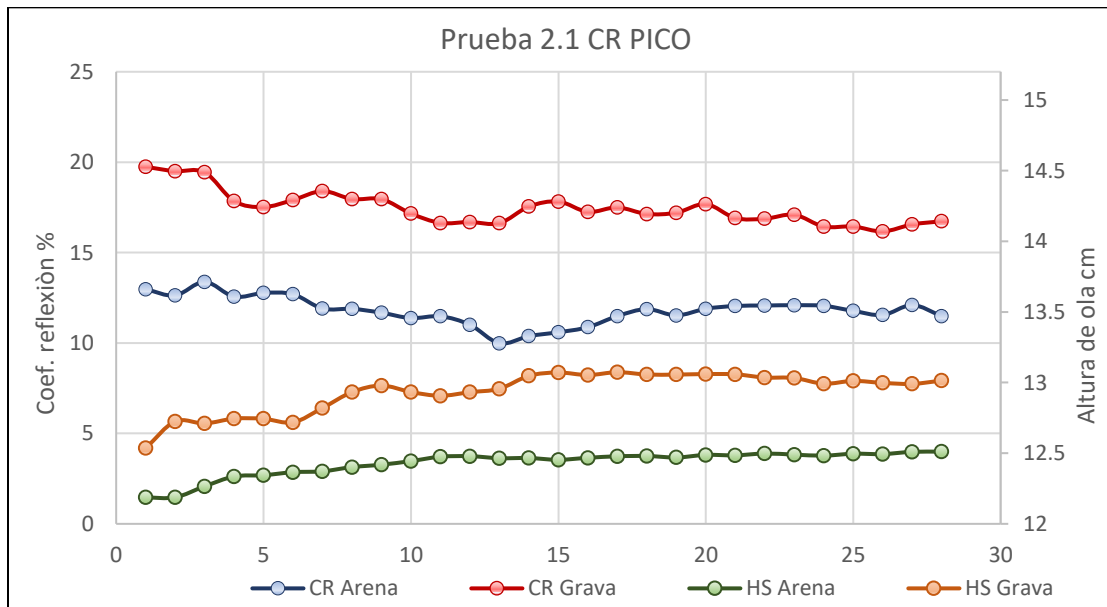


Figura 4. 9 Comparación del coeficiente de reflexión y altura de ola incidente entre grava y arena de la prueba 2.1

- **Prueba 2.2**

En esta prueba se puede observar que a pesar de haber aumentado la altura de la ola ya no se presentó demasiado movimiento de piezas, en esta prueba hubo más movimiento para la prueba con arena, para el caso de la grava ya no aumentó la erosión que se comenzó a presentar en la prueba 2.1 entre el dique y la pared del canal, tampoco se presentó hundimiento de la estructura. En el caso de la prueba con arena como suelo si siguió presentándose hundimiento en la estructura, también se ve que la parte lateral del dique continuó erosionándose. Como se ve en la figura 4.10, el perfil no cambió mucho con respecto a la figura 4.8. En la figura 4.11 se ve que sí hubo más deformación por hundimiento que en la figura 4.7.



Figura 4. 10 Prueba Grava 2.2



Figura 4. 11 Prueba arena 2.2

En cuanto a las curvas de los coeficientes de reflexión y las alturas de ola se observa, nuevamente, que el valor del coeficiente para el caso donde se tiene a la grava como suelo es mayor que cuando se tiene arena. Para el caso de la grava el comportamiento de valores mínimos al inicio y después un aumento gradual, para el caso de la arena se observó una serie de máximos y mínimos, la cual responde a la deformación del perfil (Mendoza et al,

2010). Esta deformación se debió sobre todo al hundimiento de la estructura ya que como se mencionó, en esta prueba no hubo mucho movimiento de piezas.

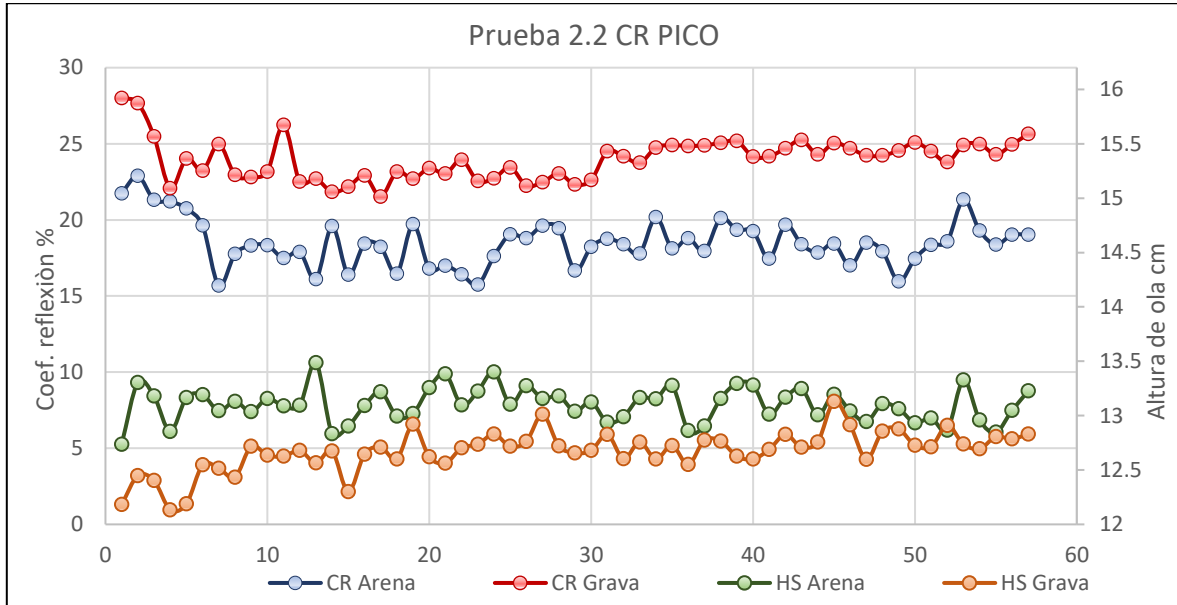


Figura 4. 12 Comparación del coeficiente de reflexión y altura de ola incidente entre grava y arena de la prueba 2.2

A partir de estas pruebas se tiene que el coeficiente de reflexión es mayor en estructuras desplantadas sobre gravas. Aunque hay mayor deformación por extracción de piezas en las pruebas con grava, lo cual sugeriría que forma perfiles menos reflejantes, hay más deformación por hundimiento en las pruebas con arenas lo que podría estar generando un talud con una pendiente menor y como se sabe una pendiente menor genera menor reflexión que uno con una pendiente más pronunciada. De esta forma resalta que la reflexión en un dique depende de la interacción oleaje – estructura – suelo, donde si se cambia alguna variable como el suelo la reflexión será diferente ya que la estructura se comportará diferente y su interacción con el oleaje también cambiará.

También se pudo notar que los diques ensayados con las pruebas 2.1 y 2.2 resultaron más dañados que en los ensayos de las pruebas 1.1 y 1.2, aunque altura de ola era la misma que en las pruebas 2.1 y 2.2 pero tienen periodos más largos, porque lo que también se puede notar que a mayor periodo el oleaje genera más daño en las estructuras.

4.2 Estabilidad del dique

Para realizar el cálculo del diseño por estabilidad del rompeolas se usó el método de Van der Meer para cubos.

Se calcula la longitud de aguas profundas.

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi}$$

Donde g y T son la aceleración de la gravedad y el periodo respectivamente.

Tabla 4. 1 Valores de longitud de aguas profundas

Prueba	L_0 (m)
1.1	1.265
1.2	2.248
2.1	2.248
2.2	2.762

Después se calcula N_s con la fórmula 1.17

$$N_s = \left(6.7 \frac{N_0^{0.4}}{N^{0.3}} + 1 \right) \left(\frac{H_s}{L_0} \right)^{-0.1}$$

Donde

$$0 < N_0 < 2.0$$

Por último, se realiza el cálculo de la longitud del lado del cubo despejando D_{n50} de la ecuación 1.14.

$$D_{n50} = \frac{H_s}{S_r N_s}$$

S_r se estima con la ecuación 1.10 con $\gamma_s = 1950$ (Mendoza 2010), esto es

$$S_r = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{1950 - 1000}{1000} = 0.95$$

A continuación, se presenta una tabla con los valores obtenidos de D_{n50} para las diferentes pruebas realizadas.

Tabla 4. 2 Resultados de D_{n50}

Prueba	H_s	N_s	D_{n50}
Arena 1.1	0.118 m	2.337	5.048 cm
Arena 1.2	0.132 m	2.448	5.386 cm
Arena 2.1	0.124 m	2.463	5.047 cm
Arena 2.2	0.131 m	2.500	5.239 cm
Grava 1.1	0.115 m	2.342	4.929 cm
Grava 1.2	0.133 m	2.446	5.438 cm
Grava 2.1	0.129 m	2.453	5.274 cm
Grava 2.2	0.127 m	2.509	5.051 cm

Como se observa en la tabla anterior los valores de D_{n50} son muy superiores a los 3 cm que tienen los cubos de concreto que se utilizaron en los ensayos; esto explica el desplazamiento de piezas que ocurrió durante las pruebas realizadas. En este sentido, los hallazgos de esta tesis aplican para el caso de una estructura sujeta a sollicitaciones mayores a su condición de daño nulo.

V. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO

5.1 Conclusiones

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos realizados en el Laboratorio de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM, con el objetivo de conocer cómo afecta el tipo de lecho marino a la estabilidad y el comportamiento hidrodinámico de una estructura de piezas sueltas, se llegó a las siguientes conclusiones.

- El tipo de lecho marino influye en el comportamiento de la reflexión de las olas modificando su coeficiente de reflexión, ya que el suelo condiciona la estabilidad de la estructura haciendo que haya modificaciones en ella y con ello cambios en su comportamiento hidrodinámico.
- Oleajes con periodos más largos generan más daño que las de periodo corto en las estructuras, tanto en el acarreo y hundimiento de las piezas como en la socavación del suelo.

- El perfil deformado después del oleaje es más estable, y, a pesar de que aún hay movimiento de las piezas la capacidad de extracción disminuye.
- La curva de la altura de ola incidente tiene un comportamiento similar a la de curva del coeficiente de reflexión, por lo que hay una relación directa entre estos, en donde a mayor altura de ola incidente es mayor el coeficiente de reflexión.
- La fricción entre las piezas y la gravedad son las principales fuerzas que se oponen a la extracción de piezas.

5.2 Futuras líneas de trabajo

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

- Utilizar diferentes tipos de diques y materiales para observar cómo cambia el coeficiente de reflexión de acuerdo con el tipo de dique y el tipo de suelo.
- Utilizar diferentes tipos de materiales para formar el talud, para ver cómo cambia el comportamiento del suelo y del coeficiente de reflexión ante distintos materiales.
- Utilizar más tipos de materiales como tipo de lecho marino para comparar el comportamiento del dique en más tipos de suelo.
- Realizar el análisis del suelo para ver su comportamiento en las pruebas realizadas.
- Hacer ensayos con más cantidad de periodos y alturas de ola.

BIBLIOGRAFÍA

Alejandre, A.A., (2016) "Reproducción en laboratorio de la falla por hundimiento de estructuras cerca de la costa sobre suelos finos: análisis del oleaje", Tesis para obtener el grado de Ingeniero civil, Instituto de Ingeniería, UNAM

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

CLAVERO, M., MENDOZA, E., BENEDICTO, I., SILVA, R., RAMOS, V. and LOSADA, M. Experimental verification of mound breakwater built with an S-profile. 30th International Conference on Coastal Engineering. Vol. 5, 2006, pp. 5059- 5066.

Comisión Federal de Electricidad, CFE (2014), "Manual de diseño de obras civiles, Obras marítimas", CFE, Tomo I, México, pp 49 – 115.

Comisión Federal de Electricidad, CFE (2014), "Manual de diseño de obras civiles, Obras marítimas", CFE, Tomo III, México, pp 116 – 134

Garrison, T. S. (2015). Oceanography: an invitation to marine science. Cengage Learning.

Goda, Y., & Suzuki, Y. (1977). Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments. In *Coastal Engineering 1976* (pp. 828-845).

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

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

Hudson, R. Y. (1959, September). Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters. ASCE.

Iribarren, R., & Nogales, C. (1950). Generalización de la Fórmula para el Cálculo de los Diques de Escollera y Comprobación de sus Coeficientes. *Revista de Obras Públicas*. Madrid, 239-277.

Jiménez Salas, J. A. de Justo, JL y Serrano, A. (1976)" Geotecnia y Cimientos II. Mecánica del Suelo y de las Rocas". Ed. Rueda, Madrid.

Jiménez Salas, J. A. (1980). Geotecnia y cimientos III. Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la Geotecnia. Editorial Rueda, Madrid.

Johnson, R, Mansard, E y Ploeg, J (1978), Effects of wave grouping on breakwater stability, Int Conference on Coastal Engineering, ASCE, Hamburgo

BIBLIOGRAFÍA

Juárez B.E., (2005), "Mecánica de suelos I: Fundamentos de la mecánica de suelos", Vol 1, Limusa, México, pp 97-122

Khintchine, A. (1934). Korrelationstheorie der stationären stochastischen Prozesse. Mathematische Annalen, 109(1), 604-615.

Kinsman, B (1965), Wind waves, Printice-Hall, Englewood Cliffs, Nueva Jersey

Longuet-Higgins, M. S. (1952). On the statistical distribution of the heights of sea waves. J. Mar. Research, 11(3), 245-266.

Longuet – Higgins, M S (1983), On the joint distribution of waves periods and amplitudes in a random wave field, Proc Roy Soc, 389, 241 – 258

Losada, M A y Jiménez-Curto, L A (1978), análisis estadístico y espectral de regímenes, Curso de Puertos, Universidad de Santander, Escuela Tecnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Santander, España, 56 pp

Losada, M. A., & Giménez Curto, L. A. (1980). Mound breakwaters under wave attack. Department of Oceanographical and Ports Engineering.

Losada, M. A., & Giménez-Curto, L. A. (1982). Mound breakwaters under oblique wave attack; a working hypothesis. Coastal Engineering, 6(1), 83-92.

Mansard, E. P., & Funke, E. R. (1980). The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method. In *Coastal Engineering 1980* (pp. 154-172)

Mendoza-baldwin, E. et al. (2010). Evolución del comportamiento hidráulico y de la geometría de diques homogéneos al ser deformados por el oleaje. Tecnología Y Ciencias Del Agua, I, 21–35.

Newland, D. E., & Saunders, H. (1986). An Introduction to Random Vibration and Spectral Analysis.

Quiñones Huerta José L., 2004, "Análisis de ondas y reflexión en laboratorio", Tesis de Licenciatura, UNAM, noviembre de 2004

Quiñones Huerta, L. J. (2006). Estabilidad de diques en talud. UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

Reséndiz Moreno, D. E. (2013). Morfodinámica costera bajo condiciones de rotura tipo voluta. Universidad Nacional Autónoma de México.

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

Sumer, B. M., Fredsøe, J., Christensen, S., & Lind, M. T. (1999). Sinkingfloatation of pipelines and other objects in liquefied soil under waves. Coastal Engineering, 38 : 53-90

Sumer, B. M., & Fredsøe, J. (2002). The Mechanics of Scour in the Marine Environment. Singapore : World Scientific.

Van Der Meer J. W., 1988, "Deterministic and Probabilistic Desing of Breakwater Armor Layers", Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 114, No. 1, pp. 66-80.

