



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

MODELADO FÍSICO Y NUMÉRICO DE LA INTERACCIÓN DE ONDAS
ENFOCADAS CON ESTRUCTURAS COSTERAS

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

BRAYAN RODRIGO COVARRUBIAS CONTRERAS

TUTOR PRINCIPAL

DR. ALEC TORRES FREYERMUTH
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, SEPTIEMBRE 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO

Presidente Dr. Figueroa Espinosa Bernardo

Secretario Dr. Appendini A. Christian M.

Vocal Dr. Torres Freyermuth Alec

1er suplente Dr. López González José

2do suplente Dra. Medellín Mayoral Gabriela

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Laboratorio de Ingeniería y Procesos Costeros del Instituto de Ingeniería Sisal,
Yucatán, México.

TUTOR TESIS:

DR. ALEC TORRES FREYERMUTH



FIRMA

Agradecimientos

Dios

Por haberme acompañado en este proceso de mi vida y brindarme amor y sabiduría. Apoyarme en los momentos complicados y darme momentos alegres que fueron importantes para no desfallecer. Por las personas que puso en mi camino y los hermosos lugares que me dejo conocer en mi estancia en el sureste del país.

Mi familia

A mis padres que siempre creen en mí y sus palabras son de apoyo y aliento poniendo mi vida en manos de Dios. A mi abuela Candelaria Yáñez que sus palabras cuando comencé esta etapa de mi vida fueron de orgullo y alegría, y que lamentablemente partió para no ver este logro, gracias abuela por tus consejos y amor. A la familia Covarrubias y Contreras que tiene palabras motivadoras en mi vida.

Tutor/Asesor

Al Dr. Alec Torres Freyermuth por haberme dado la oportunidad de pertenecer al LIPC adquiriendo conocimiento y experiencia. Porque con él aprendí que no hay título, nombramiento o puesto para ser una persona humilde que me dedicó tiempo, paciencia y mucho conocimiento. Que sus comentarios siempre fueron para crecimiento personal y profesional.

Amigos

A mis amigos que a la distancia me animaban y me felicitaban. A los amigos que conocí en el hermoso sureste de México que me brindaron una buena compañía. A Oswaldo y Laura que apoyaron incondicionalmente en este proceso aportando conocimiento y buenos momentos.

IINGEN Sisal

A los maestros y técnicos que tuvieron la disposición de enseñar y compartir conocimiento. Al Dr. José López González que me brindó apoyo cuando lo necesité y aportó siempre comentarios tan acertados de los cuales adquirí mucho conocimiento.

Sinodales

Por el tiempo que se tomaron para darme sus comentarios y observaciones en mi trabajo de tesis.

A CONACYT por la beca otorgada (No. 488695) para la realización de mi posgrado y a la DGAPA PAPIIT-UNAM (IN101218) por el financiamiento para realizar los ensayos en el canal de oleaje.

Resumen

Las estructuras costeras brindan protección de la infraestructura asentada en la costa. Sin embargo, el estudio de su estabilidad y funcionalidad es complicado debido a las interacciones no-lineales del oleaje que pueden dar como resultado oleaje extremo asociado a ondas enfocadas. Este fenómeno es responsable de daños en estructuras en la costa y costa afuera. En el presente trabajo se analizó la estabilidad y funcionalidad de estructuras costeras en la presencia de ondas enfocadas y las implicaciones de este fenómeno en su diseño. Para ello, se realizó un modelado físico, se implementó un modelo numérico RANS y se evaluaron formulaciones semiempíricas existentes en la literatura.

Los ensayos fueron realizados en un canal de oleaje con ondas enfocadas en la presencia y ausencia de una estructura costera (dique vertical). Se midió la superficie libre a lo largo del canal, presiones, subpresiones y rebase en la estructura. Las mediciones realizadas en el canal de oleaje fueron utilizadas para validar un modelo numérico RANS (COBRAS), obteniendo resultados satisfactorios de la transformación del oleaje, las presiones y el rebase asociado a ondas enfocadas.

El modelo numérico validado fue utilizado para extender los resultados obtenidos en el canal de oleaje. Específicamente se estudió el comportamiento de las presiones, subpresiones y rebases debido a la interacción de las ondas enfocadas considerando diferentes posiciones de la estructura con respecto al punto de enfocamiento. Los resultados numéricos muestran que las presiones, subpresiones y rebases aumentan cuando la estructura (dique vertical) se encuentra en el punto de enfocamiento o antes, y disminuye cuando se encuentra después del punto de enfocamiento. Las diferencias de presiones pueden ser de hasta 17% y en el rebase de 38%.

Finalmente, se compararon los resultados del modelo físico con formulaciones semiempíricas encontrando diferencias significativas en rebase del 97% y en presiones y subpresiones del 88%. Esto demuestra que las formulaciones semiempíricas son limitadas ya que no representan este tipo de casos. De acuerdo a los resultados de este trabajo se sugiere el uso de un factor de corrección.

Contenido

1. Introducción	1
1.1 Motivación	1
1.2 Estructura del documento	2
2. Estado del arte	3
2.1 Ondas enfocadas	3
2.2 Tipología de estructura costeras	4
2.3 Interacción oleaje – estructura	7
2.3.1 Funcionalidad de estructuras costeras	8
2.3.2 Estabilidad de estructuras costeras	15
3. Planteamiento del Problema y Objetivos	23
3.1 Planteamiento del problema.....	23
3.2 Objetivos.....	23
4. Metodología	24
4.1 Generación de ondas enfocadas y oleaje irregular.....	25
4.2 Modelado físico	27
4.2.1 Descripción del canal de oleaje	27
4.2.1.2 Descripción de los ensayos.....	29
4.2.2 Diseño de la tipología.....	30
4.2.3 Construcción y colocación de la tipología	34
4.2.4 Instrumentación	36
4.2.4.1 Superficie libre.....	36
4.2.4.2 Presión	38
4.2.4.3 Rebase	39
4.2.5 Generación de oleaje en el canal.....	40
4.2.6 Análisis de datos	40
4.3 Modelado numérico.....	41
4.3.1. Formulación matemática	41
4.3.2 Generación de oleaje	44
4.3.3 Descripción de los casos simulados	45
4.3.4 Generación de malla	45
4.3.5 Condiciones de contorno.....	46
4.3.6 Análisis de datos	47
4.4 Formulaciones semiempíricas.....	48
4.4.1 Presiones dinámicas y subpresiones dinámicas	48
4.4.2 Rebase	49
5. Resultados	50
5.1 Modelado físico	50
5.2 Modelado numérico.....	60
5.2.1 Validación	60
5.2.1.1 Serie temporal de superficie libre.....	60
5.2.1.2 Serie temporal de presiones	60
5.2.1.3 Rebase	62
5.2.2 Aplicación del modelo numérico	63
5.3 Formulaciones semiempíricas.....	64
6. Discusiones	67
6.1 Modelado físico	67
6.2 Modelado numérico.....	68
6.3 Formulaciones semiempíricas.....	69
7. Conclusiones	70
8. Referencias	72

Apéndice	78
A. Rebase de las 15 pruebas del ensayo 4 con el sensor resistivo y de presión	78
B. Presiones, subpresiones y caudales del modelo físico (Ensayo 2) y numérico (Caso 2)	80

Índice de Figuras

Figura 1. Partes de un dique de abrigo	4
Figura 2. Dique vertical.....	5
Figura 3. Dique mixto	5
Figura 4. Dique en talud (simétrico y asimétrico)	6
Figura 5. Esquema básico de formas de impactos de oleaje sobre parámetros verticales	7
Figura 6. Fuerzas actuantes y fuerzas resistentes que se presenta en un dique vertical	15
Figura 7. Modos de fallos que se presentan en diques verticales	15
Figura 8. Modos de fallos que se presentan en diques verticales	16
Figura 9. Mapa paramétrico para la determinación de la tipología de impactos sobre una estructura (Kortenhaus & Oumeraci 1998).....	18
Figura 10. Diagrama de presiones Goda 1974	20
Figura 11. Abaco para obtener a_{11}	21
Figura 12. Diagrama de cargas de Günback y Gökce (1984)	22
Figura 13. Diagrama de flujo de la metodología para modelar física y numéricamente la interacción de ondas enfocadas con estructuras costeras.	24
Figura 14. a) Grupo de ondas enfocadas en aguas intermedias de 32 componentes con una $f_c=1$ Hz, $f_1=0.3$ Hz, $f_2=0.7$ Hz y $A=0.06$ m, tomando en cuenta un punto de enfocamiento a 19m. b) Espectro tipo “sombrero” del grupo de ondas de la Fig.13 a).....	26
Figura 15. Canal de olas del LIPC de la UNAM	27
Figura 16. Estructura de sustentación del pistón - pala generadora.....	28
Figura 17. Esquema de la geometría del canal.....	28
Figura 18. Equipo de cómputo, sistema de adquisición de datos VTI y armario de control VTI	29
Figura 19. Sección transversal del dique vertical.....	30
Figura 20. Diagrama de fuerzas en el dique	32
Figura 21. Diagrama de fuerzas y distancias para generar momento en el dique vertical	32
Figura 22. Construcción del cajón del dique	34
Figura 23. Construcción y forrado del vertedero con acrílico.....	34
Figura 24. Sellado de la madera con resina.....	34
Figura 25. Elaboración de la banqueta del dique vertical	35
Figura 26. Colocación del dique encima de la banqueta	35
Figura 27. Colocación de los contrapesos	35
Figura 28. Plano de ubicación de los sensores de nivel ensayo 1	37
Figura 29. Plano de ubicación de los sensores de nivel ensayo 2,3 y 4	37
Figura 30. Colocación de los sensores tipo resistivos	37
Figura 31. Plano de ubicación de los sensores de presión.....	38
Figura 32. Colocación de sensores de presión	38
Figura 33. Colocación de sensor nivel acústico	39
Figura 34. Colocación de sensor de nivel tipo resistivo y sensor de presión	39
Figura 35. Características de la malla de cálculo en el modelo COBRAS	46
Figura 36. Definición de valores del medio poroso y geometría de la estructura, (obstáculo impermeable: color amarillo obstáculo, medio poroso: color rojo).....	46
Figura 37. Tipo de oleaje pulsante interactuando con el dique vertical del (a) Ensayo 2 y (b) Ensayo 3.....	48
Figura 38. (a) Alturas de ola máxima a lo largo del canal del LIPC del II-UNAM para el ensayo 1. (b) series temporales de la superficie libre a $x=1$ m, $x=8$ m y $x=17$ m.....	50

Figura 39. (a)Ensamble de las alturas de ola máxima que se presentaron a lo largo del canal del LIPC del II-UNAM de las 15 repeticiones del ensayo 2. (b) Promedio \pm desviación estándar de las 15 repeticiones del ensayo 2. (c) Comportamiento de la superficie libre a $x=1$ m, $x=8$ m y $x=17$ m del ensayo 2.	51
Figura 40. (a) Series temporales de presión en cada sensor correspondiente a las 15 repeticiones realizadas durante el ensayo 2. (b) Serie temporal del promedio de ensamble los sensores de presión de las 15 repeticiones en el ensayo 2.	52
Figura 41. (a) Presiones y (b) subpresiones dinámicas máximas que se presentaron en el dique del ensayo 2.Las barras representan la desviación estándar de las realizaciones.....	53
Figura 42. (a)Ensamble de las alturas de ola máxima que se presentaron a lo largo del canal del LIPC del II-UNAM correspondiente a las 15 repeticiones del ensayo 3. (b) Promedio \pm desviación estándar de las 15 repeticiones del ensayo 3. (c) Comparación del ensayo 1 al 3 del comportamiento de la superficie libre a $x=1$ m, $x=8$ m y $x=17$ m. (ensayo 1: línea cyan; ensayo 2: línea café; ensayo3: línea azul).....	54
Figura 43. (a) Ensamble de los sensores de presión de las 15 repeticiones en el ensayo 3. (b) Promedio de los sensores de presión de las 15 repeticiones en el ensayo 3.	55
Figura 44. (a) Presiones y (b) subpresiones dinámicas máximas que se presentaron en el dique del ensayo 3.	56
Figura 45. Ensamble de las (a) alturas de ola máxima y las (b) alturas de ola significativa que se presentaron a lo largo del canal del LIPC del II-UNAM para las 15 repeticiones del ensayo 4. (c) Promedio \pm desviación estándar de las (c) alturas de ola máxima y las (d) alturas de ola significativa de las 15 repeticiones del ensayo 4.	57
Figura 46. Presiones dinámicas (a) máximas y (b) promedios. Subpresiones dinámicas (c) máximas y (d) promedios que se presentaron en el dique del ensayo 4.	58
Figura 47. (a) Ensamble de los rebases instantáneos de las 15 repeticiones del ensayo 2. . (b) Ensamble de rebases instantáneos de las 15 repeticiones del ensayo 4.	59
Figura 48. (a) Comportamiento entre el modelo numérico (línea azul) y mediciones (línea roja) de la superficie libre a $x=1$ m, $x=8$ m y $x=17$ m para (a) propagación de ondas enfocadas e (b) interacción de grupo de ondas enfocadas con estructura.	60
Figura 49. Serie temporal de presiones del Ensayo 2 comparadas con el Caso 2.	61
Figura 50. Comparación de las de presiones simuladas (línea discontinua) con las presiones del laboratorio del ensayo 2 (línea continua) sobre la estructura utilizada.....	62
Figura 51. Comparación entre el modelo numérico y mediciones de la evolución temporal del rebase instantáneo del ensayo 2 comparado con el caso 2.....	62
Figura 52. (a) Presiones y (b) subpresiones dinámicas máximas de los caos 2 al 6.	63
Figura 53. Plano de ubicación de la estructura en el modelo numérico de los caos 2 al 6.....	63
Figura 54. Evolución temporal del rebase instantáneo para: (a) caso 3, (b) caso 4, (c) caso 5 y (d) caso 6.....	64
Figura 55. Comparación de las de presiones del modelo Goda 1974 (línea discontinua) con las presiones del laboratorio (línea continua) del (a) ensayo 2 y (b) ensayo 3.	65

Índice de Tablas

Tabla 1. Formulaciones para el cálculo del coeficiente de trasmisión (Adapta de Guanche, 2017))	10
Tabla 2. Formulaciones para el cálculo de run-up. (Adaptada de Guanche, 2017)).....	11
Tabla 3. Caudales de diseño. Estado Límite de Servicio y Estado Límite Último Fuente: (CEM, 2003)	13
Tabla 4. Formulaciones para tener un valor aproximado de rebase. (Modificado de Guanche, 2017))	14
Tabla 5. Métodos para el cálculo de las fuerzas y presiones actuantes. Fuente: PROVERBS.....	17
Tabla 6. Ensayos realizados en el Canal de olas del LIPC de la UNAM	29

Tabla 7. Valores para el cálculo del peso de los elementos de la banqueta del dique vertical	31
Tabla 8. Disposición de los sensores de oleaje ensayo 1	36
Tabla 9. Disposición de los sensores de oleaje ensayo 2,3 y 4	36
Tabla 10. Disposición de los sensores de presión con origen X=0 y Y=0 en el fondo.....	38
Tabla 11. Casos modelados en COBRAS.....	45
Tabla 12. Parámetros utilizados en el método de Goda (1974).....	49
Tabla 13. Parámetros utilizados en el método de Franco <i>et al.</i> (1999).....	48
Tabla 14. Promedio y desviación estándar de los rebases en los ensayos 2 y 4	59
Tabla 15. Caudales obtenidos del modelo Franco <i>et al.</i> (1999) y del modelo físico de los ensayos 2 y 3 mostrando su erro absoluto y error relativo.....	64
Tabla 16. Caudales obtenidos del modelo físico (Ensayo 2) y numérico (Caso3 y 6) mostrando su erro absoluto y error relativo.	65
Tabla 17. Error absoluto y relativo de las presiones y subpresiones del modelo físico y Goda (1974) del ensayo 2.....	66
Tabla 18. Error absoluto y relativo de las presiones y subpresiones del modelo físico y Goda (1974) del ensayo 3.....	66
Tabla 19. Error absoluto y relativo de las presiones y subpresiones del modelo numérico (Caso 3 y 6) y Goda (1974) (Ensayo 2).....	66

Simbología

A	Área del talud de una estructura (m^2)
A_C	Cota de coronación de la berma respecto al nivel medio del mar (m)
a_i	Amplitud de la componente i -ésima de un oleaje (m)
B	Ancho de berma
D	Tamaño de grano (m)
D_{n50}	Diámetro medio nominal de diseño (m)
E_i	Energía incidente por longitud de onda y unidad de frente de onda (Nw/m)
E_r	Energía reflejada por longitud de onda y unidad de frente de onda (Nw/m)
E_t	Energía transmitida por longitud de onda y unidad de frente de onda (Nw/m)
F	Función VOF (Volumen de Fluido)
F_H	Fuerza horizontales (Nw)
F_V	Fuerza verticales (Nw)
F_R	Fuerza Resistentes (Nw)
F_A	Fuerza Actuantes (Nw)
g	Aceleración de la gravedad (m^2/s)
h	Calado (m)
H	Altura de ola (m)
H_0	Altura de ola en aguas profundas (m)
h_b	Calado a 5Hs del dique (m)
H_b	Altura de ola en rotura (m)
H_i	Altura de ola incidente (m)
H_{m0}	Altura de ola de momento de orden cero (m)
H_{m0r}	Altura de ola de momento de orden cero reflejada (m)
H_r	Altura de ola reflejada (m)
H_s	Altura de ola significativa (m)
h_s	Calado a pie de estructura (m)
k	Número de onda ($2\pi/L$) (m^{-1})
K_r	Coefficiente de reflexión
K_t	Coefficiente de transmisión
L	Longitud de onda
L_0	Longitud de onda en aguas profundas ($gT^2/2\pi$) (m)
L_{0m}	Longitud de onda en aguas profundas correspondiente al periodo medio (m)

L_{Op}	Longitud de onda en aguas profundas correspondiente al periodo de pico (m)
L_p	Longitud de onda correspondiente al periodo de pico (m)
M	Masa
M_A	Momento Actuante ($Nw \cdot m/m$)
M_R	Momento Resistente ($Nw \cdot m/m$)
ρ	Porosidad
p	Campo de presiones
P	Permeabilidad de notación
P	Probabilidad de rebase
P_i	Percentil i de presión
P_{max}	Presión máxima
P_s	Presión hidrostática (Nw/m^2)
q	Caudal medio de rebase ($m^3/s/m$)
Q	Caudal medio de rebase adimensional ($m^3/s/m$)
R_c	Francobordo (m)
R_e	Numero de Reynolds
R_s	Presión hidrostática sobre un por metro lineal de cajón ($Nw/m^2/m$)
R_u	Ascenso máximo del oleaje respecto al nivel medio del mar (Run-up) (m)
$R_{ui\%}$	Ascenso del oleaje superado solo por $i\%$ del oleaje incidente (m)
R_{us}	Run-up Significante (m)
s_0	Peralte del oleaje en profundidades indefinidas (H_0/L_0)
s_{0m}	Peralte del oleaje en profundidades indefinidas correspondiente al periodo medio (H_s/L_{0m})
s_{0p}	Peralte del oleaje en profundidades indefinidas correspondiente al periodo de pico (H_s/L_{0p})
s_m	Peralte del oleaje correspondiente al periodo medio (H_s/L_m)
s_p	Peralte del oleaje correspondiente al periodo de pico (H_s/L_p)
T	Periodo del oleaje (s)
t	Tiempo
T_{0m}	Periodo medio del oleaje en profundidades indefinidas (s)
T_{0p}	Periodo de pico del oleaje en profundidades indefinidas (s)
T_m	Periodo medio del oleaje (s)
T_p	Periodo de pico del oleaje (s)
u	Campo de velocidades horizontal
v	Viscosidad cinemática (m^2/s)
V	Volumen de rebase por ola y unidad de longitud de dique (m^3/m)
V	Volumen total (m^3)
v	Campo de velocidades vertical
w	Campo de velocidades transversal
X	Parámetro que contiene la relación de esbeltez de la ola y la mayor parte del número de rocas en la sección transversal.
z	Coordenada vertical $z = 0$ el nivel medio y $z = -h$ en el fondo (m)
z	Profundidad
α_i	Factores dependientes del oleaje y la profundidad
α	Pendiente del talud ($^\circ$)
α	Coefficiente empírico adimensional del medio poroso para el término de fricción lineal
α, θ	Ángulo de incidencia ($^\circ$)
β	Coefficiente empírico adimensional del medio poroso para el término de fricción no lineal
βt	Coefficiente de corrección de la viscosidad de remolino
γ_b	Factor de influencia de la berma, Van der Meer (1995)
γ_h	Factor de influencia por profundidad pie de dique, Van der Meer (1995)
γ_r	Factor de influencia por rugosidad del talud, Van der Meer (1995)
γ_β	Factor de influencia del ángulo de incidencia del oleaje, Van der Meer (1995)
γ_s	Coefficiente adimensional de la geometría frontal del paramento.
η	Superficie libre (m)
μ	Coefficiente de fricción estructura-banqueta. (Sd)
ν	Viscosidad del fluido

ν_t	Viscosidad de remolino
ξ_0	Número de Iribarren para oleaje regular en profundidades indefinidas
ξ_{0m}	Número de Iribarren para oleaje irregular y periodo medio en profundidades indefinidas (Sd)
ξ_{0p}	Número de Iribarren para oleaje irregular y periodo de pico en profundidades indefinidas (Sd)
ξ_{eq}	Número de Iribarren para oleaje irregular equivalente por existencia de berma en un talud, Van der Meer (1995)
ρ	Densidad (kg/m^3)
ρ_w	Densidad del agua (<i>agua salada</i> = 1025 kg/m^3 , <i>agua dulce</i> 1000 kg/m^3)

1. Introducción

1.1 Motivación

La costa es una zona altamente vulnerable y en la que se desarrollan actividades económicas importantes. Una de las principales funciones de las estructuras costeras es la protección de la infraestructura en la costa asociada a las diferentes actividades económicas (desarrollos turísticos, zonas industriales, y operaciones portuarias) durante eventos extremos. Las estructuras costeras se encuentran sometidas continuamente a la acción del oleaje que puede poner en riesgo su estabilidad y funcionalidad durante eventos extremos. Por lo tanto, es importante un diseño que garantice la estabilidad y funcionalidad de cualquier obra de acuerdo a su vida útil. Unas de las herramientas más utilizadas para el diseño son el modelado físico (Jiménez, 2010; Guanche, 2007), formulaciones semiempíricas y paramétricas (Goda, 1974; Franco *et al.*, 1974), y el modelado numérico (Losada *et al.*, 2008; Guanche *et al.* 2009; Higuera *et al.*, 2014; Palemón-Arcos *et al.*, 2015).

El oleaje es un fenómeno aleatorio por lo que para un espectro de energía determinado existen un número infinito de series de tiempo del tren de olas (Palemón-Arcos *et al.*, 2015). Por lo tanto, los parámetros espectrales no proveen de la información necesaria para la reconstrucción de la serie original. Esta información es relevante pues en la realidad la interacción entre las componentes puede variar independientemente de que un tren de olas contengan la misma energía y distribución energía. Las componentes pueden interactuar de manera positiva o negativa. Un ejemplo es la generación de ondas enfocadas cuando las componentes del grupo de ondas transitorias entran en fase en un lugar en el espacio. Esto puede dar como resultado oleaje extremo conocido como *rogue waves* (Stangonas *et al.* 2018). Este tipo de ondas en los registros se caracterizan por ser una onda solitaria, notablemente asimétrica en su horizontalidad presentando una ola extrema (Van den Boomgaard, 2003). Esta ola extrema es comúnmente 1.8 a 1.9 veces la altura de ola significativa (Nikolkina & Didenkulova, 2011).

La mayoría de los estudios con ondas enfocadas se han desarrollado para aguas profundas e intermedias utilizando modelos numéricos (Amarachaharam, 2016; Li *et al.* 2018) o físicos (Ryu & Chang, 2008). Esto se debe a que las plataformas petroleras y los buques son vulnerables al embate de este tipo de fenómenos, las cuales han sido responsables de diferentes daños. Sin embargo, pocos trabajos se han enfocado en conocer las implicaciones en zonas cercanas a la costa.

Estudios recientes (Whittaker *et al.*, 2017; Whittaker *et al.*, 2018) han demostrado la importancia de las ondas enfocadas en el rebase y las fuerzas en estructuras costeras. Sin embargo, este tema requiere de mayor atención para comprender las implicaciones de este fenómeno en el diseño de estructuras costeras. En el presente

trabajo se analizará la estabilidad y funcionalidad de estructuras costeras en la presencia de ondas enfocadas y las implicaciones de este fenómeno en su diseño a través de modelado físico, numérico, y formulaciones semiempíricas.

1.2 Estructura del documento

La estructura seguida en la presente tesis es la siguiente:

En el capítulo 2 se presenta una revisión de los trabajos previos relacionados con la generación de ondas enfocadas, la funcionalidad y estabilidad de las estructuras costeras, y las formulaciones semiempíricas disponibles en la literatura.

En el capítulo 3 se presenta el planteamiento del problema y se mencionan los objetivos principales del trabajo.

En el capítulo 4 se describe la metodología llevada a cabo para el modelado físico, modelado numérico, formulaciones semiempíricas y el análisis de los datos.

En el capítulo 5 se presentan los resultados obtenidos del modelo físico, el modelo numérico y formulaciones semiempíricas. El capítulo 6 presenta una discusión sobre las limitantes de las formulaciones semiempíricas y el beneficio del uso de modelos numéricos. Finalmente, el capítulo 7 expone las conclusiones principales del presente trabajo.

2. Estado del arte

2.1 Ondas enfocadas

Observaciones del oleaje alrededor del mundo han registrado olas gigantes (rogue waves), producto del enfocamiento de ondas, que han ocasionado daños en barcos y fallas de estructuras en aguas profundas y poco profundas (Nikolkina & Didenkulova, 2011). Esto ha motivado a lo largo de varios años el estudio de los mecanismos para su generación e interacción con estructuras. La generación y el estudio de la cinemática de estas olas extremas es complejo debido a la no linealidad involucrada.

En experimentos hechos en laboratorio comúnmente se generan olas regulares o irregulares, no obstante las olas regulares no representan la eventualidad de las olas extremas. Por otro lado, el oleaje irregular puede llegar a representar ocasionalmente estas condiciones extremas si las pruebas son realizadas en lapsos de tiempo extensos, sin que ello garantice su ocurrencia (Sriram *et al.* 2015).

Un método utilizado para la generación de ondas enfocadas fue propuesto por Longuet-Higgins (1974), el cual está basado en la interacción lineal del oleaje. El método consiste en generar un rango específico de componentes de ondas que entran en fase, de tal modo que las componentes de ondas individuales se enfocan en una ubicación específica formando una ola de gran altura teniendo el nombre de ondas enfocadas. Este método se ha utilizado en estudios posteriores en aguas profundas por Rapp y Melville (1990) y Baldock *et al* (1996), para la investigación experimental del proceso de la rotura del oleaje enfocado en un canal de oleaje. Otros estudios han utilizado modelos numéricos para el estudio de la transformación de las ondas enfocadas interactuando con una estructura sumergida (Li *et al*, 2018) o el estudio de su interacción con un cilindro (Amarachaharam, 2016).

En las revisiones recientes del estudio de ondas enfocadas usando la teoría de onda de segundo orden, Whittaker *et al.*, (2017) proporciona información detallada sobre el recorrido de un grupo de ondas enfocadas en una playa plana por medio de experimentos en laboratorio y simulaciones numéricas utilizando un modelo numérico 1DH Boussinesq-NLSW, donde el grupo de ondas enfocadas se presenta como una alternativa a una descripción empírica de las condiciones de las olas que conducen a un *run-up* extremo. Whittaker *et al.*, (2018) analizó la superposición total del grupo de ondas y las respuestas de fuerza horizontal máxima para un dique idealizado en una playa plana sometida a un ataque de ondas enfocadas empleando un modelo físico y un modelo numérico 1DH Boussinesq-NLSW.

2.2 Tipología de estructura costeras

Las tipologías estudiadas en esta tesis serán diques de abrigo los cuales se pueden describir considerando las siguientes partes (Figura 1):

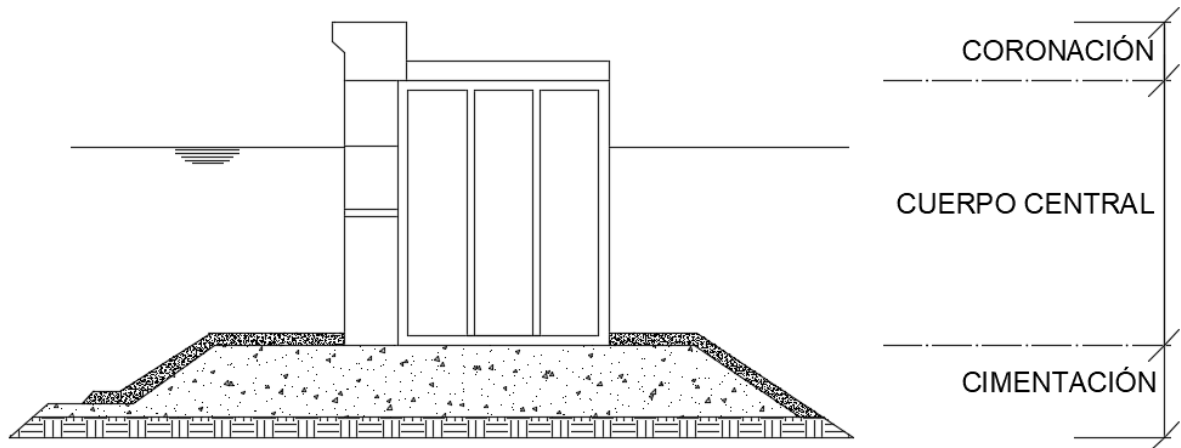


Figura 1.Partes de un dique de abrigo

- Cimentación: la cimentación depende del tipo de estructura y de las propiedades geotécnicas del terreno, siendo la encargada de transmitir los esfuerzos al terreno que produce la estructura.
- Cuerpo central: controla el flujo de energía del oleaje generando reflexión o disipación.
- Coronación: es el segmento superior que posee la finalidad de proteger frente al rebase del oleaje.

Manuales como El *Handbook of Port and Harbor Engineering, Coastal Engineering Manual (CEM)* y la *ROM* hacen mención a varias tipologías de estructuras, de las siguientes tipologías son las comúnmente utilizadas:

Dique vertical

Es considerada dique vertical debido a que su pared de barlomar es vertical, y se puede construir mediante cajones prefabricados, bloques de concreto, tablestacas, recintos hincados entre otros. Constan además de elementos que resguardan la estructura debido a la rotura de las olas por medio de una berma de pie, así como elementos que fijan la posición del dique (Figura 2).

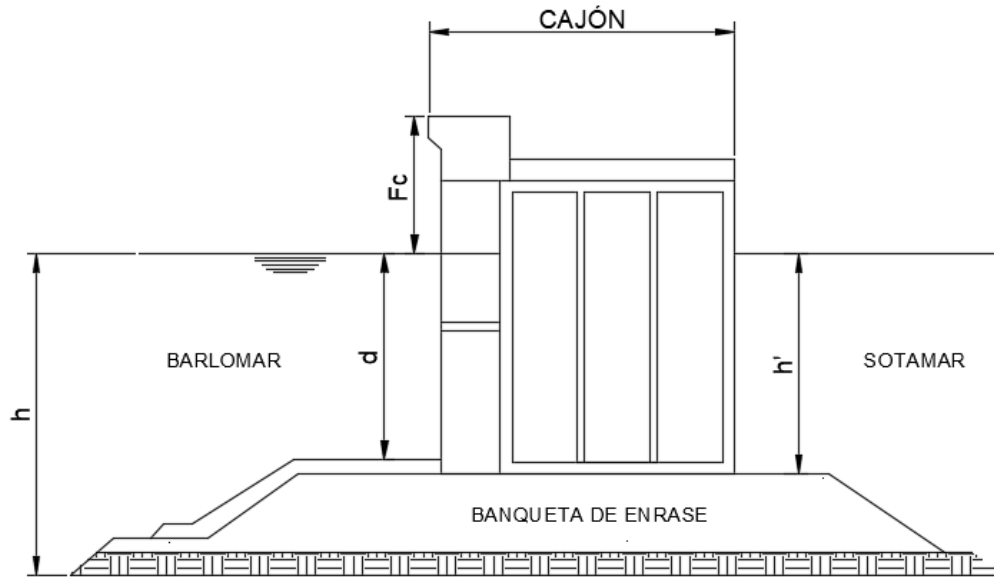


Figura 2. Dique vertical

Dique mixto

Es considerada dique mixto cuando la cimentación del dique vertical ocupa una dimensión considerable con respecto a la profundidad con valores entre 0.9 y 1 significando la modificación cinemática y dinámica del oleaje incidente (Figura 3).

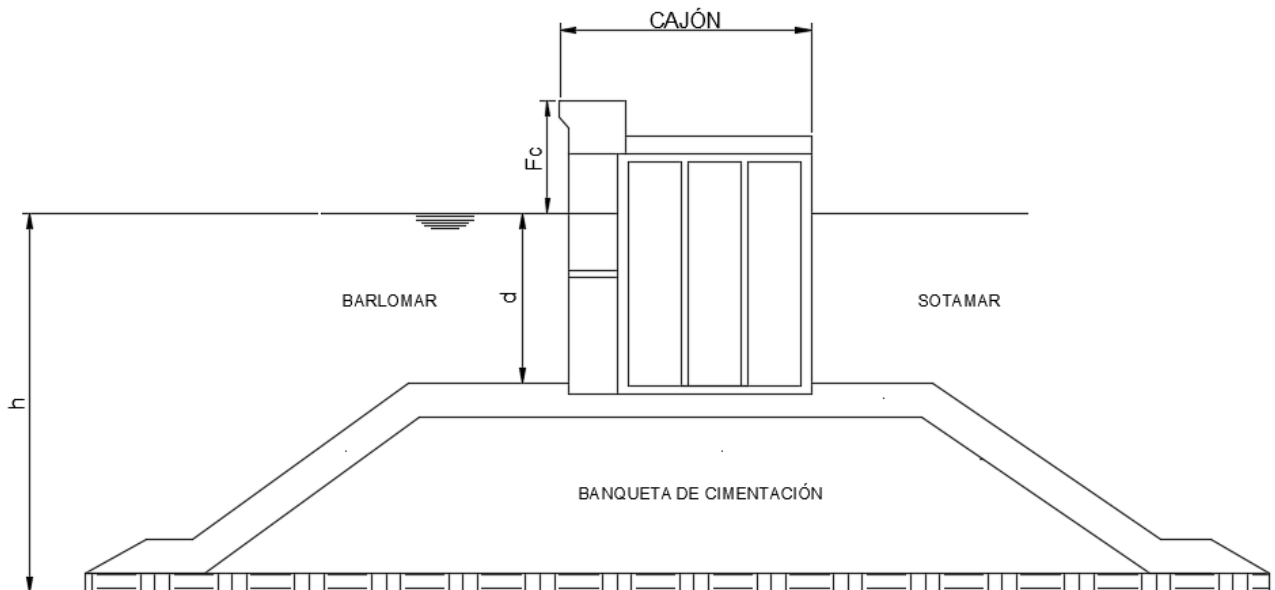


Figura 3. Dique mixto

Dique en talud (simétrico y asimétrico)

Es considerada dique en talud cuando está compuesto por un núcleo, capas o mantos y espaldón que tiene como función la protección contra el rebase del oleaje, este tipo de dique no requiere de una cimentación de alta resistencia a los esfuerzos (Figura 4).

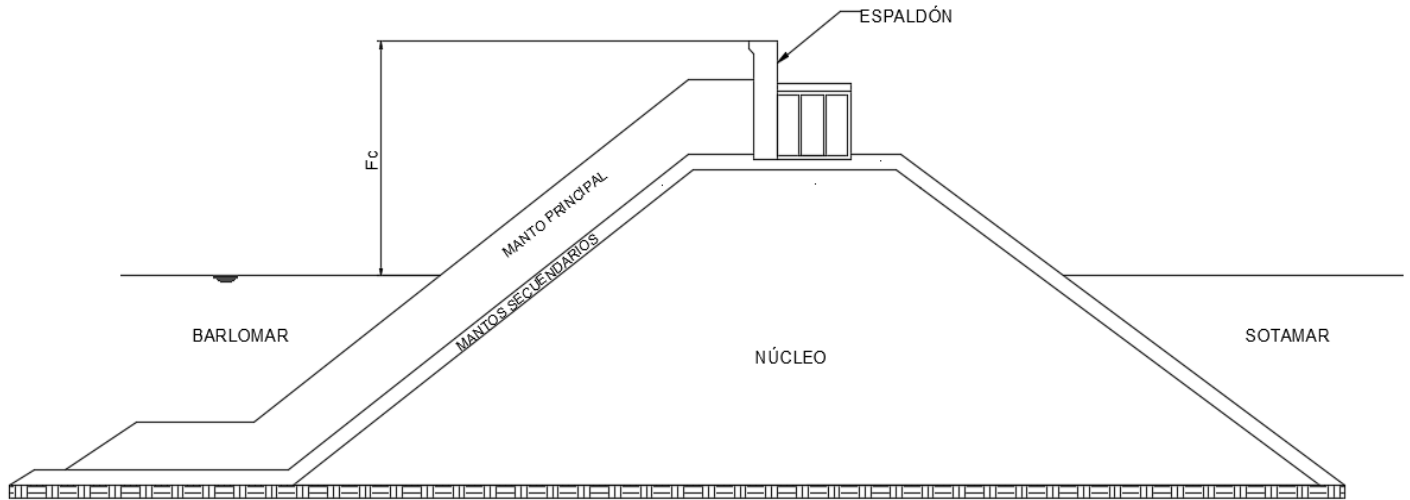


Figura 4. Dique en talud (simétrico y asimétrico).

2.3 Interacción oleaje – estructura

Las estructuras en el mar están sometidas a la interacción del oleaje. Su geometría determina su transformación dependiendo de si se presenta o no la rotura del oleaje en función de la altura de ola y la profundidad. Por lo tanto, el oleaje en la superficie de la estructura puede clasificarse como (Iribarren, 2013):

- Oleaje pulsante: el oleaje incide y se refleja sin romper.
- Oleaje impulsivo: el oleaje rompe sobre la superficie del dique.
- Oleaje en rotura: el oleaje rompe en las afueras de la estructura antes de incidir sobre la misma.

El oleaje impulsivo es el que provoca los valores picos más altos de presión en la estructura. El estudio desarrollado por Takahashi (2002) concluye que hay tres tipos de presión impulsiva siendo la primera aquella que no atrapa una capa de aire (Tipo Wagner), la siguiente atrapa una capa de aire (Tipo Bognold) y la última es la transición entre los dos primeros tipos y se considera que esta última presión impulsiva es la más severa para las estructuras (Figura 5).

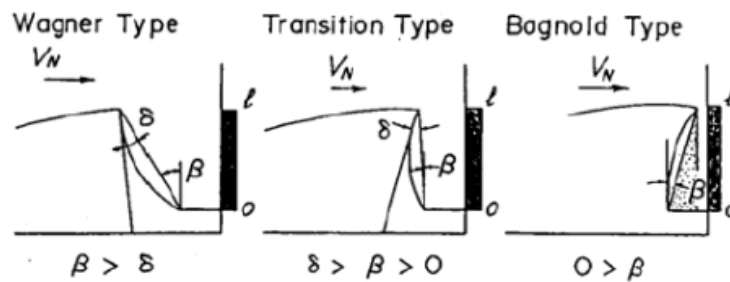


Figura 5. Esquema básico de formas de impactos de oleaje sobre parámetros verticales
Fuente:(Takahashi, 1994)

Al interactuar el oleaje con la estructura se producen cambios en la velocidad y dirección de la masa de agua presentándose fenómenos como la disipación del oleaje, reflexión del oleaje, transmisión del oleaje al lado de sotamar de la estructura, ascenso y descenso de la masa del agua sobre la estructura (*run-up - run-down*) y rebase de la masa de agua sobre de la estructura (Guanche, 2007).

2.3.1 Funcionalidad de estructuras costeras

La funcionalidad de una estructura se puede definir como la función que realiza la estructura para la cual fue construida y también se conoce como operatividad. Este término de operatividad se utiliza en las Recomendaciones de Obras Marítimas (ROM) para estructuras marítimas. Cuando la estructura no cumple con su función u operatividad entra en un modo no operativo que la ROM define como “la causa, razón o motivo, geométrico, físico, mecánico, químico o biológico, por el cual, la obra o alguno de sus elementos estructurales, deben dejar de operar o deben reducir su nivel funcional. Una vez que cesa la causa de la parada, la obra y sus instalaciones vuelven a estar en explotación con los requisitos especificados en el proyecto”. Algunos fenómenos asociados a la parada en operatividad de la estructura costera son reflexión del oleaje, transmisión del oleaje al lado de sotamar de la estructura, ascenso y descenso de la masa del agua sobre la estructura (*run-up - run-down*), y rebase de la masa de agua sobre la estructura, por lo cual es de suma importancia tomar en cuenta y conocer estos fenómenos para el diseño.

Reflexión

La reflexión de las olas en las estructuras depende principalmente de las características del oleaje incidente, como son, la longitud de onda y la altura de ola, así como la geometría y la rugosidad del talud de la estructura. Puede determinarse mediante el coeficiente de reflexión Kr , el cual está por,

$$Kr = \frac{H_r}{H_i} = \sqrt{\frac{E_r}{E_i}} = \frac{H_{m0r}}{H_{m0i}} \quad (1)$$

Donde

H_r =altura de ola reflejada

H_i =altura de ola incidente

E_r =energía de ola reflejada

E_i =energía de ola incidente

H_{m0r} =altura de ola del momento de orden cero reflejada

H_{m0i} = altura de ola del momento de orden cero ola incidente

Battjes (1974) formuló la siguiente ecuación en la que relacionó el coeficiente de reflexión con el número de Iribarren

$$Kr = a\xi^b \quad (2)$$

Posteriormente Seelig y Ahrens (1981) también relacionó el coeficiente de reflexión con el número de Iribarren en el caso de oleaje regular,

$$Kr = \frac{c\xi^2}{(d+\xi^2)} \quad (3)$$

Tomando en cuenta que los taludes rocosos de altura infinita, rugosos y permeables tenían una influencia en el parámetro de Iribarren, Postma (1989) introduce el parámetro de permeabilidad de Van der Meer (1992) formulando la siguiente ecuación (4) siendo válidos solo dentro de ciertos rangos.

$$Kr = \frac{0.081}{P^{0.14} (\cos \alpha)^{0.78} S_{op}^{0.44}} \quad (4)$$

S_{op} = la inclinación de la ola
 P = permeabilidad de notación
 α = el ángulo de pendiente

Transmisión

La trasmisión de la energía del oleaje puede ser sobre o a través de la estructura y está definida por el coeficiente de transmisión.

$$Kt = \frac{H_t}{H_i} = \sqrt{\frac{E_t}{E_i}} \quad (5)$$

Donde
 H_r = altura de ola transmitida
 H_i = altura de ola incidente
 E_r = energía de ola transmitida
 E_i = energía de ola incidente

Con pruebas realizadas en laboratorio con base en rompeolas en arrecifes, Ahrens (1987) formuló la siguiente ecuación (6) para valores mayores a 1 dependiendo de la relación R_c/H_s .

$$Kt = \frac{1.0}{(1.0 + X^{0.592})} \quad (6)$$

Donde

X = Parámetro que contiene la relación de esbeltez de la ola y la mayor parte del número de rocas en la sección transversal.

$$X = \frac{H_s}{L_p} \cdot \frac{A_t}{(D_{n50})^2} \quad (7)$$

A_t = área total de la sección transversal (m^2)
 L_p = longitud de la ola local relacionada al periodo
 D_{n50} = diámetro medio nominal de la graduación de la roca de coraza (m)

Otras formulaciones que se usan comúnmente para el cálculo del coeficiente de trasmisión son las que se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Formulaciones para el cálculo del coeficiente de trasmisión (Adaptado de (Guanche, 2007))

Autor	Estructura	Coeficiente de trasmisión	Parámetro
Allsop (1983)	Diques en talud de escollera rebasables multicapa coronados por encima del nivel medio	(Diagrama de diseño)	$R_m = \frac{R_c}{H_s} \left(\frac{S_m}{2\pi} \right)^{1/2}$
Powell and Allsop (1985)	Diques en talud de escollera rebasables homogéneos y multicapa coronados por encima y debajo del nivel medio	(Diagrama de diseño)	$R_m = \frac{R_c}{H_s} \left(\frac{S_{om}}{2\pi} \right)^{1/2}$
Van der Meer et al. (1991)	Diques en talud de escollera rebasables homogéneos coronados por encima y debajo del nivel medio	$K_t = \left(0.031 \frac{H_s}{D_{n50}} - 0.24 \right) \frac{R_c}{D_{n50}} + b$	$b \begin{cases} -5.42S_{op} + 0.0323 \frac{H_s}{D_{n50}} - 0.0017 \left(\frac{B}{D_{n50}} \right)^{1.84} \\ -2.6S_{op} - 0.05 \frac{H_s}{D_{n50}} + 0.85 \end{cases}$
Goda (1969)	Diques verticales cimentados sobre banqueta de escollera bajo oleaje regular	$K_t \begin{cases} \left(0.25 \left(1 - \sin \left(\frac{\pi}{2\alpha} \right) \left(\frac{R_c}{H} + \beta \right) \right)^2 + 0.01 \left(1 - \frac{h_c}{h_s} \right)^2 \right)^{0.5} \\ 0.1 \left(1 - \frac{h_c}{h_s} \right) \end{cases}$	$\beta - 2.2 < \frac{R_c}{H_s} < 2.2 - \beta$ $\frac{R_c}{H_s} < 2.2 - \beta$
Takahashi (1996)	Diques verticales cimentados sobre banqueta de escollera bajo oleaje irregular e incidencia oblicua	$K_t \begin{cases} \left(0.25 \left(1 - \sin \left(\frac{\pi}{4.4} \right) \left(\frac{R_c}{H_s} + \beta + \beta_s \right) \right)^2 + 0.01 \left(1 - \frac{h_c}{h} \right) \right)^{0.5} \\ 0.1 \left(1 - \frac{h_c}{h_s} \right) \end{cases}$	$\beta + \beta_s - 2.2 < \frac{R_c}{H_s} < 2.2 - \beta - \beta_s$ $\frac{R_c}{H_s} < 2.2 - \beta - \beta_s$
Tanimoto et al. (1987)	Dique vertical con talud de escollera	(Diagrama de diseño)	$\frac{R_c}{H_s}$
Takahashi (1994)	Diques verticales con botaolas danés cimentados sobre banqueta de escollera bajo oleaje irregular e incidencia oblicua	(Diagrama de diseño)	$\frac{R_c}{H_s}$
Allsop et al (1983)	Diques verticales perforados	(Diagrama de diseño)	$\frac{h_s}{L_p}, n$

Ascenso (Run-up)

El run up se define como la distancia vertical desde el nivel medio del mar hasta el máximo nivel que alcanza la superficie libre del agua sobre la cara barloomar de la estructura que está expuesta a la incidencia del oleaje.

El *Shore Protection Manual* (1961) presentó nomogramas para el cálculo del *run-up*. Hunt (1959) propuso las primeras fórmulas donde considera si la rotura del oleaje sucede sobre la estructura y el tipo de rotura para el cálculo del *run-up* obteniendo la siguiente ecuación.

$$\frac{R}{H} = 1.0\xi_0 \quad (8)$$

donde R es el máximo ascenso vertical del nivel medio del mar, H es la altura de ola y ξ_0 es el número de Iribaren

Posteriormente el *Shore Protection Manual* en ediciones de 1977 y 1984 publicó las siguientes ecuaciones tomando en cuenta el oleaje irregular

$$\frac{R_p}{R_s} = \left(-\frac{\ln P}{2}\right)^2 \quad (9)$$

donde P es la probabilidad de rebase, R_p es el ascenso asociado a P en otras palabras, el run-up excedido por el 2% de los valores de run-up puede estimarse con $P=0.02$ y denotado como $R_{u2\%}$ y R_s es el run-up significante.

El run-up tiene gran importancia para el diseño estructuras costeras, por lo cual se han generado numerosas formulaciones empíricas. En la Tabla 2 se recopila las formulaciones de run-up más utilizadas en ingeniería.

Tabla 2. Formulaciones para el cálculo de run-up. (Adaptado de (Guanche, 2007))

Autor	Run-up	Comentarios
Battjes (1974)	$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = (A\xi + C)\gamma_r\gamma_b\gamma_h\gamma_\beta$	Ensayos en talud impermeable. Tiene en cuenta: rugosidad del talud, la existencia de berma, distribución Rayleigh, ángulo de incidencia.
Losada y GiménezCurto (1981)	$\frac{R_u}{H_s} = A_u[1 - \exp(-B_u\xi_{ro})]$	Ensayos en talud permeable con núcleo impermeable y oleaje regular.
Van der Meer and Stam,(1992)	$\frac{R_{un\%}}{H_s} \begin{cases} a\xi_{m0} \xi_{m0} < 1.5 \\ b\xi_{m0} \xi_{m0} > 1.5 \end{cases}$ $\frac{R_{un\%}}{H_s} = d$	Ensayos sobre dique de escollera sin clasificar y oleaje irregular.
Waal and Van der Meer (1992), Van der Meer and Janssen (1995)	$\frac{R_{u2\%}}{H_s} \begin{cases} \gamma_f\gamma_b\gamma_h\gamma_\beta & 0.5 < \xi_{eq} \leq 2 \\ 3.0\gamma_r\gamma_h\gamma_\beta & 2 < \xi_{eq} \end{cases}$	Ensayos sobre dique de escollera sin clasificar y oleaje irregular. Influencia de: berma, ángulo de incidencia, profundidad, rugosidad, etc.

Descenso (Run-down)

El run-down se define como la distancia vertical desde el nivel medio del mar hasta el mínimo nivel que alcanza la superficie libre del agua sobre la cara sotamar de la estructura que está sometida al flujo oscilatorio del oleaje.

Van der Meer (1988) tomó en cuenta los efectos de la permeabilidad de la estructura P , el ángulo del talud α y la pendiente de la ola S_{om} .

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = 2.1\sqrt{\tan \alpha} - 1.2P^{0.15} + 1.5 \exp(-60S_{om}) \quad (10)$$

Otras formulaciones utilizadas comúnmente para el cálculo del *run-down* son las siguientes:

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = 0.33\xi_p \quad (11)$$

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = 0.33\xi_p - 0.17 \quad (12)$$

Rebase (*overtopping*)

El rebase es un proceso intermitente que sucede cuando el ascenso de la superficie libre del agua es superior a la cota de coronación de la estructura. Es importante señalar que para que se considere rebase debe de haber un flujo o caudal sobre la estructura teniendo dimensiones de m³/s. Sin embargo, debido a que está en función de la longitud de la estructura se expresa por unidad de longitud quedando como m³/s/m.

La importancia de determinar el *overtopping* se debe a que es un parámetro importante para el diseño funcional de la estructura y la capacidad de las instalaciones de drenaje requeridas para la zona protegida o evaluar el riesgo de personas e instalaciones. El *Coastal Engineering Manual* publico una tabla donde nos da una referencia de las magnitudes de la descarga promedio de desbordamiento para conocer el peligro que puede existir (Tabla 3).

El fenómeno de rebase depende de variables ambientales como son: la altura de ola, período del oleaje y nivel del mar. Asimismo depende de variables relacionadas con la tipología de la estructura como son: la geometría, material entre otros. Al estar el rebase en función de diferentes variables, es difícil realizar una formulación precisa, por lo cual se han hecho diferentes formulaciones para tener un valor aproximado (Tabla 4).

Tabla 3. Caudales de diseño. Estado Límite de Servicio y Estado Límite Último Fuente: (CEM, 2003)

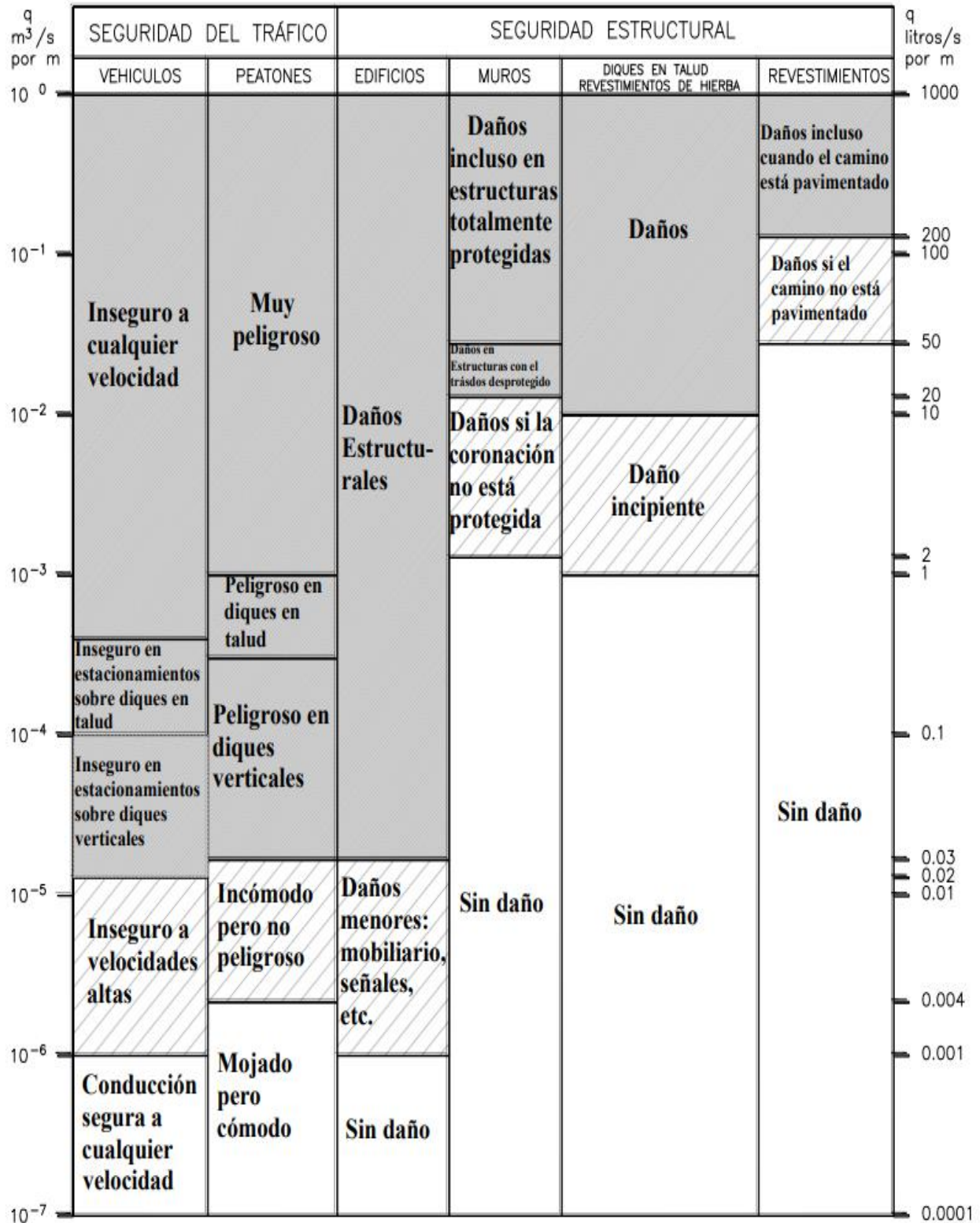


Tabla 4. Formulaciones para tener un valor aproximado de rebase. (Modificado de (Guanche, 2007))

Autor	Estructura	Modelo de rebase	Tasa de rebase adimensional Q	Franco bordo adimensional R
Owen (1980), Owen (1982)	Estructuras en talud impermeable, liso, rugoso, con o sin berma bajo oleaje irregular	$Q = ae^{-bR}$	$\frac{q}{gH_s T_{m0}}$	$\frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{S_m}{2\pi}} \frac{1}{\gamma_r}$
Bradbury y Allsop (1988)	Diques en talud de escollera impermeables con espaldón	$Q = aR^{-b}$	$\frac{q}{gH_s T_{m0}}$	$\left(\frac{R_c}{H_s}\right)^2 \sqrt{\frac{S_m}{2\pi}}$
Aminti y Franco (1988)	Diques en talud con dos capas de cubos o tetrápodos sobre talud impermeable con espaldón	$Q = aR^{-b}$	$\frac{q}{gH_s T_{m0}}$	$\left(\frac{R_c}{H_s}\right)^2 \sqrt{\frac{S_m}{2\pi}}$
Ahrens y Heimbaugh (1988)	7 secciones de diques en talud con espaldón y revestimientos	$Q = ae^{-bR}$	$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}$	$\frac{R_c}{\sqrt[3]{H_s^2 L_{p0}}}$
Pedersen y Burchartch (1992)	Talud de escollera impermeable con espaldón	$Q = aR$	$\frac{qT_{m0}}{L_{m0}^2}$	$\frac{H_s}{R_c}$
Franco <i>et al.</i> (1994), (1999)	Diques verticales y mixtos y diques verticales perforados	$Q = ae^{-bR}$	$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}$	$\frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma}$
Van der Meer y Janssen (1995)	Diques en talud impermeable, liso, rugoso y con o sin berma	$Q = ae^{-bR}$	$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \sqrt{\frac{S_p}{\tan \alpha}} \quad \xi_p < 2$	$\frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{S_m}{\tan \alpha}} \frac{1}{\gamma} \quad \xi_p < 2$
			$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \quad \xi_p \geq 2$	$\frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma} \quad \xi_p \geq 2$
Pedersen (1996)	Estructuras en talud de escollera impermeable con espaldón	$Q = R$	$\frac{qT_{m0}}{L_{m0}^2}$	$3.2 \cdot 10^{-5} \frac{H_s^5 \tan \alpha}{R_c^3 A_c B}$
Hedges y Reis (1998)	Diques en talud impermeable, liso, rugoso, con o sin berma	$Q = a(1-R)^b \quad 0 \leq R < 1$ $Q = 0 \quad R \geq 1$	$\frac{q}{\sqrt{gR u_{max}^3}}$	$\frac{R_c}{R u_{max}}$
Hebsgaard <i>et al.</i> (1998)	Diques en talud con o sin espaldón, de escollera, canto rodado y dolos	$Q = ae^{-bR}$	$\frac{q}{\ln(S_p) \sqrt{gH_s^3}}$	$\frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma}$
Besley (1999)	Diques verticales, mixtos y en talud, distingue entre oleaje que impacta y que no impacta. Tiene en cuenta rugosidad del talud, ancho de berma, etc.	$Q = ae^{-bR}$ no impacto $Q = aR^{-b}$ impacto	$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}$	$\frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma}$
Schuttrumpf <i>et al.</i> (2001)	Talud liso e impermeable de pendiente 1:6	$Q = ae^{-bR}$	$\frac{q}{\sqrt{2gH_s^3}}$	$\frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\xi_m}$
Berenguer and Baonza (2006)	Diques en talud, manto de bloques o escollera, con espaldón	$Q = e^{(aX-b)}$	$\frac{q}{gT_p H_s}$	$X = \frac{R_{u2\%}^{0.95} A_c^{0.05}}{R_c^{0.70} B^{0.30}}$
EurOtop (2007)	Dique vertical	$Q = ae^{-bR}$	$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}}$	$\frac{R_c}{H_{m0}}$ No impulsivo ($h_* > 0.3$)
			$\frac{q}{h_*^2 \sqrt{gH_s^3}}$	$h_* \frac{R_c}{H_{m0}}$ Impulsivo ($h_* \leq 0.2$)
			$\frac{q}{h_*^2 \sqrt{gH_s^3}}$	$h_* \frac{R_c}{H_{m0}}$ Olas rotas
EurOtop (2007)	Dique en talud	$Q = ae^{-bR}$	$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}$	$\frac{R_c}{H_{m0} \gamma_f \gamma_\beta}$

2.3.2 Estabilidad de estructuras costeras

Jiménez Ortega (2010) define la estabilidad como un indicativo de la efectividad de una estructura en diseño y funcionamiento al ser sometida a la incidencia del oleaje, y permanecer sin peligro de falla. Las fuerzas que actúan en las estructuras costeras debido a la interacción con el oleaje ponen en riesgo la vida útil de la estructura, esto se debe a la desestabilidad donde son mayores las fuerzas actuantes que las fuerzas resistentes. Las fuerzas que se presenta en este sistema son el peso de la estructura, la fuerza de fricción y los empujes hidrostáticos e hidrodinámicos (Figura 6).

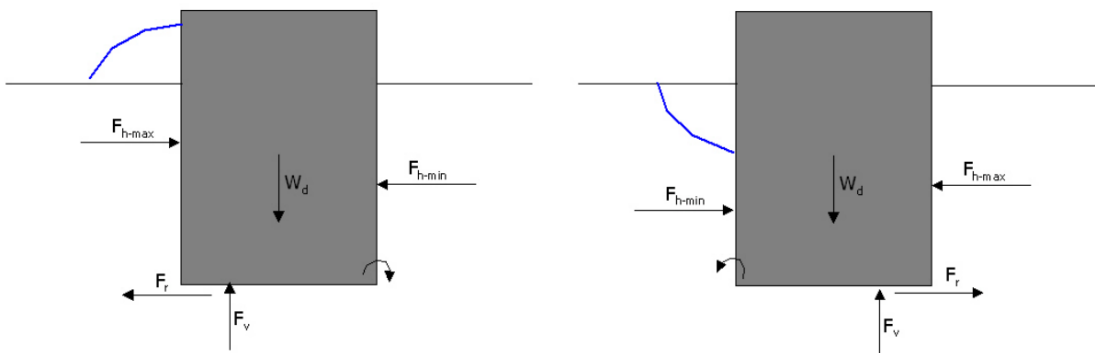
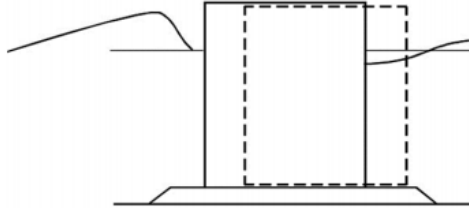


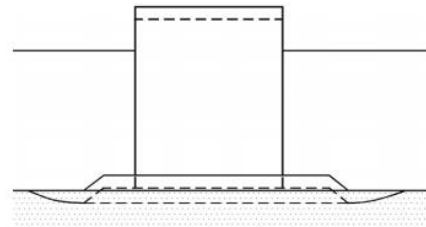
Figura 6. Fuerzas actuantes y fuerzas resistentes que se presenta en un dique vertical

El *Coastal Engineering Manual* (CEM, 2003) nos da algunos ejemplos de los modos de fallo causado por las fuerzas actuantes en los diques verticales como se muestra en las Figuras 7 y 8.

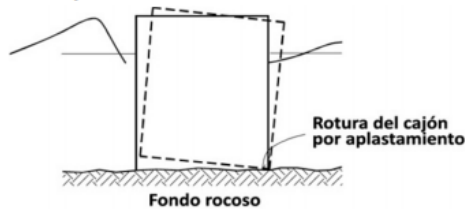
- Deslizamiento del cajón sobre la banqueta



- Hundimiento de la cimentación



- Vuelco rígido del cajón



- Deslizamiento de la banqueta respecto del terreno

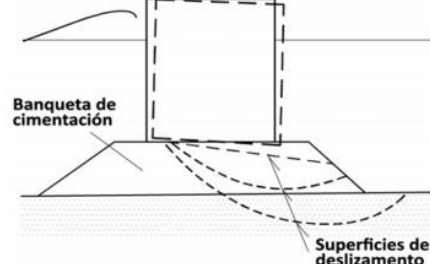


Figura 7. Modos de fallos que se presentan en diques verticales Fuente: (CEM, 2003)

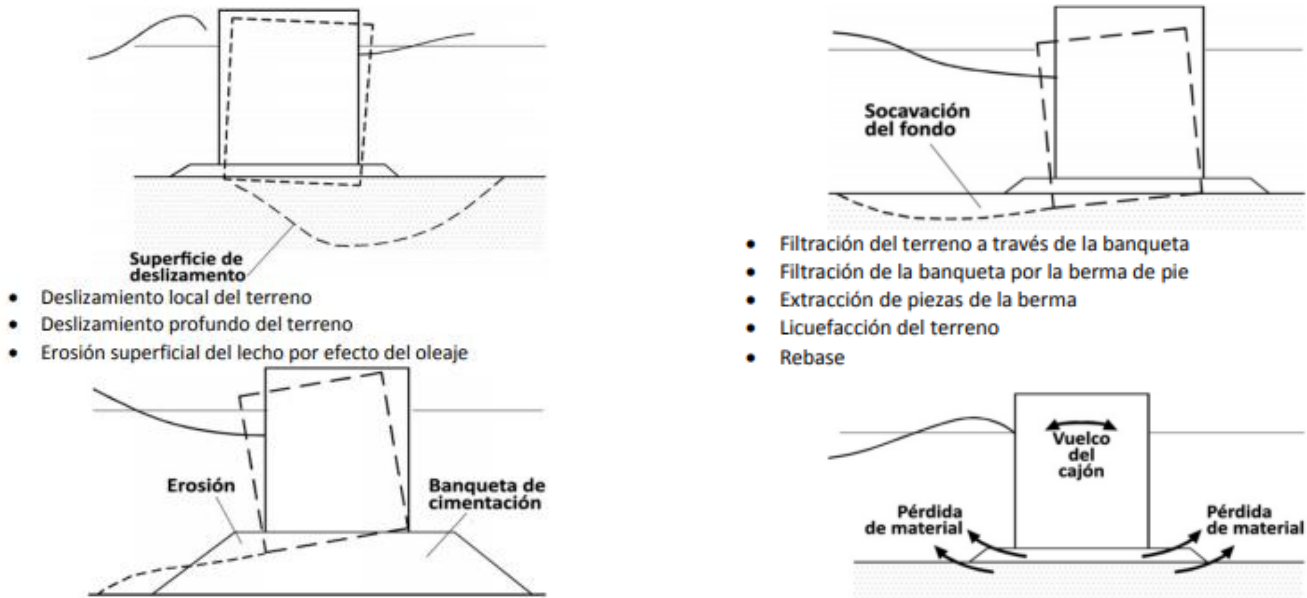


Figura 8. Modos de fallos que se presentan en diques verticales Fuente: (CEM, 2003)

Para que una estructura sea estable se deben considerar factores de seguridad, los cuales se pueden representar por las ecuaciones (13) y (14). Donde siempre deben ser mayores las fuerzas y momentos resistentes, F_R y M_R , en comparación con las fuerzas y momentos actuantes, F_A y M_A . Como criterio de diseño se recomienda que el factor de seguridad sea de al menos 1.5.

$$F_M = \frac{M_R}{M_A} \quad (13)$$

$$F_F = \frac{F_R}{F_A} \quad (14)$$

F_{S_M} =Factor de seguridad para momento

F_{S_F} =Factor de seguridad para fricción

Dentro de PROVERBS (*Probabilistic design tools for vertical breakwaters*) se realizó una recopilación de métodos para el cálculo de las fuerzas y presiones actuantes dependiendo la tipología de impactos sobre una estructura. En la Tabla 5 se muestran los métodos más relevantes. El mapa paramétrico de Kortenhaus & Oumeraci (1998) (Figura 9) nos ayuda a determinar la tipología de impactos sobre una estructura en función del tipo de estructura y altura de ola, el cual ayuda a formar un criterio de diseño para seleccionar el método del cálculo de fuerzas y presiones actuantes más adecuado.

Tabla 5. Métodos para el cálculo de las fuerzas y presiones actuantes. Fuente: PROVERBS.

Autor	Año	Presiones	Subpresiones	Fuerzas
Oleaje pulsante				
Sainflou	1928	Si	No	Si
Iribarren & Lira	1940	Si	No	Si
Miche-Rundgren	1944	Si	No	Si
Goda	1974	Si	Si	Si
Oleaje impulsivos				
Hiroi	1919	Si	No	Si
Minkin	1963	Si	No	Si
Ito	1971	Si	Si	Si
Blackmore & Hewson	1984	Si	No	Si
Partenscky	1988	Si	No	No
Kirkgöz	1990	Si	No	Si
Takahashi	1994	Si	Si	Si
Allsop <i>et al.</i>	1996	No	Si	Si
Walkden <i>et al.</i>	1996	No	No	Si
Oumeraci & Kortenhaus	1997	Si	Si	Si
McConnell	1998	No	No	Si
Hull & Müller	1998	Si	No	Si
Vicinanza	1998	Si	No	Si
Oleaje roto 				
Spm	1984	Si	No	Si
Camfield	1994	Si	No	Si
Jensen	1984	Si	Si	Si
Günback y Gökce	1984	Si	Si	Si
Bradbury & Allsop	1988	Si	Si	Si
Pedersen	1997	Si	Si	Si
Martín <i>et al.</i>	1997	Si	Si	Si

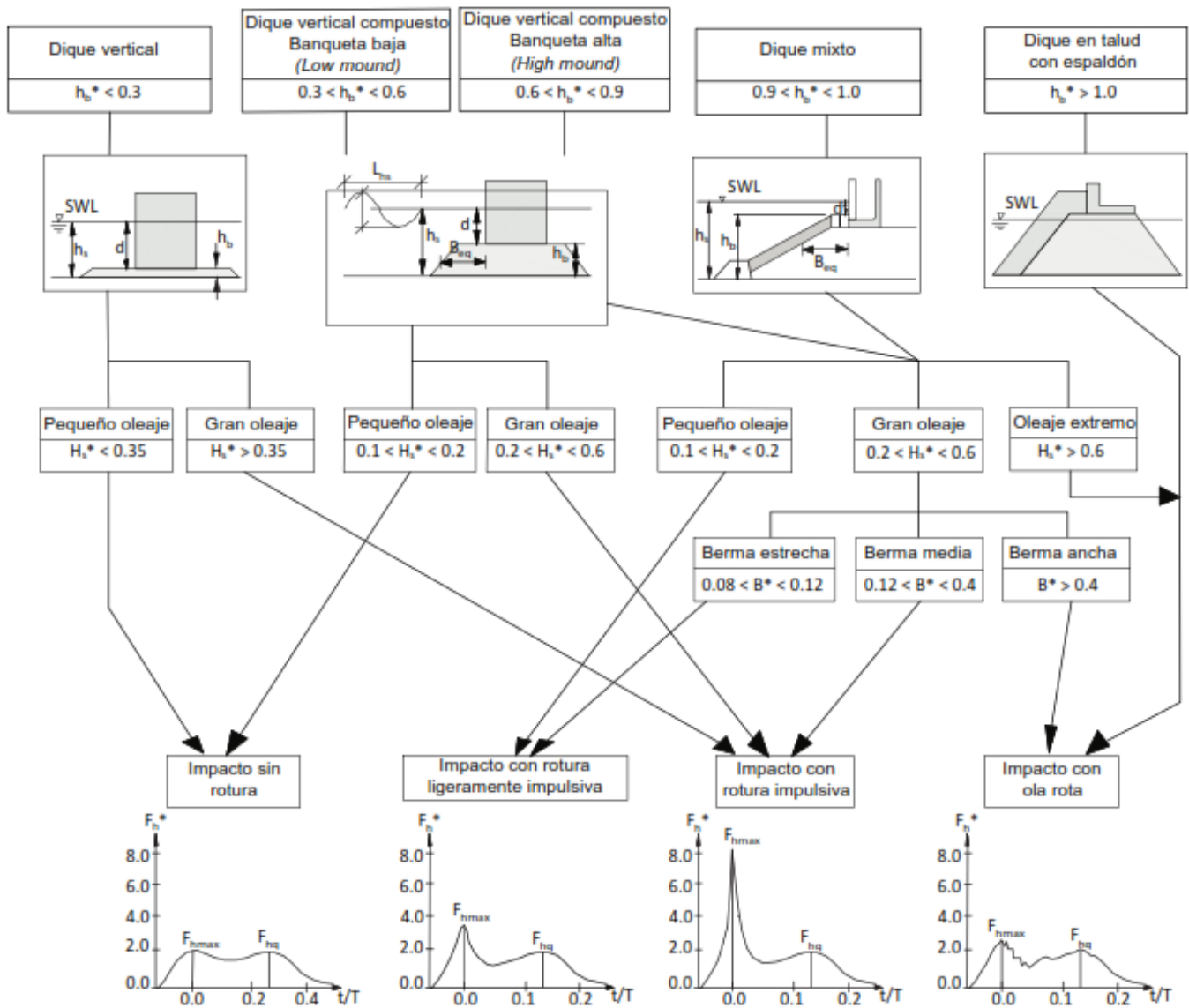


Figura 9. Mapa paramétrico para la determinación de la tipología de impactos sobre una estructura (Kortenhaus & Oumeraci 1998) donde $h_b^* = \frac{h_b}{h_s}$; $H_s^* = \frac{H_{si}}{h_s}$; $B^* = \frac{B_{eq}}{L_{hs}}$ y $F_h^* = \frac{F_h}{\rho \cdot g \cdot H_b^2}$.

Método de Goda (1974) (Oleaje pulsante)

El método de Goda (1974) asume que se conocen los valores de altura de ola, periodo y dirección de propagación del oleaje. La dirección de propagación del oleaje que se define como β que es el ángulo formado por la dirección del oleaje acercándose a la costa y la línea normal a la alineación del dique. Al ángulo β se le suele restar 15° por la incertidumbre de la visualización y la dispersión de la dirección de propagación del oleaje, cuando β es menor a 15° entonces $\beta = 0^\circ$ y cuando β es mayor a 15° entonces β es igual a -15° . En la Figura 10 se muestra el diagrama de presiones propuesto por Goda (1974).

Para el cálculo de la sobre elevación y las presiones se usan las siguientes expresiones donde se puede tomar $H = 1.8 * H_{1/3}$ (15)

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)H \quad (16)$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos\beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2\beta)\rho_w g H \quad (17)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad (18)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (19)$$

$$p_4 = \begin{cases} p_1 \left(1 - \frac{F_c}{\eta^*}\right) & \text{si } \eta^* > F_c \\ 0 & \text{si } \eta^* < F_c \end{cases} \quad (20)$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos\beta)\alpha_1 \alpha_3 \gamma_w H \quad (21)$$

Los valores de los distintos coeficientes α_i son:

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \frac{h}{L}}{\sinh\left(4\pi \frac{h}{L}\right)} \right]^2 \quad (22)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \left[\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H}{d} \right)^2, \frac{2d}{H} \right] \right\} \quad (23)$$

$$\text{Donde } h_b = h + 5H_{1/3} \tan\theta \quad (24)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cos\left(2\pi \frac{h}{L}\right)} \right]^2 \quad (23)$$

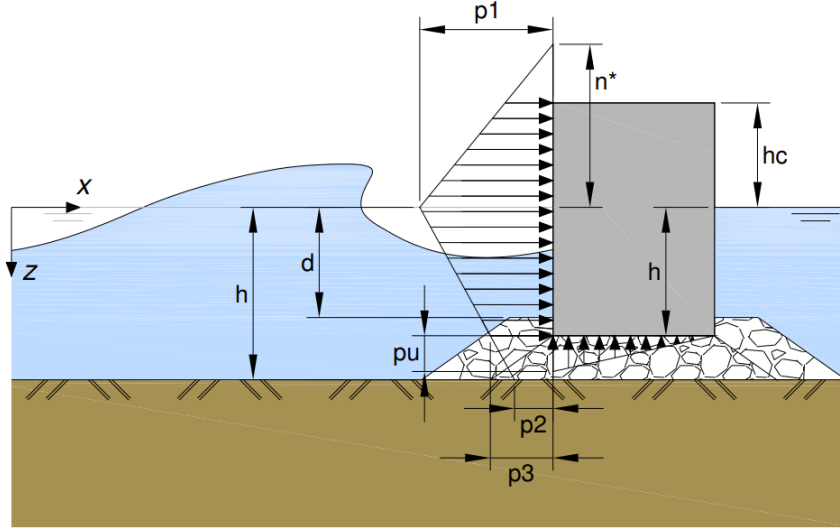


Figura 10. Diagrama de presiones de Goda (1974) Fuente: (Guanche, 2007).

Método de Takahashi *et al.* 1994 (Oleaje impulsivo)

En las pruebas realizadas por Takahashi *et al.*, (1994) muestra que en el método de Goda 1974 el coeficiente α_2 que pertenece a las presiones impulsivas minimiza este efecto, por lo cual introduce un nuevo parámetro α_1 , calibrando el modelo.

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)\lambda_1 H \quad (25)$$

Donde λ depende de la tipología del dique

$$p_1 = 0.5(1 + \cos\beta)(\alpha_1 \lambda_1 + \alpha^* \lambda_2 \cos^2\beta)\rho_w g H \quad (26)$$

Donde $\alpha^* = \max\{\alpha_2; \alpha_1\}$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad (27)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (28)$$

$$p_4 = \alpha_4 p_1 \quad (29)$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos\beta)\alpha_1 \alpha_3 \lambda_3 \gamma_w H \quad (30)$$

Los valores de los distintos coeficientes α_i son:

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \frac{h}{L}}{\sinh(4\pi \frac{h}{L})} \right]^2 \quad (31)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \left[\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H}{d} \right)^2, \frac{2d}{H} \right\} \quad (32)$$

$$\text{Donde } h_b = h + 5H_{1/3} \tan\theta \quad (33)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cos(2\pi \frac{h'}{h})} \right]^2 \quad (34)$$

$$\alpha_4 = 1 - \frac{h_c^*}{\eta^*} \quad (35)$$

$$\text{Donde } h_c^* = \min\{\eta^*, F_c\} \quad (36)$$

$$\alpha^* = \max\{\alpha_2, \alpha_1\} \quad (37)$$

$$\alpha_1 = \alpha_{I0} * \alpha_{I1} \quad (38)$$

$$\alpha_{I0} = \begin{cases} \frac{H}{d} & \text{si } H \leq 2d \\ 2 & \text{si } H > 2d \end{cases} \quad (39)$$

α_{I1} puede calcularse mediante el siguiente Abaco (Figura 11).

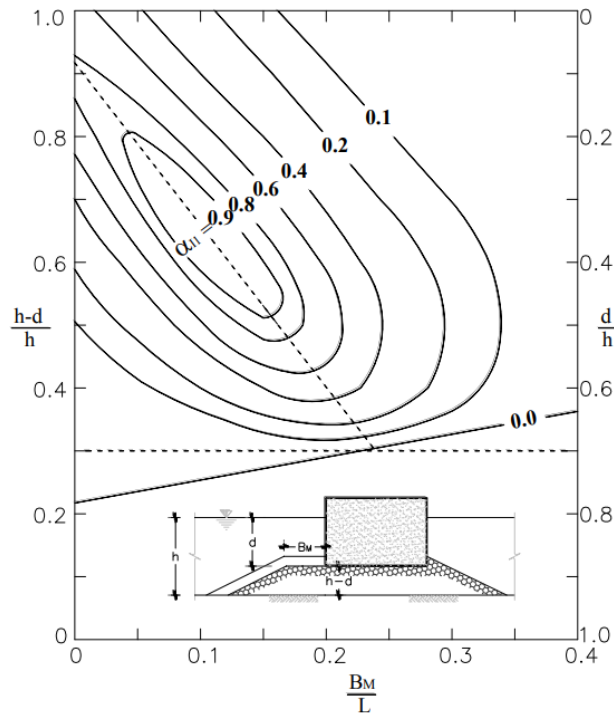


Figura 11. Abaco para obtener a_{I1} Fuente: (Palemón, 2016)

Método de Günback y Gökce (1984) (Oleaje roto)

El método formula una expresión tomando en cuenta un run-up de forma triangular en que el vértice superior tiene 15° partiendo del talud de la berma donde se presenta una elevación máxima de la superficie libre del agua si el talud fuera infinitamente largo (Figura 12), Estos autores estiman que se presentan presiones de choque P_m y presiones cuasi-hidrostáticas Ph , descritas de la siguiente manera

$$P_m = \frac{\rho g y}{2} \quad (40)$$

$$Ph = pg(y + A_c - Z) \quad (41)$$

Günback y Gökce (1984) propone con la siguiente expresión el cálculo de la elevación máxima de la superficie libre del agua y el run-up.

$$y = \frac{R_u - A_c}{\sin \alpha} \frac{\sin \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (42)$$

$$R_u = \begin{cases} 0.4\varepsilon H & \varepsilon < 2.5 \\ H & \varepsilon > 2.5 \end{cases} \quad (43)$$

Donde A_c es la cota de la berma que protege al espaldón respecto del nivel medio del mar, β es el ángulo formado por la elevación máxima de la superficie libre del agua, α es el ángulo del talud del dique y Z es la cota con respecto del nivel medio del mar.

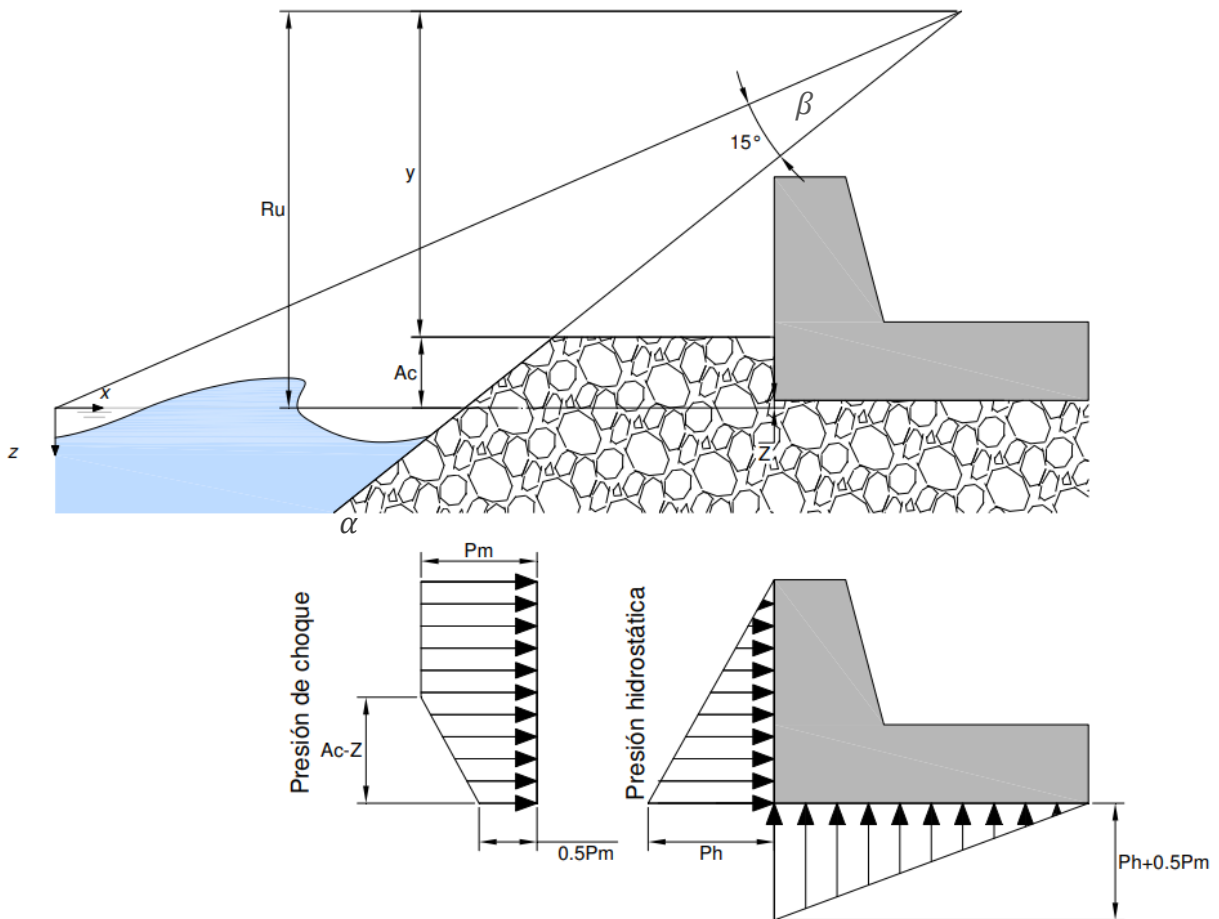


Figura 12 Diagrama de cargas de Günback y Gökce (1984) Fuente: (Guanche, 2007).

3. Planteamiento del Problema y Objetivos

3.1 Planteamiento del problema

Las ondas enfocadas generan oleaje extremo causando daños en las estructuras que se encuentran en la costa y costa fuera (Nikolkina & Didenkulova, 2011). Las estructuras costeras pueden presentar fallas durante condiciones de oleaje extremo dentro de su rango de diseño. Por lo tanto, es necesario explorar el papel que tienen los procesos aleatorios de la transformación del oleaje (ondas enfocadas) en la interacción con estructuras costeras.

3.2 Objetivos

El objetivo general del presente trabajo es hacer un estudio integral de la funcionalidad y estabilidad de estructuras costeras al interactuar con ondas enfocadas. Para ello, se plantean los siguientes objetivos específicos:

- Evaluar la funcionalidad y estabilidad de estructuras costeras ante diferentes condiciones de oleaje en un modelo físico.
- Validar un modelo numérico basado en las ecuaciones RANS para el estudio de interacción oleaje-estructura con ondas enfocadas basado en el modelo físico.
- Implementar el modelo numérico validado para desarrollar un estudio paramétrico.
- Evaluar la validez y limitaciones de las formulaciones semiempíricas existentes en la literatura para el cálculo de rebase y estabilidad de la estructura.

4. Metodología

El presente trabajo contempla un estudio integral que incluye el desarrollo de ensayos en un modelo físico, la validación e implementación de un modelo numérico, y la evaluación de formulaciones semiempíricas. La metodología utilizada se ilustra en la Figura 13 y se detalla a continuación.

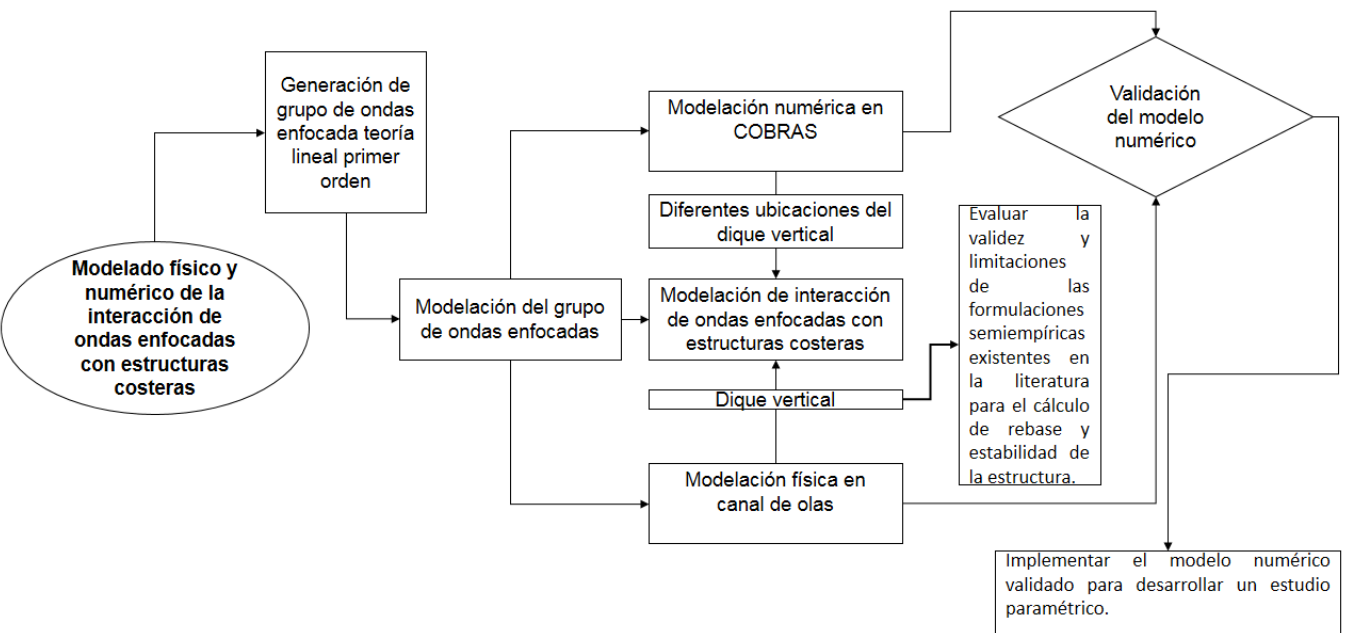


Figura 13. Diagrama de flujo de la metodología para modelar física y numéricamente la interacción de ondas enfocadas con estructuras costeras.

4.1 Generación de ondas enfocadas y oleaje irregular

La generación de ondas enfocadas es fundamental en este trabajo. Para ello, se utilizó la metodología basada en teoría de onda lineal propuesta por Longuet-Higgins (1974). Este método de generación de ondas enfocadas basado en la teoría lineal ha sido utilizado por Longuet-Higgins (1974) y Rapp y Melville (1990), así como muchos otros investigadores, debido a su simplicidad. El método considera un espectro de oleaje que se subdivide en N componentes de frecuencia. El objetivo es generar un rango específico de componentes de ondas que entren en fase, de tal modo que las componentes de ondas individuales se enfocan en una ubicación específica formando una ola de gran altura. La elevación de la superficie libre del agua se puede expresar como,

$$\eta(x, t) = \sum_{i=1}^N a_i \cos(k_i x - \omega_i t - \phi_i) \quad (44)$$

donde a_i es la amplitud, k_i es el número de onda, $\omega_i = 2\pi f_i$ es la frecuencia de la onda, ϕ_i es la fase de la onda, N es el número de componentes y t el tiempo. Donde k_i y ω_i están relacionados por la ecuación de la dispersión $\omega_i^2 = g k_i \tanh(k_i d)$, en donde g y d son la aceleración de la gravedad y la profundidad del agua respectivamente. La fase de cada uno de los componentes se calcula estableciendo,

$$\cos(k_i x - \omega_i t - \phi_i) = 1 \quad (45)$$

en donde $x = x_f$ será el punto de enfocamiento y $t = t_f$ el tiempo de enfocamiento, quedando la ecuación (46) como

$$\phi_i = k_i x_f - \omega_i t_f \quad (46)$$

Teniendo como resultado el desplazamiento de la superficie libre del agua que está dado por,

$$\eta(x, t) = \sum_{i=1}^N a_i \cos(k_i(x - x_f) - \omega_i(t - t_f)) \quad (47)$$

Se define como posición media de la paleta generadora de olas $x = 0$, y el desplazamiento deseado en la paleta generadora de olas es

$$\eta(0, t') = \sum_{i=1}^N a_i \cos(-k_i x_f - \omega_i t') \quad (48)$$

donde $t' = t - t_f$, el efecto de cambiar t_f es retrasar o avanzar toda la señal sin cambiar el punto de enfocamiento del grupo de ondas teórico, x_f .

Tomando en cuenta esta metodología, se generó un grupo de ondas conformado 32 componentes, las frecuencias $f_c = 0.5 \text{ Hz}$, $f_1 = 0.3 \text{ Hz}$, $f_2 = 0.7 \text{ Hz}$, un punto de enfocamiento localizado en $x=19 \text{ m}$ en un tiempo de 100 segundos y una frecuencia de muestreo de 25 Hz. El grupo de ondas generado dio como resultado un espectro tipo “sombrero” característico en este tipo de grupo de ondas (Figura 14b).

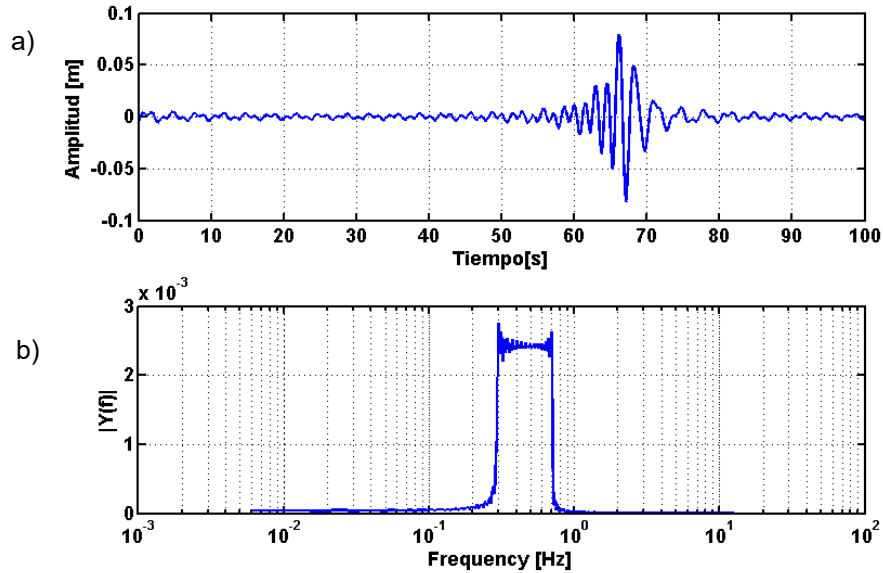


Figura 14. a) Grupo de ondas enfocadas en aguas intermedias de 32 componentes con una $f_c=1 \text{ Hz}$, $f_1=0.3 \text{ Hz}$, $f_2=0.7 \text{ Hz}$ y $A=0.06 \text{ m}$, tomando en cuenta un punto de enfocamiento a 19m. b) Espectro tipo “sombrero” del grupo de ondas de la Fig.13 a.

El método utilizado para generar oleaje irregular fue partir de un espectro Pierson-Moskowitz con una altura de ola significativa de 0.16 m, un periodo pico $T_p=2 \text{ s}$ y una velocidad de viento de 20 m/s (Ec. 49) creado por el software AwaSys5. Se realizaron un total de 10 realizaciones con las mismas condiciones de oleaje. Esta técnica no garantiza la generación de una onda enfocada pero proporciona una idea de la variabilidad esperada y posibles efectos asociados al enfocamiento (Whitaker *et al*, 2018).

$$S(f) = 0.0081(2\pi)^{-4} g^2 f^5 \exp[-0.74(g/2\pi f U)^4] \quad (49)$$

donde

π es $\pi=3.1416$

U es la velocidad del viento a una altura de 19.5 m sobre la superficie del mar

g es la gravedad

f es la fase

4.2 Modelado físico

4.2.1 Descripción del canal de oleaje

Los ensayos de laboratorio se llevaron a cabo en el canal de oleaje del Laboratorio de Ingeniería y Procesos Costeros (LIPC) del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. El canal de oleaje tiene 40 m de longitud, 0.8 m de ancho y 1.27 m de alto (Figura 15).

El canal de oleaje está equipado con un generador de oleaje unidireccional (GOU) del fabricante VTI el cual consiste de una pala tipo pistón con una potencia de 7.5 KW y 1.2 m de carrera. El sistema de generación es capaz de generar oleaje regular, oleaje irregular de segundo orden, y ondas solitarias dentro de las capacidades de desplazamiento y velocidad del pistón (Figura 16). La pala está dotada con un sistema de generación de segundo orden y absorción activa, así como un sistema de generación de corriente.



Figure 15. Canal de oleaje del LIPC de la UNAM

El canal se puede dividir en cuatro zonas (Figura 17). En primer lugar, la zona de generación que ocupa aproximadamente los primeros 3.20 m del canal donde también se encuentra la zona de carrera de la pala y la zona de absorción. Posteriormente continúa la zona de regularización de 8.30 m con muros de concreto. Consecutivamente, se encuentra la zona de observación, con una longitud de 21.05 m, la cual está acristalada para tener una mejor visualización de los ensayos. Finalmente, está la zona de disipación donde fue instalada una rampa de pendiente 1 a 10 y un enrocamiento en el extremo opuesto a la pala.



Figura 16. Estructura de sustentación del pistón - pala generadora.

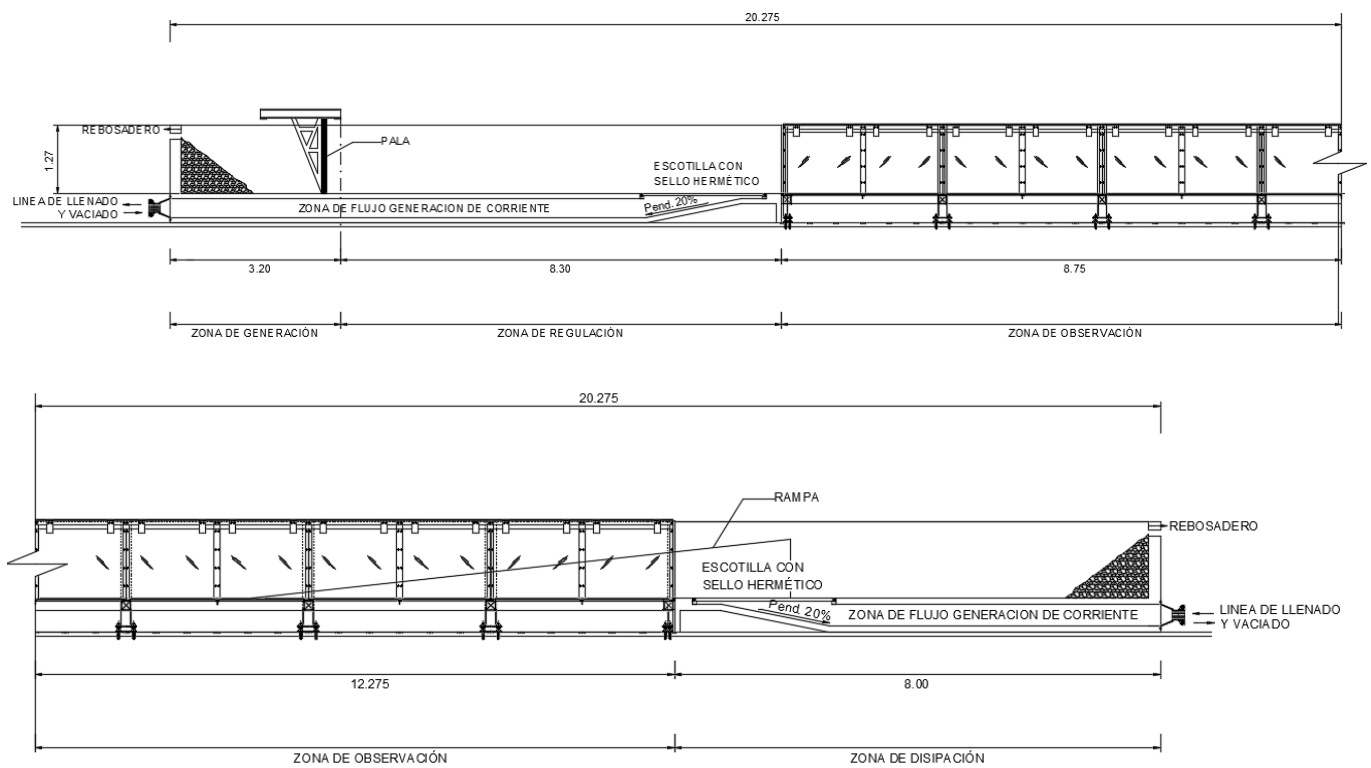


Figura 17. Esquema de la geometría del canal

El sistema de generación utiliza el software AwaSys5, desarrollado por Aalborg University, encargado de controlar el generador de oleaje unidireccional (GOU) por medio de un armario de control. Asimismo, almacena la información obtenida de los

sensores de oleaje tipo resistivo que se conectan a un sistema de adquisición de datos de VTI (Figura 18).

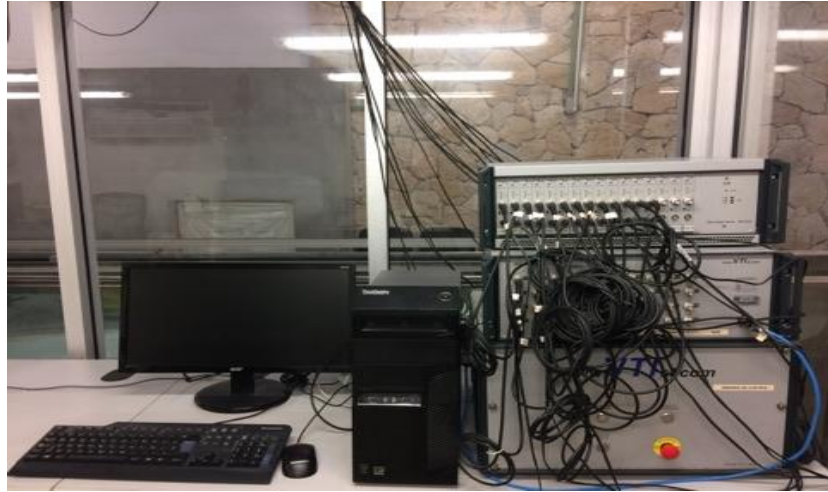


Figura 18. Equipo de cómputo, sistema de adquisición de datos VTI y armario de control VTI.

4.2.1.2 Descripción de los ensayos

Para el modelo físico se realizaron cuatro ensayos a escala 1:20: (i) el primer ensayo es el grupo de ondas enfocadas sin estructura, realizando 4 repeticiones con el fin de encontrar el punto de enfocamiento adecuado para colocar la estructura, (ii) el segundo ensayo es la interacción del grupo de ondas enfocadas con la tipología propuesta ubicada a $x=17$ m tomando como el origen ($x=0$ m) la posición de la pala y un nivel de agua en reposo a 0.60 m donde se realizaron 15 repeticiones que nos permitieron identificar la variabilidad natural del proceso de transformación del oleaje, el (iii) tercer ensayo es la interacción del grupo de ondas enfocadas con la tipología propuesta ubicada a 17 m y un nivel del agua en reposo a 0.50 m, y por último el (iv) cuarto ensayo es la interacción de la tipología propuesta con oleaje generado por un espectro tipo Pierson-Moskowitz (Ec.49) con un altura significativa de 0.16 m un periodo pico $T_p=2$ segundo y con un nivel del agua en reposo de 0.55 m (Tabla 6).

Tabla 6. Ensayos realizados en el Canal de olas del LIPC de la UNAM

Ensayo	S.L (m)	tipo de oleaje	Hs (m)	Tp (s)	Estructura (m)	Repeticiones
1	0.6	Ondas enfocadas	0.0442	2	Sin estructura	4
2	0.6	Ondas enfocadas	0.0442	2	17	15
3	0.50	Ondas enfocadas	0.0442	2	17	15
4	0.55	Irregular(Pierson-Moskowitz)	0.16	2	17	15

4.2.2 Diseño de la tipología

El Diseño de la tipología de la estructura costera modelada físicamente en el canal del LIPC del II-UNAM, corresponde a un dique vertical con banqueteta baja (Low Mound Breakwater) escala 1:20, según el diagrama paramétrico de Kortenhaus & Oumeraci (1998) (Figura 19). Esta tipología fue seleccionada debido a la facilidad de su construcción e instrumentación para obtener presiones y subpresiones para el cálculo de estabilidad y funcionalidad. Los parámetros geométricos de la estructura se propusieron con base a las dimensiones del canal (LIPC), y con un cálculo de estabilidad para evitar fallas en la estructura durante los ensayos.

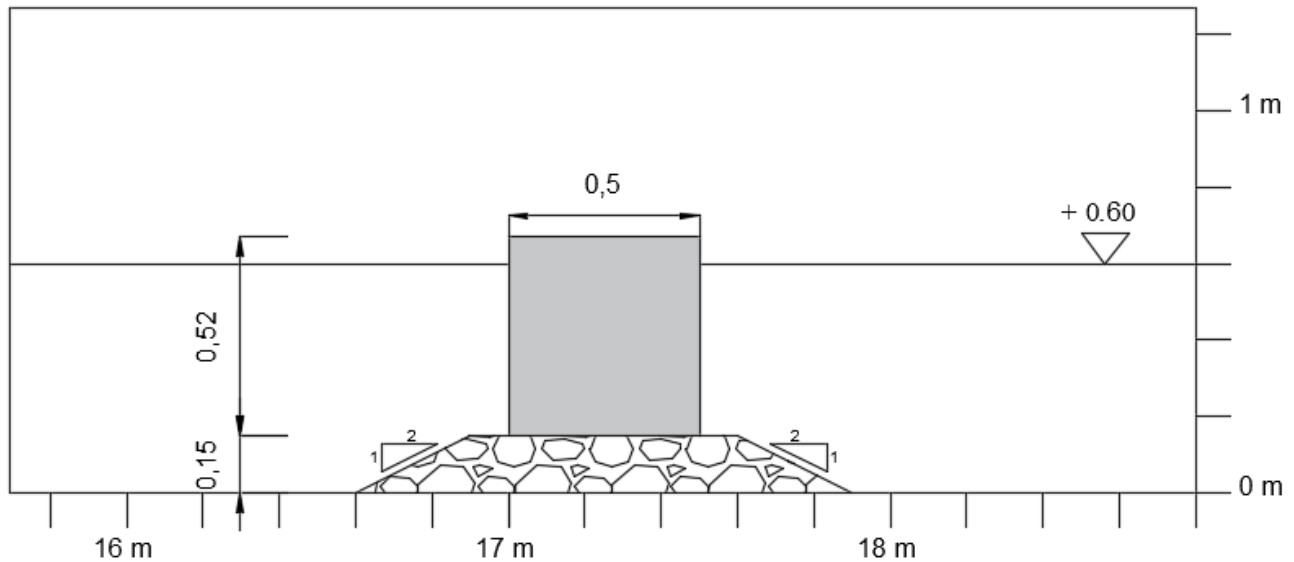


Figura 19. Sección transversal del dique vertical

Para el cálculo de la estabilidad de la banqueteta se utilizó la fórmula de Iribarren (1936) modificada por Hudson (1954) (Ec.44), considerándose para la construcción de la banqueteta roca caliza angulosa, un coeficiente de estabilidad tomado del CERC en el cual la estructura no presenta daño, tenga una sola capa, donde la colocación es al azar y una pendiente de 2 a 1 obteniendo un K_D igual a 2.3. Para la altura de ola de diseño se realizó una simulación con el modelo numérico COBRAS tomando en cuenta las ondas enfocadas, obteniendo así la altura máxima que golpea a la estructura, siendo esta altura de 0.15m. En la Tabla 7 se encuentran los parámetros utilizados y el peso de los elementos que conformaron la banqueteta.

$$M_{50} = \frac{\rho_s * H^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha} \quad (50)$$

Donde:

H Altura de diseño ($1.27 \cdot H_s$ o $H1/10$)

D_{n50} Longitud equivalente de un lado del cubo de la roca.

M_{50} Masa media de la roca

P_s Densidad de la roca

P_w Densidad del agua

Δ $(P_s / P_w) - 1$

α Pendiente de la estructura

K_D Coeficiente de estabilidad

Tabla 7. Valores para el cálculo del peso de los elementos de la banquetta del dique vertical

Hs	ρ_s	ρ_s	KD	Talud	M50
(m)	(kg/m^3)	(kg/m^3)	No. Rompe	cota	(Kg)
0.15	2200.00	1027.00	2.30	2.00	1.08

Se considera que la estructura es estable cuando las fuerzas verticales y horizontales que actúan sobre el dique no provocan deslizamiento o momento, por lo cual se realizó un balance de fuerzas donde se calculó el peso adecuado para mantener la estructura estable.

Se elaboró un diagrama de fuerzas tomando en cuenta las fuerzas que actúan debido a los empujes hidrostáticos, el peso del dique y la fuerza de fricción (Figura 20). Para la fuerza de fricción se consideró un coeficiente de fricción teórico igual a 0.70. En el sistema de fuerzas se despejó la variable de la masa siendo su valor máximo de 25.71 kg. Posteriormente, se calcularon los momentos que estas fuerzas ejercen en la estructura con el fin de verificar si la masa que se calculó para impedir el deslizamiento de la estructura también era la adecuada para evitar el momento (Figura 21). Después de los análisis del equilibrio de fuerzas y momentos, la masa máxima que se decidió utilizar fue de 50 kg.

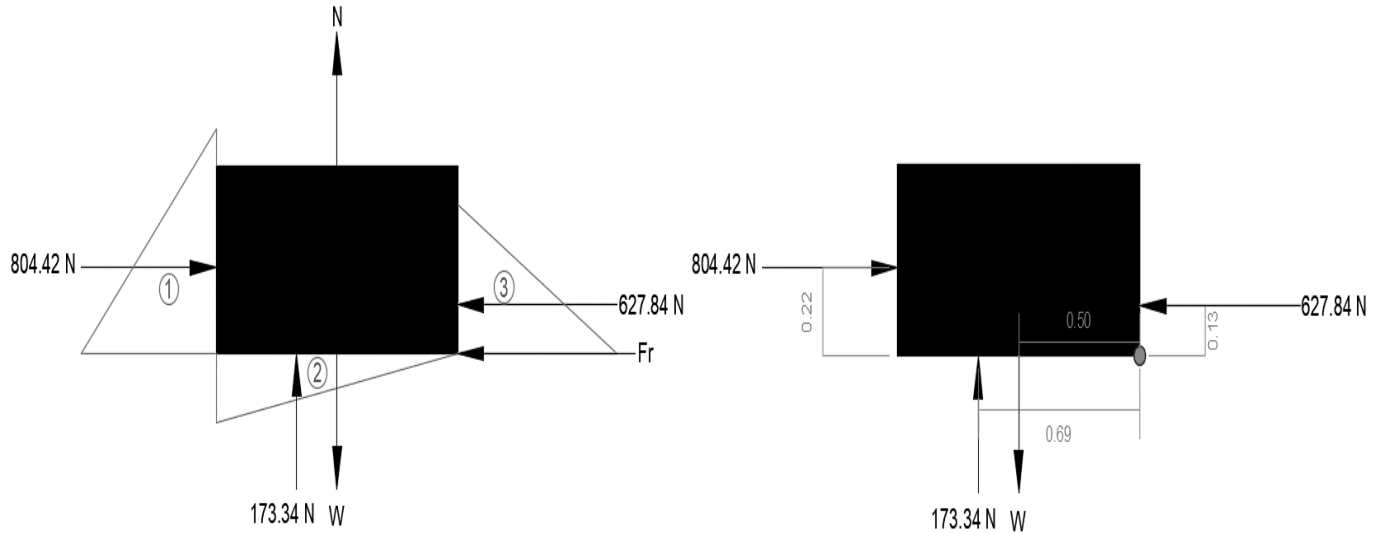


Figura 20. Diagrama de fuerzas en el dique vertical

Figura 21. Diagrama de fuerzas y distancias para generar momento en el dique vertical

Fuerza de fricción

$$Fr = \mu * N \quad (51)$$

Fuerza normal

$$N = W = mg \quad (52)$$

Sumatoria de fuerzas en x

$$\sum F_x = F_1 - Fr - F_3 = 0 \quad (53)$$

$$804.42 \text{ N} - 627.84 \text{ N} - Fr = 0$$

Despejando la Fuerza de fricción de la ecuación (50)

$$Fr = 804.42 \text{ N} - 627.84 \text{ N} = 176.58 \text{ N}$$

Considerando que la fuerza de fricción es $Fr = \mu * N$

$$Fr = 176.58 \text{ N} = 0.7 * N$$

Despejando la fuerza normal de la ecuación (50) nos queda

$$N = \frac{176.58 \text{ N}}{0.7} = 252.26 \text{ N}$$

Se considera que la fuerza normal es igual al peso y despejando la masa nos da como resultado

$$m = \frac{252.26 \text{ N}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 25.71 \text{ kg} \quad (54)$$

Sumatoria de fuerzas en y

$$\sum F_y = F_2 - W = 0 \quad (55)$$

$$173.34 \text{ N} - W = 0$$

Despejando el peso de la ecuación (49)

$$W = 173.34 \text{ N}$$

Para obtener la masa consideramos que $W = mg$ por lo tanto tenemos que la masa es

$$m = \frac{173.34 \text{ N}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 17.68 \text{ kg}$$

Sumatoria de Momentos

$$\sum M = -M_1 - M_2 + M_3 + MW = 0 \quad (56)$$

$$176.97 \text{ N.m} - 119.60 \text{ N.m} + 106.73 \text{ N.m} + W * 0.52 = 0$$

Despejando el peso

$$W = \frac{189.84 \text{ N.m}}{0.50} = 379.68 \text{ N.m}$$

Para obtener la masa consideramos que $W = mg$ por lo tanto tenemos que la masa es

$$m = \frac{379.68 \text{ N}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 38.70 \text{ kg} \quad (57)$$

4.2.3 Construcción y colocación de la tipología

La construcción de la tipología propuesta se realizó con tableros de madera de un grosor de 7/8 de pulgada. Para medir el *overtopping* se construyó un vertedero de madera de un grosor de 7/8 de pulgada en la parte sotamar del dique forrado de láminas de acrílico, posteriormente se selló la estructura con resina para evitar la deformación de la madera por el contacto con el agua (Figuras 22 a 24).



Figura 22. Construcción del cajón del dique



Figura 23. Construcción y forrado del vertedero con láminas de acrílico



Figura 24. Sellado de la madera con resina

Con la tipología propuesta construida y previamente identificado el punto de enfocamiento en el canal de olas a 17 metros se comenzó con la elaboración de la banqueta del dique vertical con elementos de 1kg aproximado a $x=17$ m tomando como origen la posición de la pala del canal de olas del (LIPC). Posteriormente se colocó el dique sobre de la banqueta así como los contrapesos necesarios para la estabilidad de la tipología (Figuras 25 a 27).



Figura 25. Elaboración de la banqueta del dique vertical a 17 metros



Figura 26. Colocación del dique encima a banqueta



Figura 27. Colocación de los contrapesos

4.2.4 Instrumentación

4.2.4.1 Superficie libre

El sistema de referencia utilizado en este trabajo tiene como origen ($x=0$) la pala (Tabla 8 y 9). Se colocaron sensores de oleaje tipo resistivo (Figuras 28 a 30), con una frecuencia de muestreo de 100 Hz conectados a través de un cable a un sistema de adquisición de datos marca VTI que envía la información al software AwaSys5 generando un archivo “*.txt” con la información de tiempo y volts que corresponde a cada sensor.

Tabla 8. Disposición de los sensores de oleaje ensayo 1

Sensor	Distancia (m)
1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	8
7	9
8	10
9	11
10	12
11	13
12	14
13	15
14	16
15	17
16	17.5
17	18
18	19
19	20
20	21
21	22

Tabla 9. Disposición de los sensores de oleaje ensayo 2,3 y 4

Sensor	Distancia (m)
1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	8
7	9
8	10
9	11
10	12
11	13
12	14
13	15
14	16
15	16.94
16	17
17	18
18	19
19	20
20	21
21	22

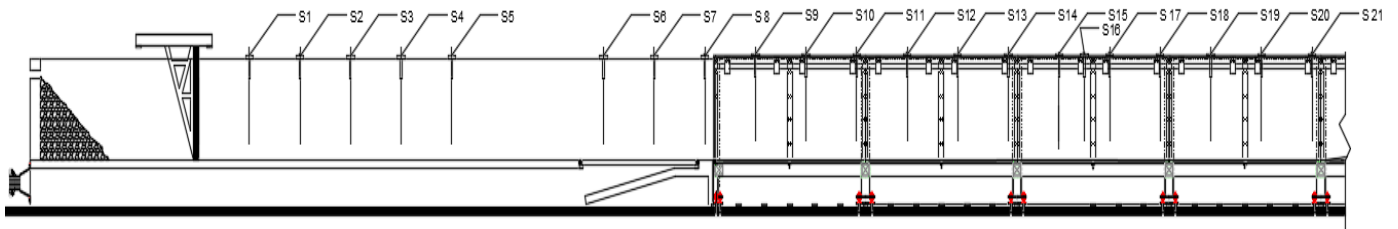


Figura 28. Plano de ubicación de los sensores de nivel ensayo 1

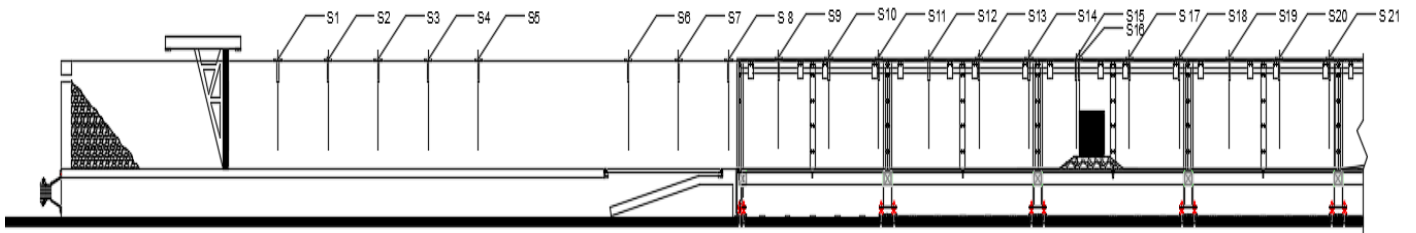


Figura 29. Plano de ubicación de los sensores de nivel ensayo 2,3 y 4

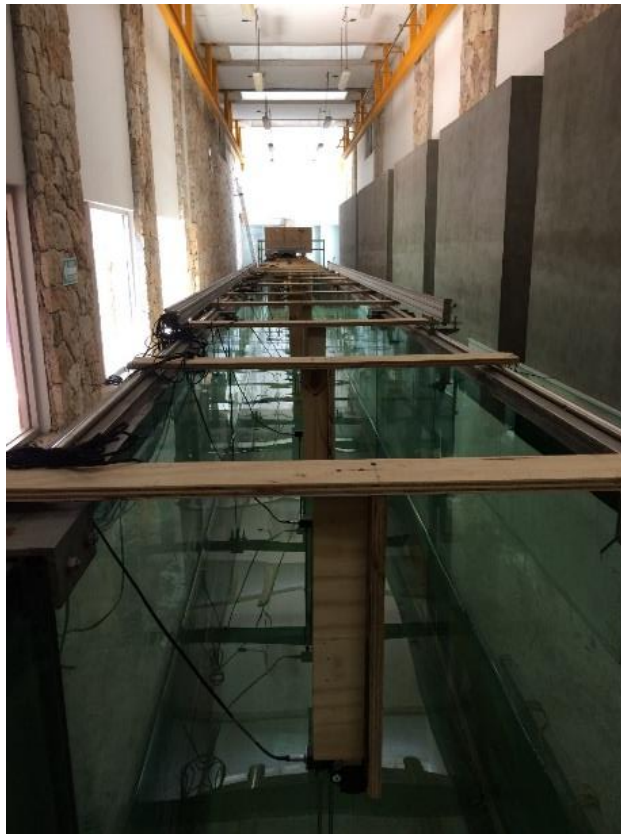


Figura 30. Colocación de los sensores tipo resistivos

4.2.4.2 Presión

Para obtener la presión alrededor de la estructura se colocaron sensores marca Keller America con una precisión de $\pm 0.25\%$ ó $\pm 0.1\%$ T.E.B, un rango de presión de 0 a 39225.53 Pascales y un rango de temperatura de -10°C a 80°C , usando una frecuencia de muestreo en los ensayos 2 y 3 de 19 Hz y de 17Hz para el ensayo 4. Los sensores de presión Acculevel fueron colocados en la cara barloomar y en la cara inferior del dique (Tabla 10 y Figuras 31 y 32).

Tabla 10. Disposición de los sensores de presión con origen X=0 en la pala y Y=0 en el fondo

Sensor	Distancia x (m)	Distancia y (m)
1	17	0.625
2	17	0.525
3	17	0.405
4	17	0.285
5	17	0.195
6	17.045	0.15
7	17.145	0.15
8	17.265	0.15
9	17.385	0.15
10	17.475	0.15

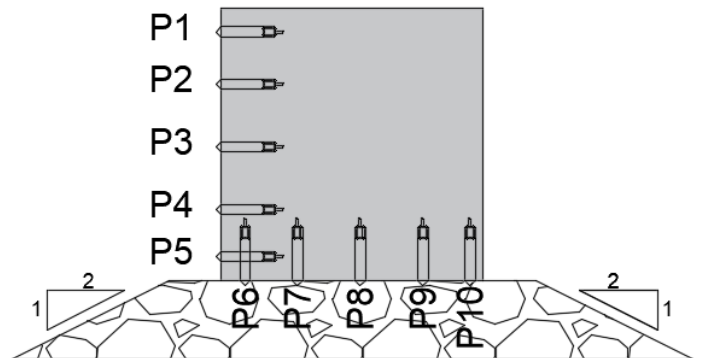


Figura 31. Plano de ubicación de los sensores de presión



Figura 32. Colocación de sensores de presión

4.2.4.3 Rebase

La tasa de rebase instantánea se derivó a partir de la medición del volumen de agua captado por el vertedero situada en la parte sotamar del dique. El vertedero tenía dimensiones de 0.275 m de ancho, 0.75 m de largo y 0.285 m de fondo, con capacidad para 0.058 m³. Para calcular el volumen de agua introducido por el oleaje, se instalaron 3 tipos de sensores para medir el nivel: para los ensayos 2 y 3 se utilizó un sensor acústico con una frecuencia de muestreo de 10 Hz (Figura 33), y para el ensayo 4 se utilizó un sensor de nivel tipo resistivo y un sensor de presión (rango de 0 a 4 metros columna de agua) con una frecuencia de muestreo de 100 Hz y 17 Hz, respectivamente (Figura 34).



Figura 33. Colocación de sensor de nivel acústico



Figura 34. Colocación de sensor de nivel tipo resistivo y sensor de presión

4.2.5 Generación de oleaje en el canal

El oleaje fue generado con el software de generación de oleaje AwaSys5. Para el caso del grupo de ondas enfocadas se utilizó la opción de generar oleaje a partir de una serie de tiempo generada externamente siguiendo la metodología descrita en el capítulo 4.1 con la frecuencia de muestreo con la que se elaboró para los ensayos 1 al 3. En el ensayo 4 seleccionamos la opción de generar oleaje irregular con un espectro tipo Pierson-Moskowitz con un altura significativa de 0.16 m, un periodo pico de 2 segundos y con una velocidad de viento de 20 m/s. Para todos los ensayos se utilizó generación de segundo orden con absorción activa en la pala de generación.

4.2.6 Análisis de datos

Se realizaron las curvas de calibración de todos los sensores resistivos antes de cada uno de los ensayos para poder convertir las mediciones de volts a metros. Para ello, se generaron curvas de calibración a partir de la medición de diferentes niveles conocidos y su posterior ajuste a través de una regresión lineal, obteniendo un coeficiente de correlación cercano a 0.99. Las series temporales de superficie libre se analizaron a través del método de cruce por ceros ascendente para encontrar las alturas de ola en el tren de oleaje y a partir de ellas determinar en cada sensor la altura de ola máxima y la altura significativa. En el caso de los sensores de presión no se requiere ninguna calibración ya partir de ellos se obtuvieron los valores promedios y máximos.

4.3 Modelado numérico

Para el modelado numérico se utilizó el modelo COBRAS (Cornell Breaking Wave and Structures). Este modelo fue desarrollado por la Universidad de Cornell a partir del modelo de la NASA llamado RIPPLE. El modelo COBRAS ha sido adaptado para usarse en los estudios de la interacción de oleaje-estructura donde se puede considerar cualquier tipología permeable o impermeable (Hsu *et al.*, 2002). Es un modelo bidimensional que resuelve las ecuaciones de Reynolds y Navier Stokes promediadas (VARANS), con un modelo de turbulencia k-ε algebraico no lineal y la capacidad de describir la superficie libre sin restricciones geométricas por medio de la técnica VOF (Volume of Fluid), por lo cual se puede representar todos los procesos de transformación del oleaje incluida la rotura o el rebase, haciendo del modelo COBRAS un modelo sin limitaciones debido a que no pre-supone ninguna teoría de onda.

En estudios como el de Lin & Liu (1998), Losada *et al.* (2008) y Guanche *et al.* (2009) se ha utilizado el modelo COBRAS validado con datos de laboratorio, por lo cual el modelo COBRAS puede usarse como un canal virtual para ayudarnos a complementar trabajos realizados en el laboratorio reduciendo así tiempo y costos, obteniendo variables como velocidades, presiones y comportamiento de la superficie libre por medio de sensores virtuales.

4.3.1. Formulación matemática

El modelo numérico COBRAS resuelve las ecuaciones promediadas de Reynolds (*Volume Average Reynolds-Averaged Navier Stoke*). Estas ecuaciones, consideran el flujo turbulento mediante la descomposición de Reynolds, dividiendo el campo de velocidades y el de presiones en dos partes: velocidad y presión media $\langle u_i \rangle$ y $\langle p_i \rangle$, y velocidad y presión turbulenta u' y p' . Expresando el campo de presiones y velocidades como:

Ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial x_i} = 0 \quad (58)$$

Ecuación de cantidad de movimiento:

$$\frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial t} + \frac{\langle \bar{u}_j \rangle}{n(1+c_A)} \frac{\partial \langle \bar{u}_j \rangle}{\partial x_j} = \frac{1}{(1+c_A)} \left[-\frac{n}{\rho} \frac{\partial \langle \bar{P} \rangle^f}{\partial x_i} - \frac{\partial \langle \bar{u}_i \bar{u}_j \rangle}{\partial x_i} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \langle \bar{\tau}_j \rangle}{\partial x_j} + n g_i \right] \quad (59)$$

$$- \frac{1}{1+c_A} \left[\frac{\alpha(1-n)^2}{n^2 D_{50}^2} \langle \bar{u}_i \rangle + \frac{\beta(1-n)}{n^2 D_{50}^2} \sqrt{\langle \bar{u}_1 \rangle^2 + \langle \bar{u}_2 \rangle^2} \langle \bar{u}_i \rangle \right]$$

donde $i,j=1,2,3$ representa cada una de las dimensiones. u_i representa la componente i -ésima del vector velocidad, ρ representa la densidad, p la presión, g_i representa la componente i -ésima del vector aceleración de la gravedad y τ_{ij} las tensiones viscosas. La notación $\langle \rangle$ representa el promedio temporal de la variable:

$$\langle \tau_{ij} \rangle = 2\mu S_{ij} + \rho \langle u_i' u_j' \rangle \quad (60)$$

$$S_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) \quad (61)$$

$\mu = \nu \rho$ es la viscosidad dinámica y ν es la viscosidad cinemática (XNU).

Condición cinemática en el contorno:

$$\frac{\partial \langle \rho \rangle}{\partial t} + \langle u_i \rangle \frac{\partial \langle \rho \rangle}{\partial x_i} = 0 \quad (62)$$

Donde el modelo de turbulencia k - ε está dado por,

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial k}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} + \nu \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] - \langle u_i' u_j' \rangle \frac{\partial \langle u_i' \rangle}{\partial x_j} - \varepsilon \quad (63)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} + \nu \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] + 2C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} \nu_t S_{ij} \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} - C_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (64)$$

donde:

$$k = \frac{1}{2} \langle u_i' u_i' \rangle \text{ es la energía cinética turbulenta} \quad (65)$$

$$\varepsilon = \nu \left\langle \left(\frac{\partial u_i'}{\partial x_k} \right)^2 \right\rangle \text{ es la tasa disipación de la energía turbulenta} \quad (66)$$

$$\nu_t = C_d \frac{k^2}{\varepsilon} \text{ es la viscosidad de remolino} \quad (67)$$

$$\sigma_k = 1.0,$$

$$\begin{aligned}\sigma_\varepsilon &= 1.3, \\ C_{1\varepsilon} &= 1.44 \\ C_{2\varepsilon} &= 1.92\end{aligned}$$

$$C_d = \frac{2}{3} \left(\frac{1}{7.4 + S_{\max}} \right) \quad (68)$$

$$S_{\max} = \frac{k}{\varepsilon} \max \left(\left| \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_i} \right| \right) \quad (69)$$

Modelo lineal de cierre para el tensor de tensiones de Reynolds (viscosidad de remolino isotrópica).

$$\langle u_i 'u_j' \rangle = -2\nu_t S_{ij} + \frac{2}{3} k \delta_{ij} \quad (70)$$

Modelo no lineal de cierre para el tensor de tensiones de Reynolds (viscosidad de remolino anisótropa).

$$\begin{aligned}\langle u_i 'u_j' \rangle = & \frac{2}{3} k \delta_{ij} - C_d \frac{k^2}{\varepsilon} \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) \\ & - \frac{k^3}{\varepsilon^2} \left[C_1 \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_l} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_l} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_i} - \frac{2}{3} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_k \rangle}{\partial x_l} \delta_{ij} \right) \right. \\ & + C_2 \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_k} - \frac{1}{3} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \delta_{ij} \right) \\ & \left. + C_3 \left(\frac{\partial \langle u_k \rangle}{\partial x_i} \frac{\partial \langle u_k \rangle}{\partial x_j} - \frac{1}{3} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \delta_{ij} \right) \right] \quad (71)\end{aligned}$$

donde:

δ_{ij} es la delta de Kronecker

$$C_1 = \frac{1}{185.2 + D_{\max}^2}$$

$$C_2 = -\frac{1}{58.5 + D_{\max}^2}$$

$$C_3 = \frac{1}{370.4 + D_{\max}^2}$$

$$D_{\max} = \frac{k}{\varepsilon} \max \left(\left| \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} \right| \right)$$

Nótese que si $C_1=C_2=C_3=0.0$, la ecuación de cierre pasa de no lineal a lineal

4.3.2 Generación de oleaje

El modelo COBRAS puede genera oleaje monocromático (oleaje de Stokes de 2° y 5° orden, oleaje cnoidal, oleaje lineal), onda solitaria (Dean y Dalrymple, 1991), oleaje irregular utilizando una función fuente o de flujo en el contorno.

En este trabajo se utilizó la generación de oleaje irregular empleando archivos externos con las series temporales de superficie libre medidas en el sensor 1 de los ensayos del laboratorio. Esta información fue utilizada para derivar las velocidades horizontales y verticales en el contorno a través de la teoría del potencial de primer orden y segundo orden, que asume que el flujo es irrotacional y que existe una función escalar, llamada potencial de velocidades que está definido por:

$$\phi(x, y, z, t) \quad (72)$$

Y el campo de velocidades se obtiene a partir de,

$$(\bar{u} = \nabla\phi) \quad (73)$$

El agua puede considerarse incompresible, entonces la ecuación de continuidad del flujo puede representarse por medio de la ecuación de Laplace.

$$\nabla \cdot \bar{u} = \nabla^2 \phi = 0 \quad (74)$$

Esta ecuación de primer orden permite la superposición de soluciones. Por lo tanto, la serie temporal puede descomponerse utilizando series de Fourier para estimar el potencial de velocidad y perfil de velocidades correspondiente a cada una de ellas.

4.3.3 Descripción de los casos simulados

El modelo numérico fue validado con los datos de superficie libre y presión obtenidos en el canal de oleaje. Posteriormente, el modelo fue utilizado para estudiar el papel de la ubicación relativa de la estructura con relación al punto de enfocamiento en la estabilidad y funcionalidad de la estructura.

Se modelaron 6 casos, donde el primer caso corresponde a un grupo de ondas enfocadas sin estructura con el fin de evaluar el método de generación en el modelo numérico y su capacidad para predecir el punto de enfocamiento en el modelo físico. El segundo ensayo estuvo enfocado al estudio de la interacción del grupo de ondas enfocadas con la tipología propuesta. Este caso permitió evaluar la capacidad del modelo numérico para reproducir la rotura y reflexión del oleaje en la estructura, así como el campo de presiones asociado. Los casos 3 a 6 mantuvieron las mismas condiciones de forzamiento que en el caso 2, pero variando la ubicación de la estructura. Esto permitió evaluar la estabilidad y funcionalidad del dique considerando la variación de su posición con respecto al punto de enfocamiento (ver Tabla 11).

Tabla 11. Casos modelados en COBRAS.

Caso	S.L (m)	Tipo de oleaje	Hs (m)	Tp (s)	Estructura (m)	Repeticiones
1	0.6	Ondas enfocadas	0.0442	2	Sin estructura	1
2	0.6	Ondas enfocadas	0.0442	2	17	1
3	0.6	Ondas enfocadas	0.0442	2	7	1
4	0.6	Ondas enfocadas	0.0442	2	14	1
5	0.6	Ondas enfocadas	0.0442	2	20	1
6	0.6	Ondas enfocadas	0.0442	2	27	1

4.3.4 Generación de malla

Para el ensayo 1 se utilizó el software Coral, desarrollado en la Universidad de Cantabria, para crear una malla estructurada uniforme de 30 metro de largo por 1.3 metro de alto con un $\Delta x=0.02$ m y $\Delta y= 0.01$. Asimismo, se introdujo el nivel del agua en reposo de 0.6 m, con el fin de reproducir los ensayos realizados en el canal de oleaje (Figura 35). En los casos del 4 al 6 se utilizó la misma malla pero se incluyó la estructura, ubicándola en diferente posición en cada caso. La estructura se introdujo en el modelo definiendo el cajón del dique como un obstáculo impermeable

y la banquetta como un medio poroso, con valores de 0.5 porosidad, D_{50} de 0.10 metros, coeficiente de fricción lineal de 200, coeficiente de fricción no lineal de 1.1 y coeficiente de masa añadida de 0.340. Estos valores fueron adaptados de estudios previos (Hsu *et al.* 2002; Guanche, 2007) (Figura 36).

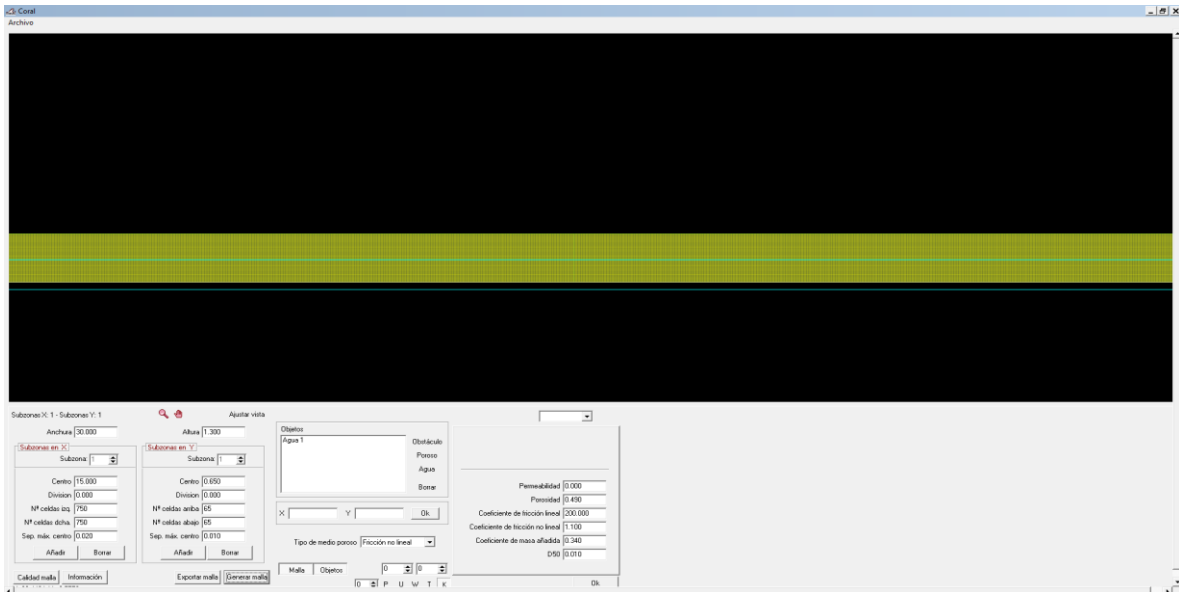


Figura 35. Características de la malla de cálculo en el modelo COBRAS.

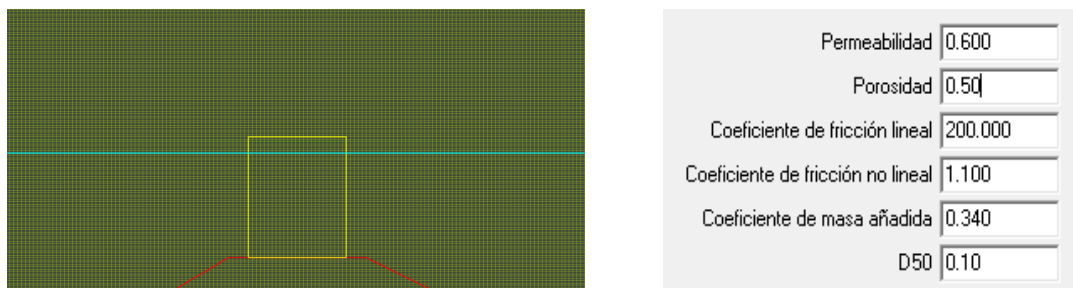


Figura 36. Definición de valores del medio poroso y geometría de la estructura, (obstáculo impermeable: color amarillo obstáculo, medio poroso: color rojo).

4.3.5 Condiciones de contorno

En el modelo numérico se definieron las siguientes condiciones de contorno y parámetros

- En el contorno izquierdo se puso una condición de flujo a través de la cuál fue introducida la serie de oleaje a partir de la series

temporales de superficie libre y perfil de velocidades (u) y verticales (v) calculado a partir de teoría lineal y segundo orden.

- En el contorno derecho una condición de extracción.
- Para los contornos arriba y abajo se consideró contorno rígido con deslizamiento libre.
- Los parámetros de fluido fueron una viscosidad cinemática de $1.0e06$, condición inicial del fluido en reposo (velocidades nulas), presión constante en las celdas superficiales, y un modelo de turbulencia no lineal (medio anisótropo).
- Se colocaron sensores virtuales a cada medio metro de la malla y en donde se ubica el dique los cuales midieron presión, velocidad y superficie libre.

4.3.6 Análisis de datos

El análisis de los datos de nivel y presión fue similar al utilizado con las mediciones de laboratorio. Se utilizó el método de cruces por cero ascendente para encontrar la altura de ola máxima y altura de ola significativa, también se obtuvieron datos de presión. Tomando en cuenta los datos de velocidad y superficie libre, así como su variación en el tiempo por encima del franco bordo, calculamos la tasa instantánea de rebase a partir del campo de velocidades, evaluando directamente caudales de rebase (ver Ec.75).

$$Q(x, t) = \int_{y_1}^{y_2} u(x, y, t) dy \quad (75)$$

Se compararon los resultados numéricos con los resultados del modelo físico.

4.4 Formulaciones semiempíricas

En esta sección se describen las formulaciones semiempíricas existentes en la literatura utilizada para el estudio de estabilidad y funcionalidad de estructuras costeras.

4.4.1 Presiones y subpresiones dinámicas

Para poder plantear la formulación semiempírica del cálculo de presiones y subpresiones dinámicas, tomamos en cuenta los ensayos 2 y 3, modelados físicamente, el tipo de oleaje que interactuaba en la estructura con el fin de seleccionar el método adecuado (Figura 37).

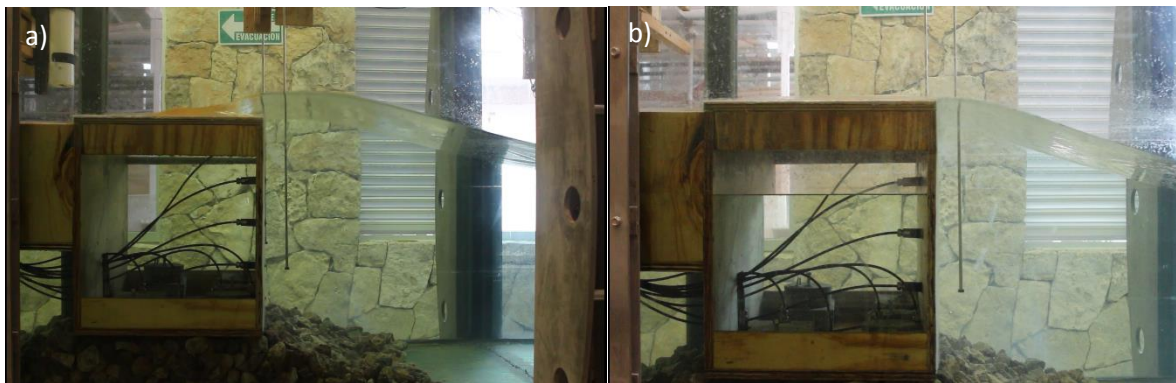


Figura 37. Tipo de oleaje pulsante interactuando con el dique vertical del (a) Ensayo 2 y (b) Ensayo 3.

Se tomaron en cuenta los parámetros que se muestran en la Tabla 12 para aplicar el método de Goda (1974) adecuado para el tipo de oleaje pulsante. Para evaluar su comportamiento los resultados fueron comparados con las mediciones realizadas en el modelo físico.

Tabla 12. Parámetros utilizados en el método de Goda (1974).

Ensayo	h_s (m)	Tipo de oleaje	H_s (m)	H (m)	T_p (s)	h_c (m)	h (m)	β
2	0.6	Ondas enfocadas	0.0442	0.7956	2	0.07	0.45	0
3	0.50	Ondas enfocadas	0.0442	0.7956	2	0.17	0.45	0

4.4.2 Rebase

Considerando que la estructura es un dique vertical, utilizamos la formulación de Franco *et al.* (1999) para el cálculo de rebase (Ec.76).

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0.082 \exp\left(-3.0 \frac{Rc}{H_s} \gamma_\beta \gamma_s\right) \quad (76)$$

Donde:

Q =Caudal medio de rebase adimensional ($m^3/s/m$)

q =Caudal medio de rebase ($m^3/s/m$)

g =Aceleración de la gravedad (m^2/s)

Rc =Francobordo (m)

H_s =Altura de ola significativa (m)

γ_β =Coeficiente adimensional función del ángulo de incidencia del oleaje.

γ_s =Coeficiente adimensional de la geometría frontal del paramento.

Se utilizaron los siguientes parámetros que se muestran en la Tabla 13 de los ensayos 2 y 3. Los resultados los comparamos con del modelo físico.

Tabla 13. Parámetros utilizados en el método de Franco *et al.* (1999).

Ensayo	hs (m)	Tipo de oleaje	Hs (m)	Tp (s)	Rc (m)	γ_β	γ_s
2	0.6	Ondas enfocadas	0.0442	2	0.07	0.83	1
3	0.6	Ondas enfocadas	0.0442	2	0.17	0.83	1

5. Resultados

5.1 Modelado físico

A continuación se presentan todos los resultados obtenidos en el canal de oleaje.

Ensayo 1: Propagación del grupo de ondas enfocadas sin la presencia de estructura (h=0.60m)

La figura 38a muestra los resultados de la altura de ola máxima a lo largo del canal de oleaje, presentándose la altura de ola máxima a 17 m. En la figura 38b se muestra la evolución del tren de olas en diferentes puntos del canal. Las series temporales de superficie libre corresponden a los sensores ubicados a 1 m, 8 m y 17 m, donde se observa la evolución del grupo de ondas desde su generación hasta el enfocamiento. El enfocamiento teórico, estimado por teoría lineal, para este caso era a 19 m, lo que difiere ligeramente con el punto de enfocamiento observado ($x=17$ m).

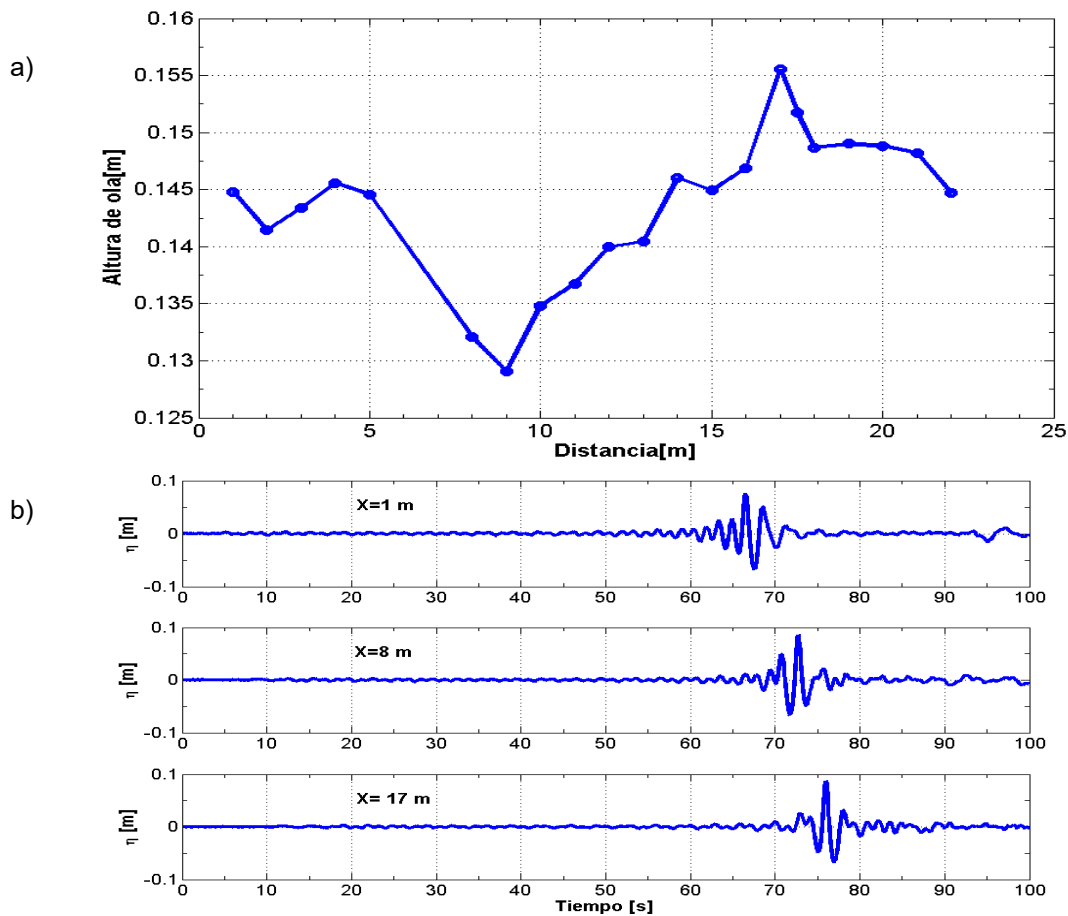


Figura 38. (a) Alturas de ola máxima a lo largo del canal del LIPC del II-UNAM para el ensayo 1. (b) Series temporales de superficie libre en $x=1$ m, $x=8$ m y $x=17$ m.

Ensayo 2: Interacción del grupo de ondas enfocadas con una estructura ubicada en $x= 17\text{ m}$ ($h=0.60\text{m}$)

En el ensayo 2 se ubicó la estructura en el punto de enfocamiento localizado en el ensayo 1. En este caso observamos que la altura de ola máxima a 17 m es 1.7 veces mayor que en el ensayo 1 debido a la reflexión del oleaje en la estructura. Se realizaron 15 repeticiones de los ensayos para obtener los valores promedios y la desviación estándar, presentándose variaciones de entre 0.0005 m y 0.01 m siendo mayor a 17 m donde se encuentra la estructura (Figura 39a y b). En la figura 39c se observa el comportamiento de la superficie libre a 17 m siendo muy similar al ensayo 1 pero de mayor magnitud debido a la interacción con la estructura.

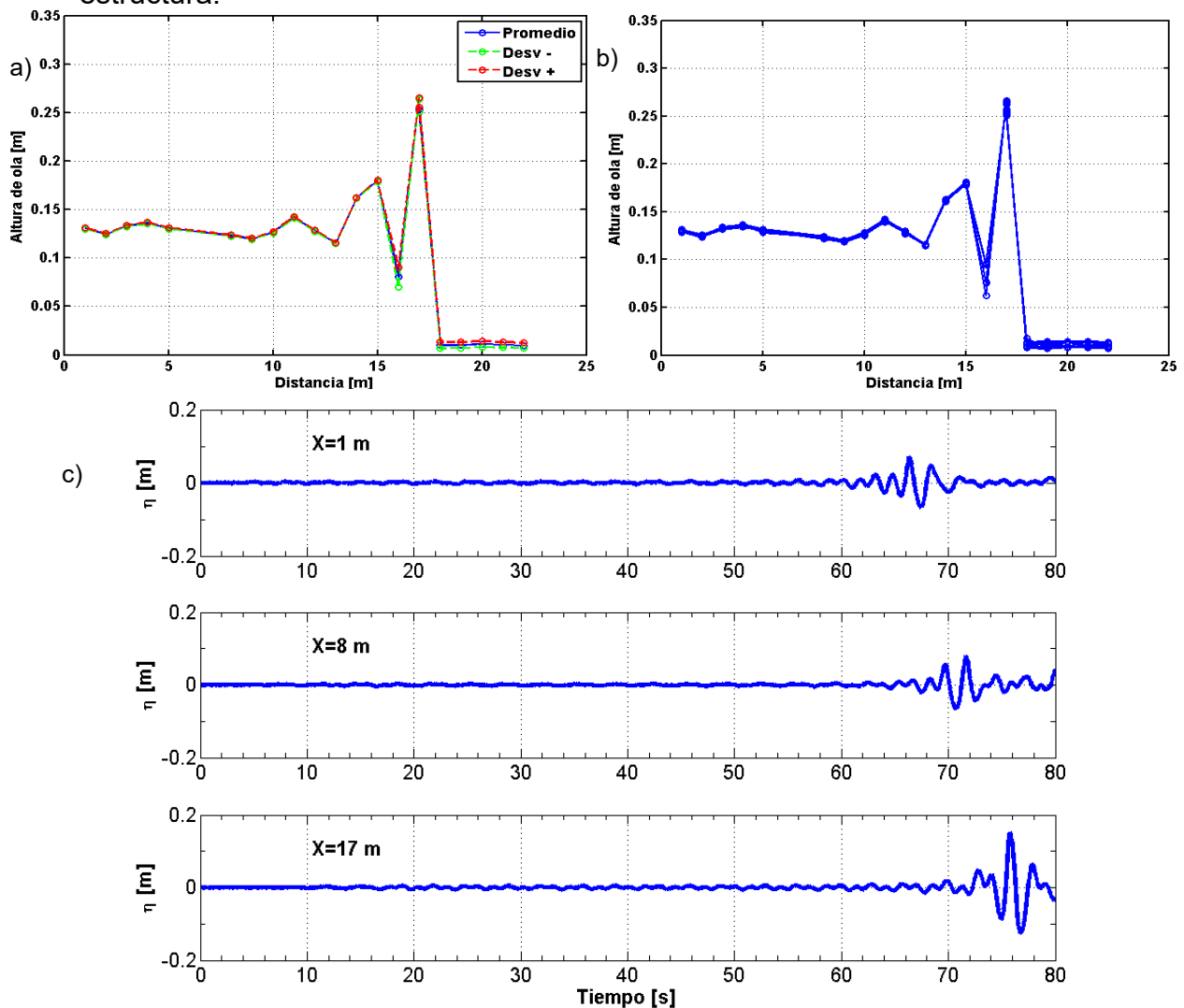


Figura 39. (a)Ensamble de las alturas de ola máxima que se presentaron a lo largo del canal del LIPC del II-UNAM de las 15 repeticiones del ensayo 2. (b) Promedio \pm desviación estándar de las 15 repeticiones del ensayo 2. (c) Comportamiento de la superficie libre en $x=1\text{ m}$, $x= 8\text{ m}$ y $x=17\text{ m}$ en el ensayo 2.

En la figura 40a se muestran las series temporales de presión, obtenidas en los sensores alrededor de la estructura, correspondientes a las 15 repeticiones realizadas en el ensayo 2. Se observa poca variabilidad entre las distintas repeticiones. La figura 40b muestra los valores promedios de los ensambles correspondientes a cada sensor. Los sensores sumergidos tienen un comportamiento similar, variando la magnitud dependiendo su profundidad, con excepción del sensor P1 que no se encuentra sumergido y sólo registra las presiones dinámicas.

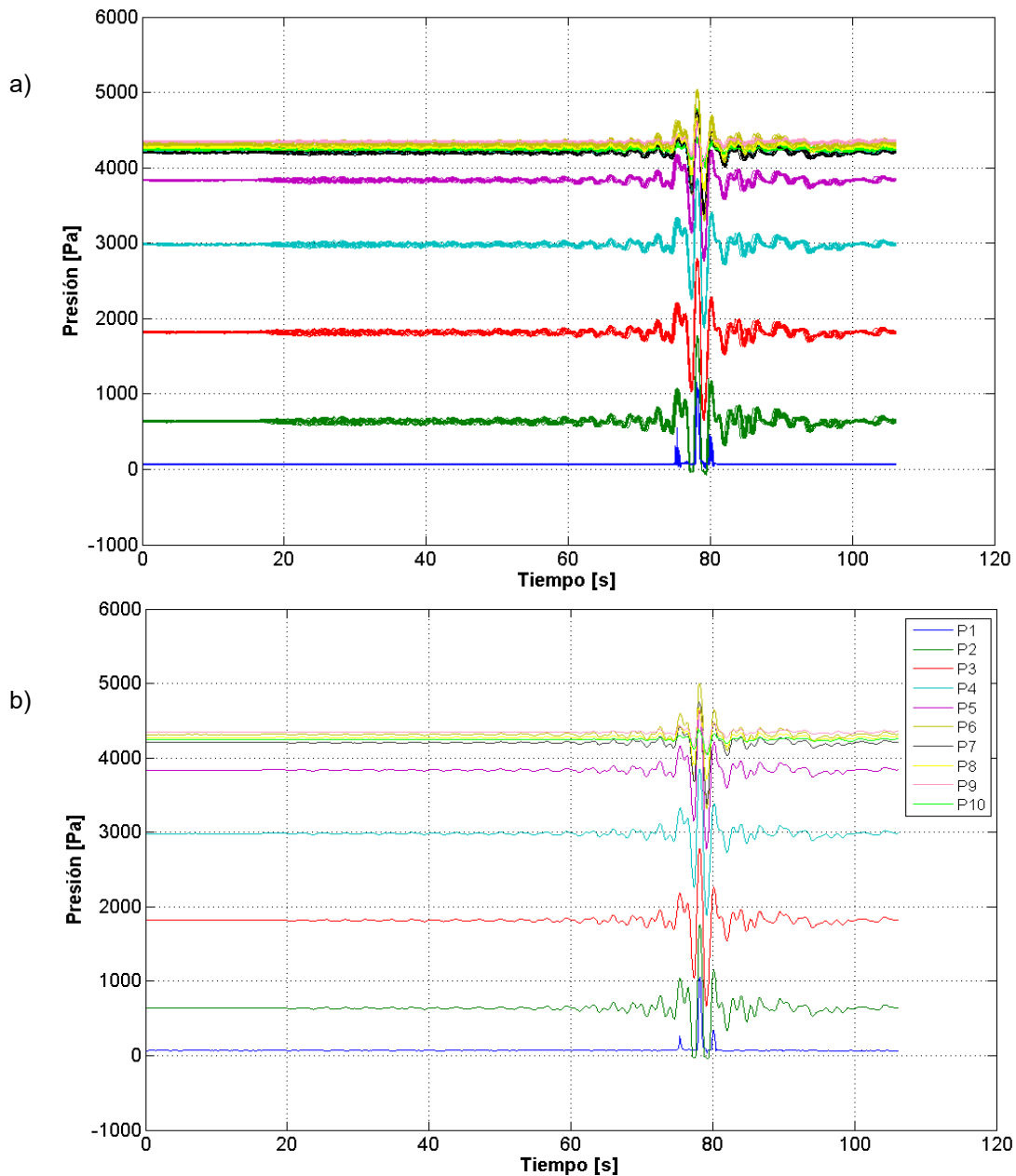


Figura 40. (a) Series temporales de presión en cada sensor correspondiente a las 15 repeticiones realizadas durante el ensayo 2. (b) Serie temporal del promedio de ensamble los sensores de presión de las 15 repeticiones en el ensayo 2.

El análisis de las presiones dinámicas máximas en el dique muestran que existe una mayor variación entre las 15 repeticiones en el sensor P1, el cual no se encuentra sumergido, y en el P2 se observa la mayor presión (Figura 41a). Estos sensores son fuertemente afectados por el proceso de rotura del oleaje durante la interacción del grupo de ondas con la estructura. En las subpresiones dinámicas máximas que se presentaron en el dique existe una mayor variación entre las 15 repeticiones en el sensor P6 el cual se ubica pegado a la cara del dique donde se presenta la mayor subpresión (Figura 41b).

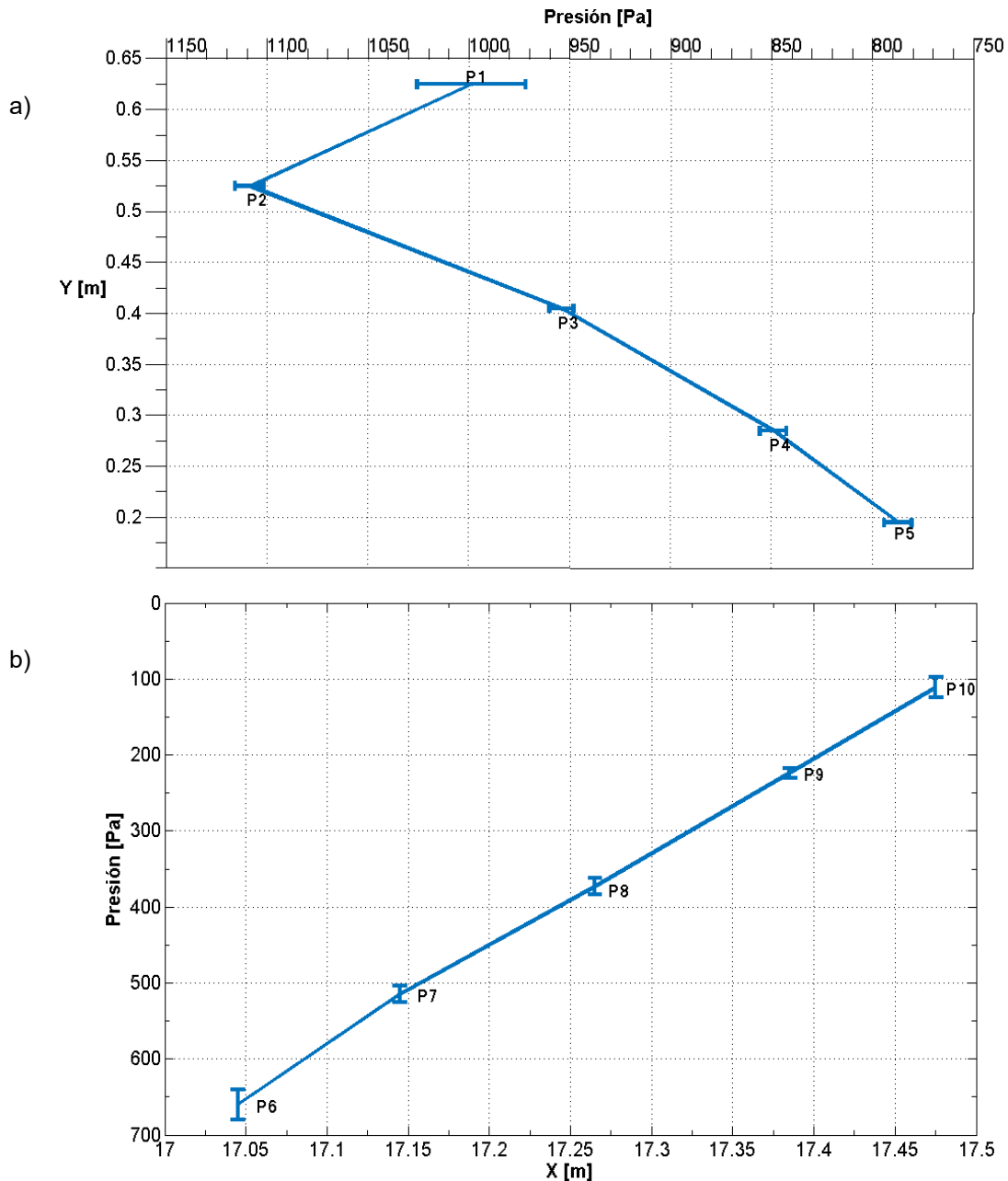


Figura 41. (a) Presiones y (b) subpresiones dinámicas máximas que se presentaron en el dique del ensayo 2. Las barras representan la desviación estándar de las realizaciones.

Ensayo 3: Interacción del grupo de ondas enfocadas con estructura en $x=17$ m ($h=0.5$ m)

En los resultados del ensayo 3 se observa que el comportamiento de la superficie libre y la altura de ola máxima son similares a los observados en el ensayo 2. Sin embargo, existen diferencias en la altura de ola máxima a 17 m siendo mayor por 0.0179 m y desfase en la misma distancia (Figura 42b y c). En el ensamble de las 15 repeticiones de la altura de ola máxima se presentaron desviaciones estándar entre 0.004m y 0.003m, con los mayores valores ubicados después del punto de enfocamiento (Figura 42a y b).

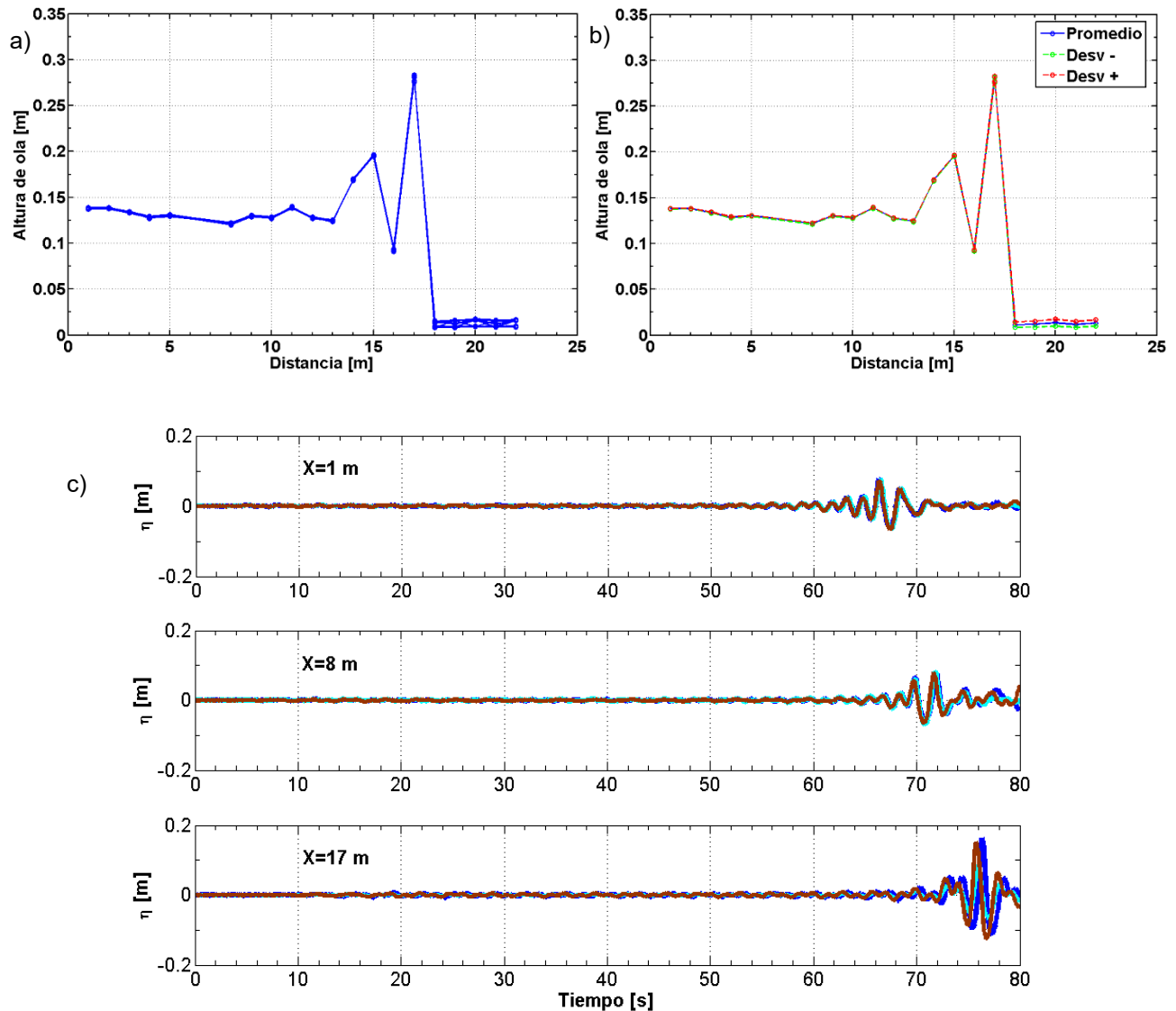


Figura 42. (a) Ensamble de las alturas de ola máxima que se presentaron a lo largo del canal del LIPC del II-UNAM correspondiente a las 15 repeticiones del ensayo 3. (b) Promedio \pm desviación estándar de las 15 repeticiones del ensayo 3. (c) Comparación del ensayo 1 al 3 del comportamiento de la superficie libre en $x=1$ m ,8 m y 17 m (ensayo 1: línea cian; ensayo 2: línea café; ensayo 3: línea azul).

En el ensayo 3 los sensores P1 y P2 estuvieron expuestos, debido a la disminución en el nivel del agua, y sólo registraron las presiones dinámicas ejercidas sobre la estructura durante la rotura. Los sensores de presión sumergidos muestran un comportamiento similar a la superficie libre medida en $x=17$ m (ver figura 43b). En general, no se presentan diferencias entre repeticiones a excepción del sensor P2 (ver en la figura 43a).

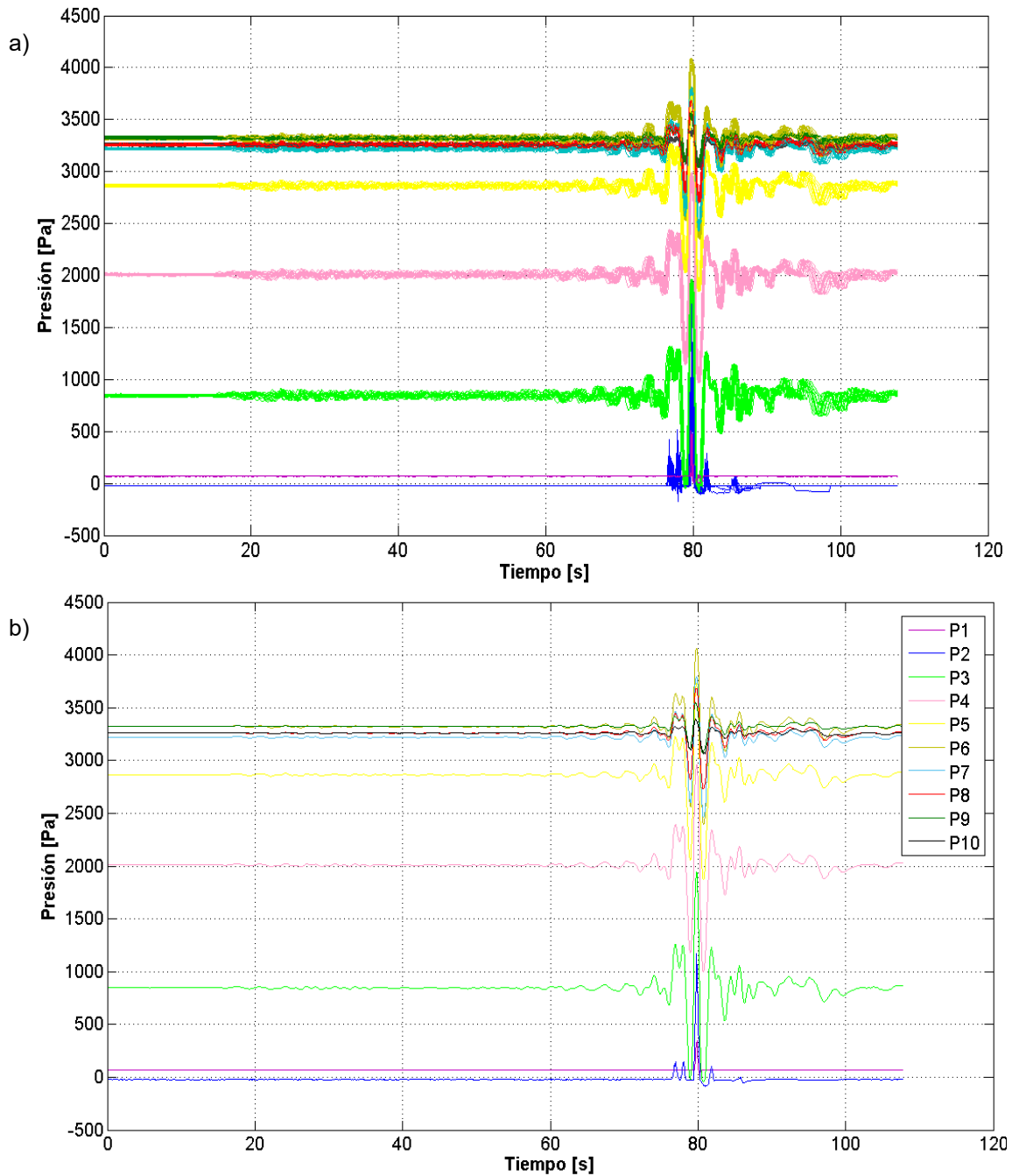


Figura 43. (a) Ensamble de los sensores de presión de las 15 repeticiones en el ensayo 3. (b) Promedio de los sensores de presión de las 15 repeticiones en el ensayo 3.

En comparación con las presiones dinámicas máximas medidas en el ensayo 2, se observa en el ensayo 3 en el sensor P2 una mayor variabilidad y presión dinámica máxima (ver figura 44a). Las subpresiones del ensayo 3 muestran una mayor variación en el sensor P10 pero que no es significativa con respecto al resto de los sensores que registraron las subpresiones (ver figura 44b).

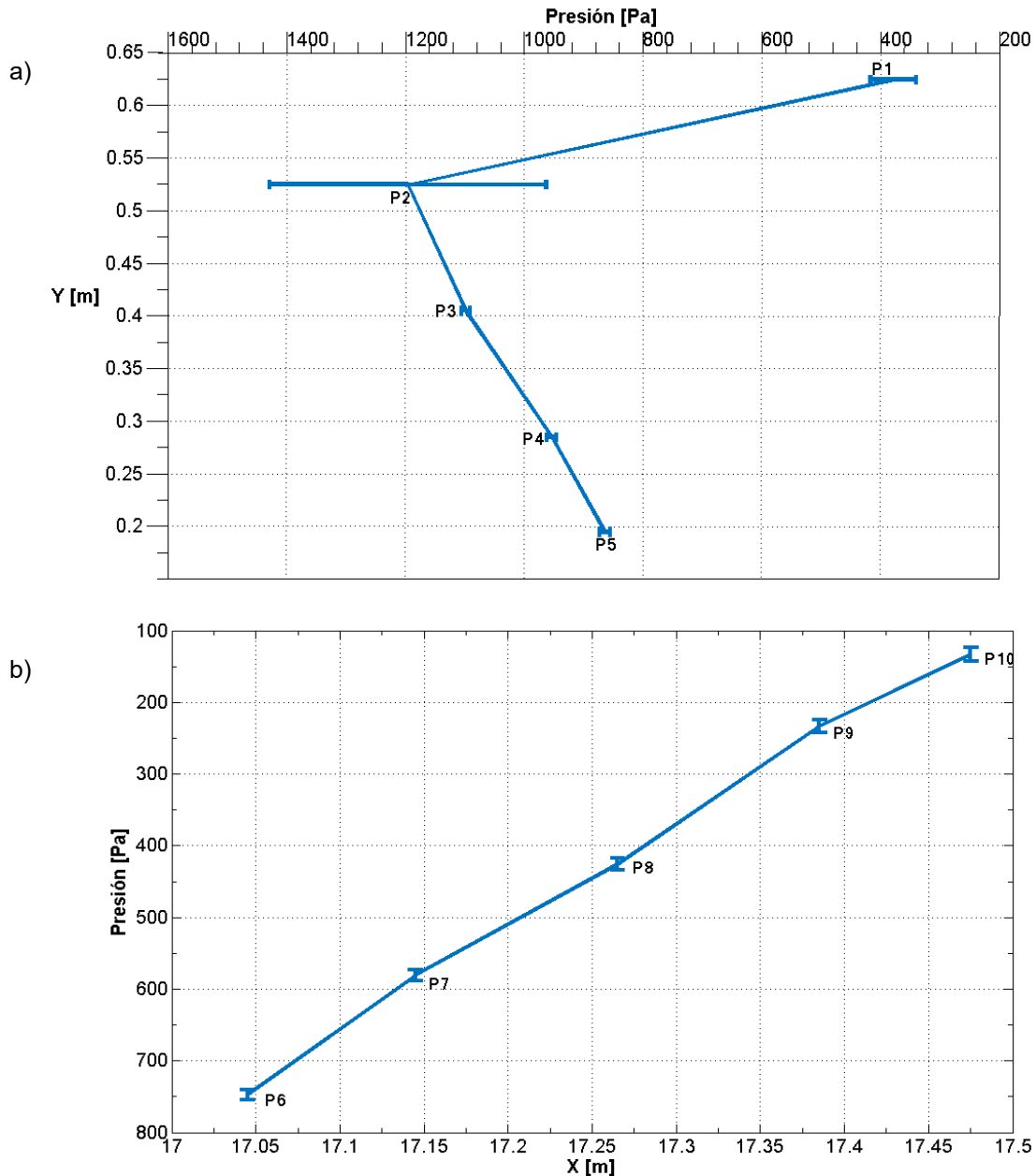


Figura 44. (a) Presiones y (b) subpresiones dinámicas máximas que se presentaron en el dique del ensayo 3.

Ensayo 4: Interacción de oleaje irregular (Pierson-Moskowitz) con estructura (h=0.55m)

Se utilizó el dique para estudiar el rol de la variabilidad del tren de oleaje en la estabilidad de la estructura por medio de oleaje irregular generado a partir de un espectro Pierson-Moskowitz. Los resultados muestran una alta variabilidad en la distribución espacial de la altura de ola máxima. La variación espacial de la altura de ola significativa presenta una menor variabilidad. La altura de ola máxima y significativa siempre presentan el mayor valor y la menor desviación estándar entre repeticiones en el sensor localizado frente a la estructura (Figura 45).

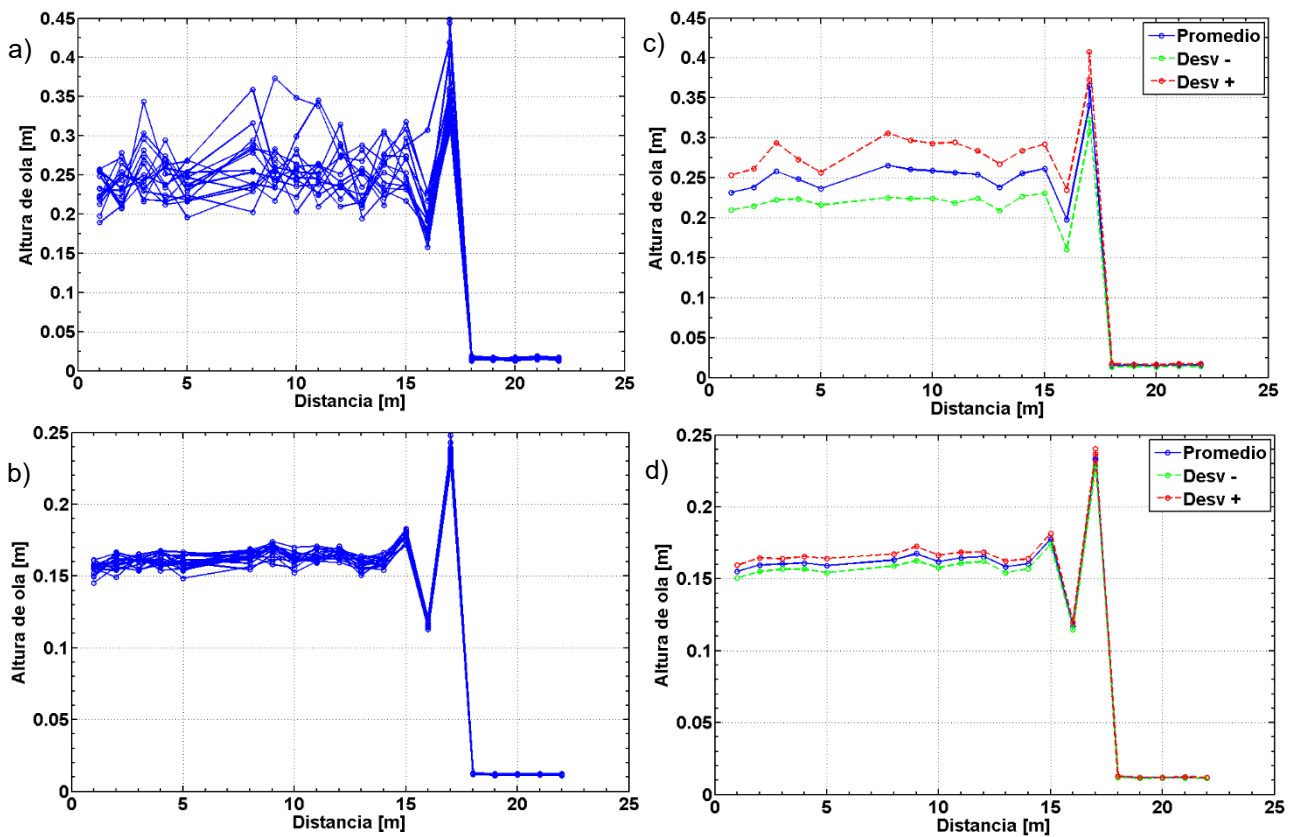


Figura 45.Ensamble de las (a) alturas de ola máxima y las (b) alturas de ola significativa que se presentaron a lo largo del canal del LIPC del II-UNAM para las 15 repeticiones del ensayo 4. (c) Promedio \pm desviación estándar de las (c) alturas de ola máxima y las (d) alturas de ola significativa de las 15 repeticiones del ensayo 4.

Las presiones y subpresiones dinámicas que se presentaron en el ensayo 4 muestran una mayor variabilidad que en los ensayos 2 al 4. Lo anterior se debe a variaciones en la serie temporal empleada entre realizaciones. Se observa que la mayor presión dinámica, sea promedio o máxima, se encuentra en el sensor P2. En

el caso de las subpresiones, la mayor se encuentra en el sensor P8 de las subpresiones dinámicas promedio (Figura 46).

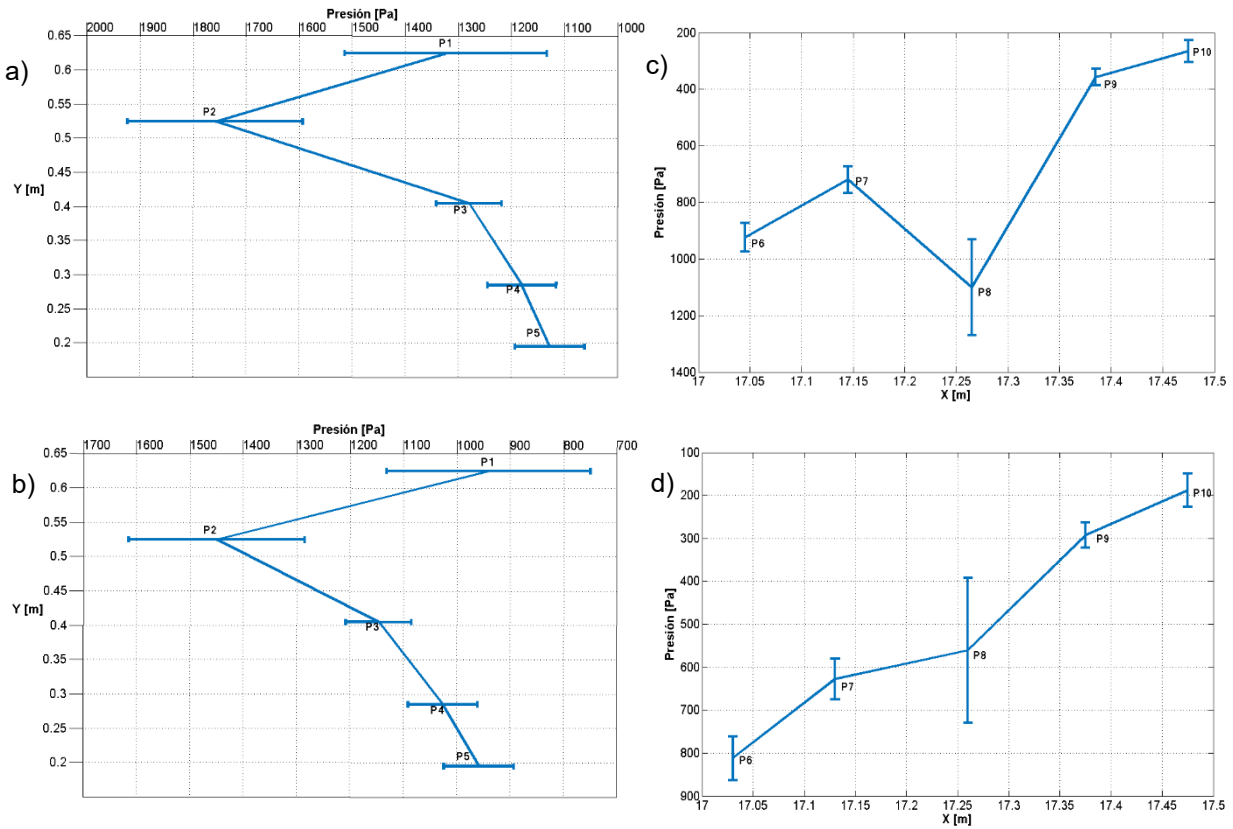


Figura 46. Presiones dinámicas (a) máximas y (b) promedios. Subpresiones dinámicas (c) máximas y (d) promedios que se presentaron en el dique del ensayo 4.

Rebase

Se obtuvieron resultados de rebase únicamente en los ensayos 2 y 4, ya que en el ensayo 3 no hubo rebase. En el ensayo 4 el rebase estimado a partir de los sensor de presión y el sensor resistivo, muestra un comportamiento similar en las primeras 5 pruebas (Apéndice A). Posteriormente, presenta una variación tanto en los instantes de rebase así como en magnitud ya sea en algunas pruebas menos o mayor magnitud. Debido a la diferencia de frecuencia de muestreo entre sensores se decidió tomar el sensor resistivo el cual estimó un rebase promedio de $0.0476 \text{ m}^3/\text{s}$, siendo mayor que el rebase obtenido en el ensayo 2 (Figura 47a). El rebase en el ensayo 2 es parecido entre las 15 pruebas, a diferencia del ensayo 4 que muestra la variabilidad por el uso de un oleaje irregular (Figura 47b) (Tabla 14).

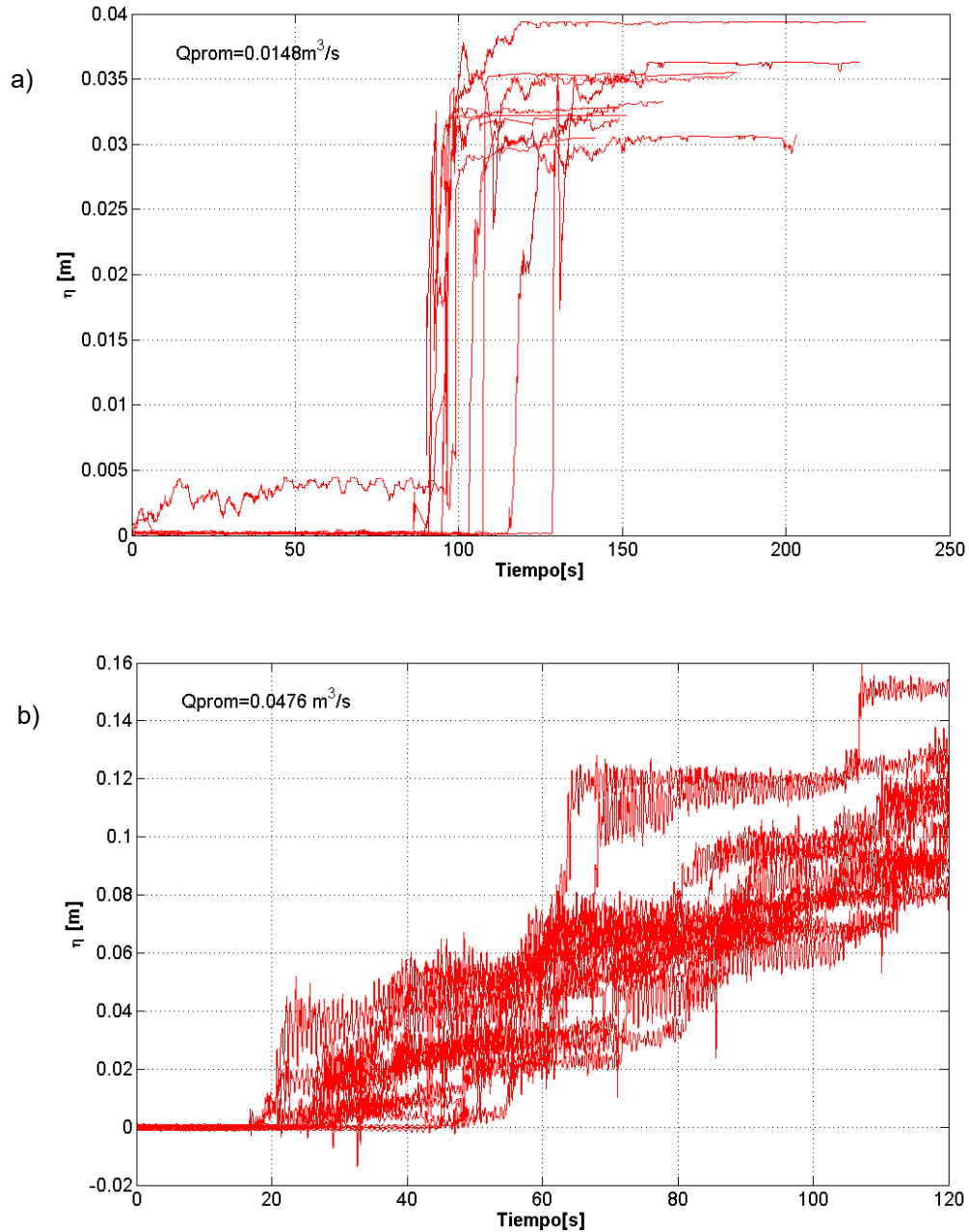


Figura 47. (a) Ensamble de rebases instantáneos de las 15 repeticiones del ensayo 2. (b) Ensamble de rebases instantáneos de las 15 repeticiones del ensayo 4.

Tabla 14. Promedio y desviación estándar de los rebases en los ensayos 2 y 4.

Ensayo	Rebase promedio (m^3/s)	Desviación estándar (m^3/s)
2	0.0148	0.0046
4	0.0476	0.0157

5.2 Modelado numérico

5.2.1 Validación

En el presente apartado se muestran las comparaciones del modelo numérico con las mediciones de laboratorio para los casos 1 y 2.

5.2.1.1 Serie temporal de superficie libre.

En la figura 48a se presenta la serie temporal de la superficie libre con el grupo de ondas enfocadas del ensayo 1 sin estructura y en la figura 48b del ensayo 2 con estructura comparados con los resultados del caso 1 y 2 del modelo numérico. Se observa un buen ajuste de los resultados numéricos a los resultados físicos. El oleaje simulado se muestra tanto en el caso 1 y 2 subestimado en la amplitud mayormente en el caso 2 aun así su aproximación es buena debido a la complejidad de la dinámica cerca de la estructura.

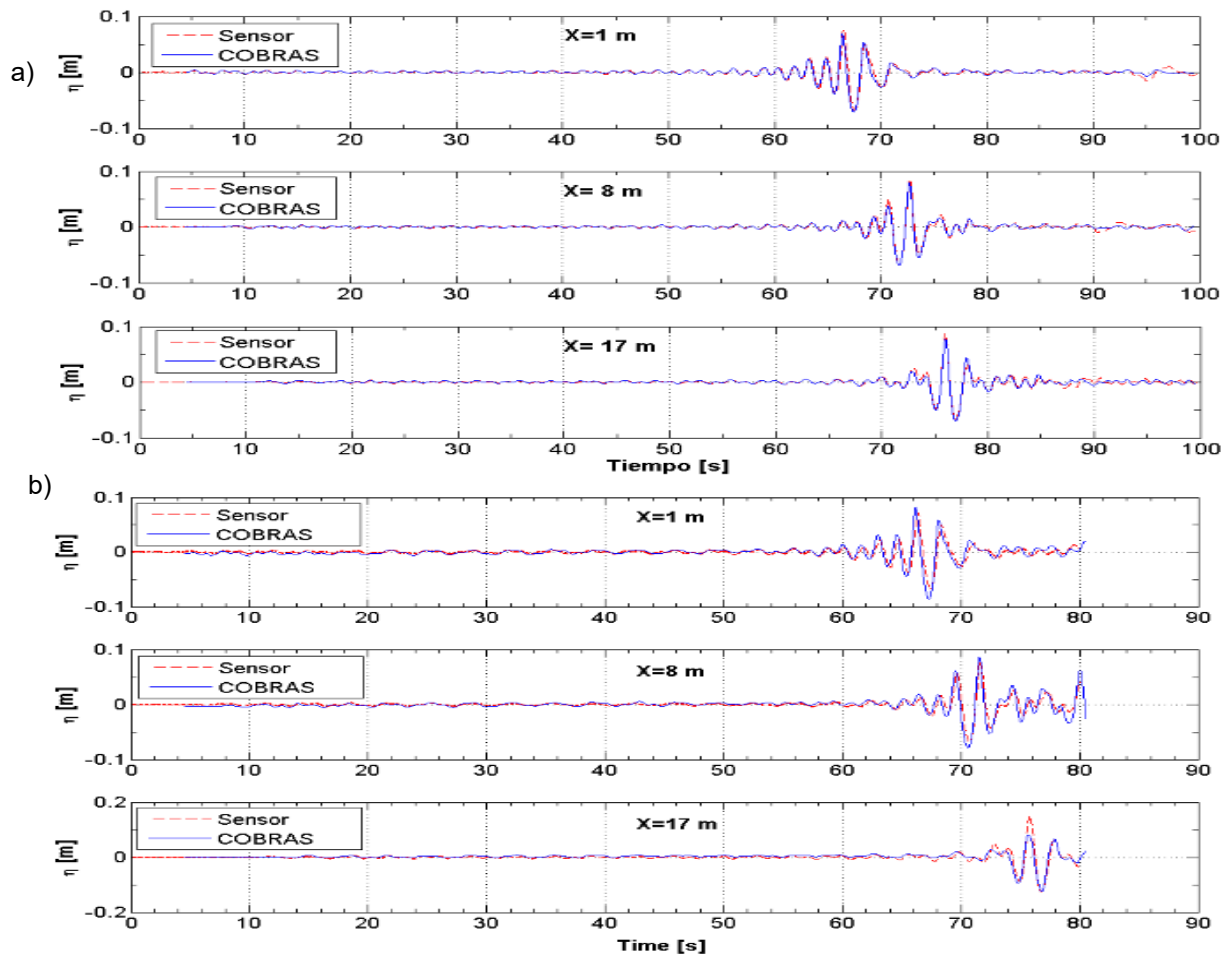


Figura 48. Comparación entre el modelo numérico (línea azul) y mediciones (línea roja) de superficie libre en $x=1\text{m}$, 8 m y 17 m para (a) propagación de ondas enfocadas e (b) interacción de grupo de ondas enfocadas con una estructura.

5.2.1.2 Serie temporal de presiones.

En la figura 49 se muestra la serie temporal de presiones de los 10 sensores localizados en el cajón del ensayo 2 comparados con el caso 2 del modelo numérico. Se observa que el modelo es capaz de simular la amplitud y la fase de la evolución temporal de presiones, tanto en los sensores que se encuentran sumergidos como en los inundados ocasionalmente, debido al ascenso y descenso del oleaje sobre la estructura.

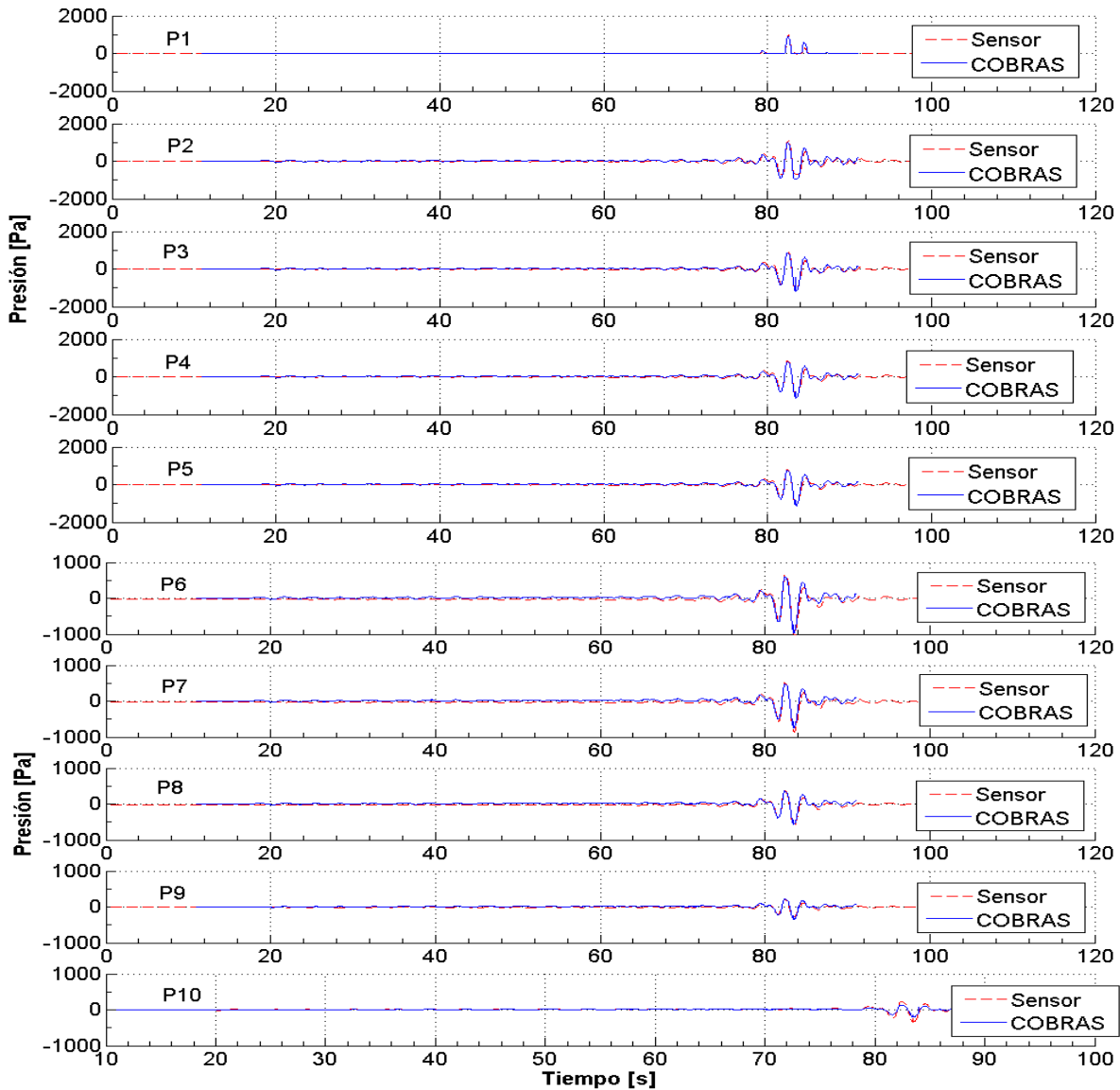


Figura 49. Serie temporal de presiones del Ensayo 2 comparadas con el Caso 2.

En la figura 50 se muestra la comparación entre las presiones resultantes de la modelación numérica y de las mediciones en el laboratorio con la tipología. Sin embargo, subestima las presiones en los sensores P1 y P8 (Apéndice B y Tabla B1).

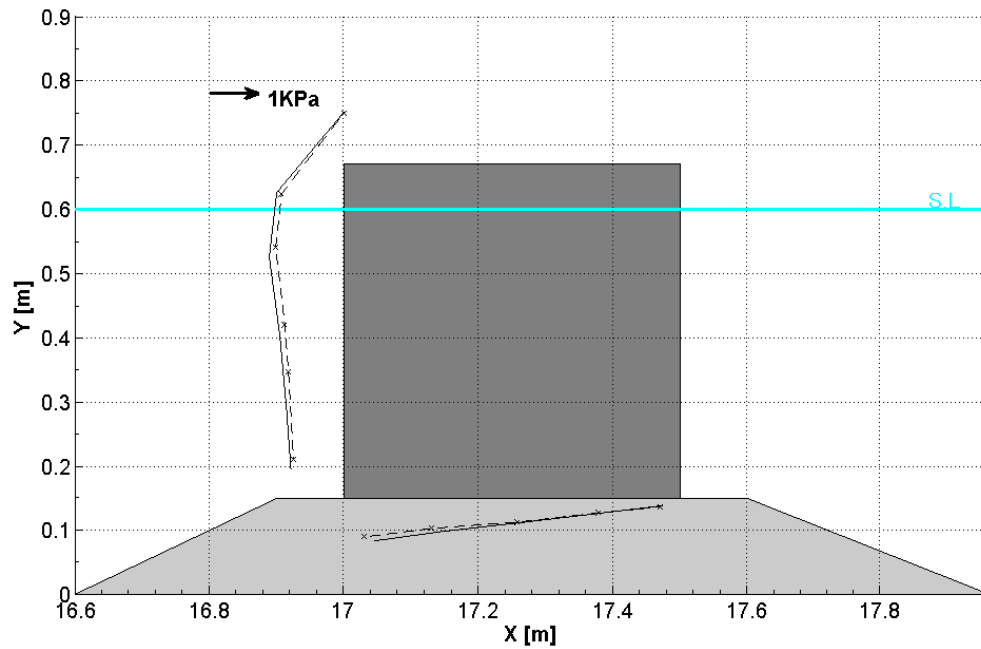


Figura 50. Comparación de las de presiones simuladas (línea discontinua) con las presiones del laboratorio del ensayo 2 (línea continua) sobre la estructura utilizada.

5.2.1.3 Rebase

La interacción del oleaje con la estructura dio lugar al fenómeno de rebase. El rebase fue derivado a partir de la medición del sensor S16 en el ensayo 2. La comparación del modelo numérico con las mediciones muestra una buena representación pero con una ligera subestimación (Apéndice B y Tabla B2).

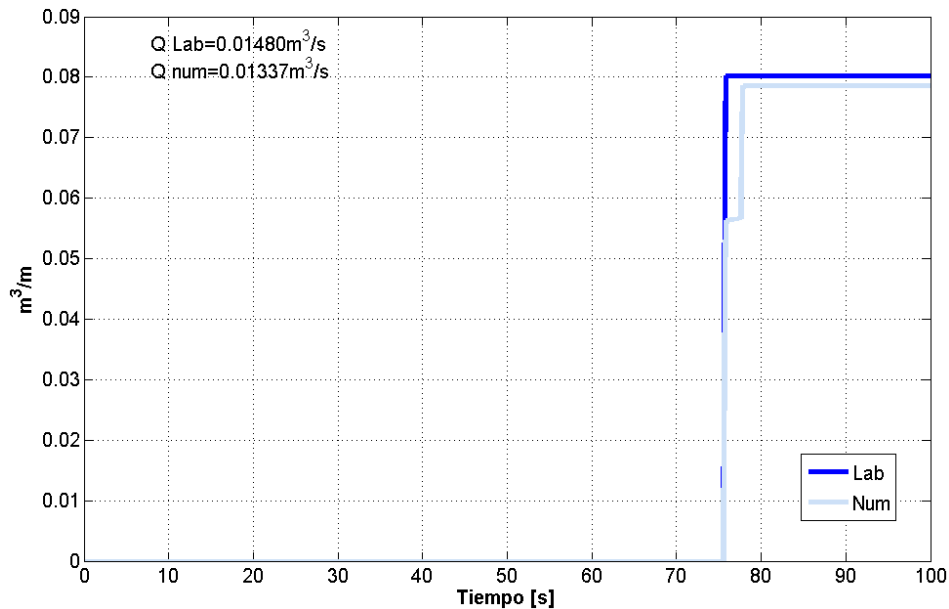


Figura 51. Comparación entre el modelo numérico y mediciones de la evolución temporal del rebase instantáneo del ensayo 2 comparado con el caso 2.

5.2.2 Aplicación del modelo numérico

El modelo numérico reproduce de manera satisfactoria las mediciones realizadas en el canal de oleaje. Por lo tanto, el modelo numérico fue utilizado para modelar otros casos que sería difícil de implementar en el modelo físico. Específicamente, se utilizó el mismo grupo de ondas enfocadas, pero se cambió la ubicación de la estructura con respecto al punto de enfocamiento. Para ello, la estructura fue ubicada en $x=7$ m, 14 m, 20 m, y 27 m (Tabla 11 y Figura 53). La figura 52 muestra que las presiones dinámicas y subpresiones dinámicas disminuyen conforme aumenta la distancia del punto de enfocamiento. El rebase aumenta cuando la estructura se encuentra antes del punto de enfocamiento (Figura 54). Por lo tanto, el punto de enfocamiento del oleaje es altamente sensible a la presencia del dique.

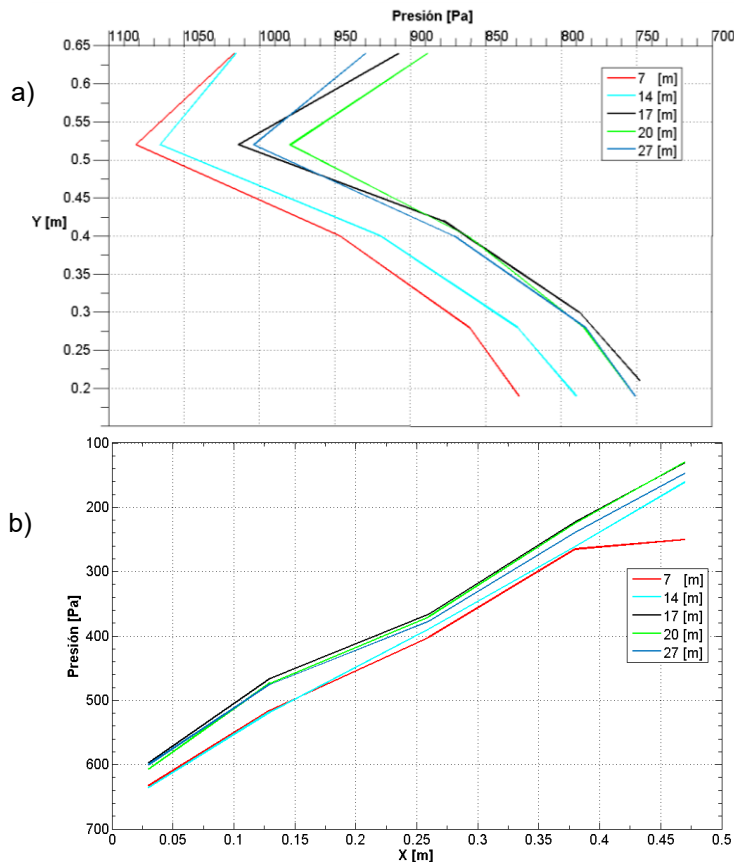


Figura 52. (a) Presiones y (b) subpresiones dinámicas máximas de los caos 2 al 6.

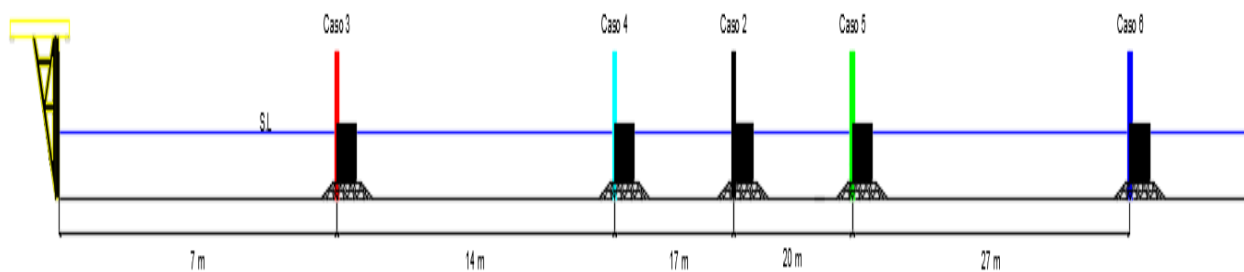


Figura 53. Plano de ubicación de la estructura en el modelo numérico de los caos 2 al 6.

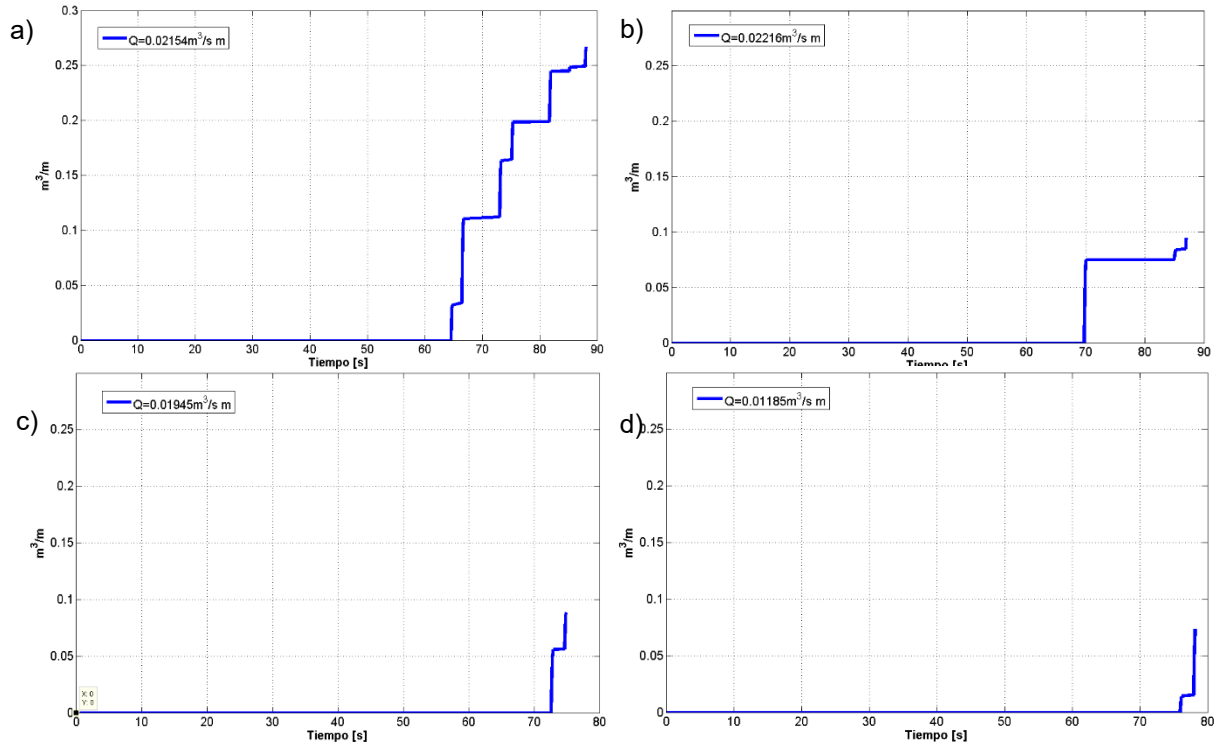


Figura 54. Evolución temporal del rebase instantáneo para: (a) caso 3, (b) caso 4, (c) caso 5, y (d) caso 6.

5.3 Formulaciones semiempíricas

Las mediciones del laboratorio fueron comparadas con las formulaciones semiempíricas. Las presiones dinámicas y subpresiones dinámicas calculadas por el método de Goda (1974) subestiman de manera significativa las mediciones hechas en el modelo físico durante el ensayo 2 y 3 (Figura 55 y Tablas 17 y 18). Por otro lado, los rebases calculados por la formulación semiempírica de Franco *et al.* (1999) muestran una subestimación del caudal comparado con el modelo físico del ensayo 2 y 3 (Tabla 15). Se muestra que las formulaciones semiempíricas no se ajustan muy bien a los resultados del laboratorio. Para poder conocer la variación que se presenta cuando la estructura se mueve del punto de enfocamiento se realizó una comparación de las presiones, subpresiones y rebase entre el caso 3 y 6 del modelo numérico con el ensayo 2 del modelo semi-empírico correspondiente con los mismos parámetros, mostrando también una subestimación (Tabla 19).

Tabla 15. Caudales obtenidos del modelo Franco *et al.* (1999) y del modelo físico de los ensayos 2 y 3 mostrando su error absoluto y error relativo.

Ensayo	Tipo de oleaje	QLab (m³/s/m)	QA (m³/s/m)	E _A (m³/s/m)	E _R (%)
2	Ondas enfocadas	0.0148	0.000267	0.014533	98.1906
3	Ondas enfocadas	0	0.00000075	0.00000075	0

Tabla 16. Caudales obtenidos del modelo físico (Ensayo 2) y numérico (Caso3 y 6) mostrando su error absoluto y error relativo

Ensayo	Caso	Tipo de oleaje	Q			
			Numérico (m ³ /s/m)	QA (m ³ /s/m)	E _A (m ³ /s/m)	E _R (%)
2	3	Ondas enfocadas	0.02154	0.000267	0.021273	98.76044568
2	6	Ondas enfocadas	0.01185	0.000267	0.011583	97.74683544

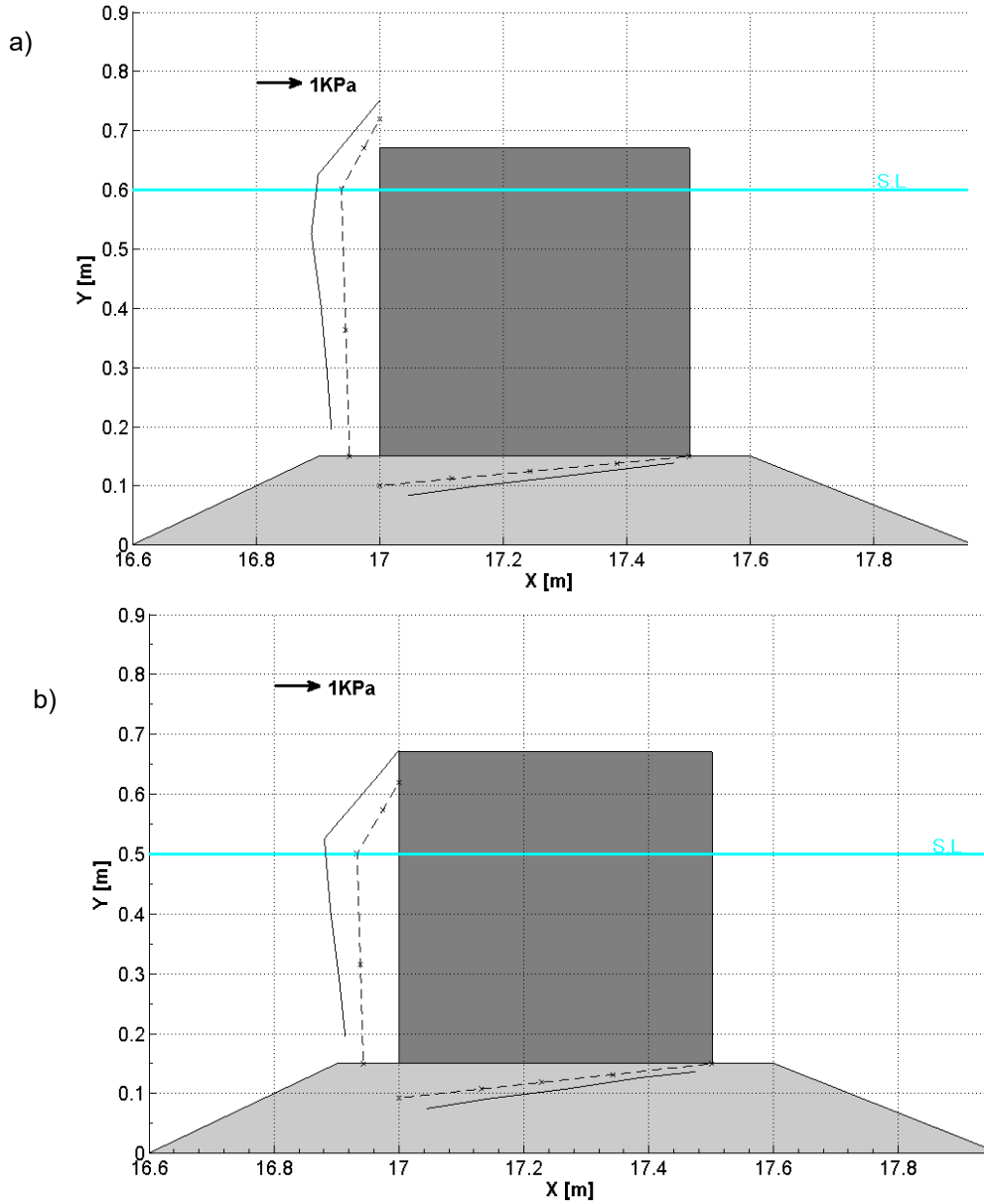


Figura 55. Comparación de las de presiones del modelo analítico Goda 1974 (línea discontinua) con las presiones del laboratorio (línea continua) del (a) ensayo 2 y (b) ensayo 3.

Tabla 17. Error absoluto y relativo de las presiones y subpresiones del modelo físico y Goda (1974) del ensayo 2

Sensor	Presiones	Presiones	E _A (Pa)	E _R (%)
	Modelo físico (Pa)	Modelo Goda (1974) (Pa)		
P1	998.763	0	998.763	100
P2	1108.8134	625.8	483.0134	43.5612881
P5	787.21	492.3	294.91	37.4626847
P6	660.0325	491.7	168.3325	25.5036684
P10	111.022	17.5	93.522	84.2373584
		Promedio	407.70818	58.1529999

Tabla 18. Error absoluto y relativo de las presiones y subpresiones del modelo físico y Goda (1974) del ensayo 3

Sensor	Presiones	Presiones	E _A (Pa)	E _R (%)
	Modelo físico (Pa)	Modelo Goda (1974) (Pa)		
P1	378.1652	0	378.1652	100
P2	1195.9975	673.2	522.7975	43.7122569
P5	863.5288	572.8	290.7288	33.6675279
P6	747.808	571.9	175.908	23.5231503
P10	133.3658	17.5	115.8658	86.8781952
		Promedio	296.69306	57.5562261

Tabla 19. Error absoluto y relativo de las presiones y subpresiones del modelo numérico (Caso 3 y 6) y Goda (1974) (Ensayo 2).

Sensor	Presiones	Presiones	Presiones	E _A	E _R	E _A	E _R
	Modelo numérico	Modelo numérico	Modelo Goda	Caso 3	Caso 3	Caso 6	Caso 6
	Caso 3 (Pa)	Caso 6 (Pa)	(1974) (Pa)	(Pa)	(%)	(Pa)	(%)
P1	1016	930	0	1016	100	930	100
P2	1082	932	625.8	456.2	42.16266174	306.2	32.85407725
P5	828	751	492.3	335.7	40.54347826	258.7	34.44740346
P6	636	600	491.7	144.3	22.68867925	108.3	18.05
P10	250	147	17.5	232.5	93	129.5	88.0952381
			Promedio	436.94	59.67896385	346.54	54.68934376

6. Discusiones

6.1 Modelado físico

La diferencia del punto de enfocamiento entre el modelo físico (ensayo 1) y el punto de enfocamiento teórico se deben a que este último está basado en teoría lineal. Van den Boomgaard (2003) demuestra que el uso de la teoría lineal para la generación de ondas enfocadas, la altura máxima experimental no siempre ocurre en el punto de enfocamiento teórico, debido a las diferencias relacionadas con efectos no lineales de la propagación del oleaje en el modelo físico los cuales no son considerados en la teoría lineal.

Se puede observar que la altura de ola máxima en el punto de enfocamiento real ($x=17m$) es mayor en los ensayos con estructura que sin estructura. Esto se debe al alto coeficiente de reflexión del dique vertical que incrementa la altura frente a la estructura, afectando la altura de ola y las presiones ejercidas (Iribarren, 2013). El estudio de Pérez (2018) muestra que también puede aumentar la altura de ola debido a que la longitud de onda con respecto al ancho del dique y el diámetro del medio poroso incrementa la resistencia al flujo. Teniendo modificaciones de la altura de ola dependientes tanto del dique como de la banqueteta.

Las presiones máximas que se presentaron en los ensayos 2 al 4 tienen un comportamiento similar a los trabajos como los de Nagi (1973) y Goda (1985) donde se observa que por encima del nivel de la superficie libre se asume una distribución triangular que depende del alcance máximo que tenga la ola incidente en la pared. La presión máxima coincide con el nivel de la superficie libre y esta disminuye con la profundidad. La mayor variabilidad en las presiones se presentó en el ensayo 4 debido al uso de oleaje irregular. Dicha variabilidad representa el efecto debido a la aleatoriedad del oleaje. Por otro lado, la variabilidad presentada en el caso de ondas enfocadas está relacionada con el efecto de la turbulencia y los sistemas de medición.

Las subpresiones máximas presentadas en los ensayos 2 y 3 muestran una pequeña variación con respecto a las presiones. Trabajos como el de Pérez (2018), en el que se varió el ancho de la banqueteta de cimentación del dique vertical, demostraron que entre menor es el ancho de banqueteta de cimentación, la altura de ola tiene una menor influencia en las subpresiones por lo cual podemos ver una menor variación entre las subpresiones a comparación de las presiones. Las variaciones que se muestran en las subpresiones máximas del ensayo 4 siendo no lineales pueden ser debidas al medio poroso y el confinamiento de la propagación de la onda. El trabajo de Pérez (2018) atribuye una mayor variación en las subpresiones con diámetros grandes del medio poroso donde utilizó diámetros de

12, 26, 40, 52 y 80 mm, presentando en su trabajo una mayor variación en las subpresiones en diámetros de 80 mm.

El ensayo 2 muestra un rebase instantáneo mayor comparado con el ensayo 4 en un lapso de tiempo muy corto. El trabajo de Hunt-Raby *et al.* (2011) considera que una onda solitaria es comparable con la superposición de grupos de ondas enfocadas de la misma amplitud generando rebases considerables.

Una colocación de más sensores de presión en la cara de la estructura ayudaría a medir la máxima presión dinámica que se ejerce en la estructura debido a que sin esta colocación de sensores se pierde información y la comparación con modelos numéricos puede generar diferencias. Tener una frecuencia de muestreo de los sensores en el modelo físico similar a una frecuencia del modelo numérico genera menos diferencias.

6.2 Modelado numérico

El modelo numérico presentó una subestimación en la superficie libre con respecto al modelo físico. Esta se refleja en la subestimación en las presiones y subpresiones. Estos resultados son consistentes con el trabajo de Guanche (2007) donde se concluye que la colocación de las piezas en la banqueta del dique puede influir en el resultado, si la geometría difiere de la sección ideal simulada por el modelo, así como los parámetros del medio poroso y la complejidad de la interacción de oleaje-estructura. Asimismo, los métodos de generación de oleaje en canales físicos y modelos numéricos pueden crear variaciones tanto en superficie libre, rebase y presiones, dependiendo de las limitaciones de los métodos debido a las características de cada uno. En los canales físicos puede ser una limitante la zona de generación, disipación, material de construcción del canal entre otros y en los modelos numéricos las condiciones que se consideran para generar la solución (Olivera, 2012). Por lo tanto, existe una influencia en el método de generación de oleaje en los resultados obtenidos. Las diferencias entre el modelo numérico y físico se podrían resolver mejorando el método de simulación como se muestra en el trabajo de Lara *et al.* (2010) donde se modela todo el canal y el movimiento de la pala acercándose más a la realidad

Trabajos como el de Yonggang Sun y Xiantao Zhang (2016) donde se utilizó la teoría del potencial de segundo orden demuestran que la interacción de las crestas del grupo de ondas enfocado con respecto al punto de enfocamiento se modifica debido a su dependencia con su longitud de onda. Teniendo crestas en el grupo de ondas que disminuyen o aumentan dependiendo la distancia a la que se encuentre la estructura del punto de enfocamiento. Por lo tanto, podemos observar en los casos 2 al 6 fluctuaciones y después decrecimiento de las presiones y subpresiones cuando la posición focal está lejos de la estructura y un aumento cuando están cerca. El enfocamiento teórico es altamente sensible a la presencia de un dique

vertical debido a la generación de una onda cuasi-estacionaria frente de ella. El modelo numérico demostró ser una buena herramienta de diseño con errores en presiones promedio del 10 % con respecto a las mediciones.

6.3 Formulaciones semiempíricas

Las formulaciones semiempíricas utilizadas en este trabajo fueron derivadas a partir de modelos. Los trabajos como los de Guanche (2007) y Rodríguez *et al.* (2012) que comparan sus pruebas de modelos físicos contra las formulaciones semiempíricas, muestran en algunos casos un buen ajuste entre las formulas semiempíricas y los resultados en los modelos físicos, también variaciones ya sea subestimando o sobreestimando los resultados. Esto se debe a que las condiciones como oleaje incidente, material, geometría entre otras en las que se realizaron las formulaciones semiempíricas no son totalmente idénticas a las del modelo de diseño, y por consiguiente pueden mostrar un error donde se recomienda usar la formula semiempírica que más se ajuste al diseño de la estructura.

Se puede observar en los ensayos 2 y 3 una subestimación en los resultados del modelo Goda (1974) de presión y rebase aun teniendo algunas similitudes en las condiciones en las que se planteó la formulación semiempírica. Iribarren (2013) concluye que las formulaciones semiempíricas existentes, al ofrecer resultados en base a principios simplificados, pueden ser no capaces de dar respuesta a fenómenos complejos. . La formulación semiempírica Goda (1974) presentó subestimaciones importantes. Basado en los resultados se sugiere utilizar un factor de corrección de 2.

7. Conclusiones.

En el presente trabajo se realizó un estudio integral sobre la funcionalidad y estabilidad de una estructura costera al interactuar con ondas enfocadas. Para ello, se realizaron ensayos en un canal de oleaje, se implementó un modelo numérico RANS y se evaluaron formulaciones semiempíricas existentes en la literatura. A partir de los resultados se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- El uso de teoría lineal está limitado para predecir el punto de enfocamiento en ausencia de estructuras costeras debido a la no-linealidad del oleaje.
- Los grupos de ondas enfocadas en presencia de estructuras costeras modifican de manera significativa la ubicación del punto de enfocamiento debido a los altos coeficientes de reflexión.
- La interacción de ondas enfocadas con estructuras costeras como diques verticales, al encontrarse en el punto de enfocamiento idealizado o antes del punto de enfocamiento idealizado, producen mayores presiones, subpresiones y rebases en comparación con el caso donde la estructura se encuentra a una mayor distancia del punto de enfocamiento idealizado.
- Las presiones, subpresiones y rebases en un dique vertical son altamente sensibles a la ubicación del punto de enfocamiento. Por lo tanto, es difícil su predicción.
- Las variaciones de las presiones, subpresiones y rebase tienen una dependencia con la geometría de la estructura, la transformación no lineal del oleaje y el punto de enfocamiento. Debido a ello, las formulaciones semiempíricas están limitadas y subestiman el forzamiento durante los escenarios menos favorables. En este trabajo las presiones, subpresiones y rebase fueron subestimados
- El modelo numérico RANS reproduce de manera satisfactoria la transformación no lineal de un grupo de ondas enfocadas en presencia de una estructura costera. Por lo tanto, los modelos numéricos pueden ser utilizados como una herramienta de bajo costo para el diseño preliminar de estructuras complejas. En este trabajo las presiones, subpresiones y rebase fueron subestimados en promedio del 11%.
- Los modelos semi-empíricos subestiman entre un 50% y 60 % promedio las presiones y subpresiones y un 98% promedio en el rebase de los resultados numéricos obtenidos, considerando diferentes ubicaciones relativas de la estructura con respecto al punto de enfocamiento. Por lo tanto, para considerar este fenómeno se sugiere utilizar un factor de corrección de 2 en las formulaciones de Goda (1974) y con respecto a las formulaciones de

Franco *et al.* (1999) el factor de corrección es alto, por lo cual es recomendado usar otro método para rebase.

- La interacción de las estructuras costeras con ondas enfocadas puede ser la causa no esperada de fallas de estructuras en la costa.

8. Referencias

- Ahrens, J. P. (1981). Irregular wave runup on smooth slopes. Technical Aid No. 81-17, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, MS.
- Ahrens, J. & Heinbaugh, M. (1988). Seawall overtopping model. Proceedings of the 21st International Coastal Engineering Conference. *American Society of Civil Engineers*, 1, 795-806.
- Allsop, N. W. (1983). Low-crest breakwaters, studies in random waves, Proceedings of coastal structures. *American Society of Civil*, 1, 94-107.
- Allsop, N. & Hettiarachchi, S. (1988). Reflections from coastal structures. Proceedings of the 21st International Coastal Engineering. *American Society of Civil Engineers*, 1, 782-794.
- Amarachaharam, T. (2016). Numerical Modelling of Focussed Wave Hydrodynamics and Focused Wave-structure Interacion with REEF3D (master's thesis). *Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Noruega*.
- Aminti, P. & Franco, L. (1988). Wave overtopping on rubble mound breakwaters. Proceedings of the 21st International Coastal Engineering Conference. *American Society of Civil Engineers*, 1, 770-781.
- Baldock, T., Swan, C. & Taylor, P. (1996). A laboratory study of nonlinear surface waves on water. *Phil. Trans. R. Soc. Lond. A*, 354, 649 - 676. Recuperado el 3 de September de 2018, de <http://rsta.royalsocietypublishing.org/>
- Battjes, J. (1974). *Computation of set-up, longshore currents, run-up, and overtopping due to wind-generated waves*, Report 74-2, Committee on Hydraulics, Department of Civil Engineering. The Netherlands: Delft University of Technology.
- Battjes, J. A. (1974). Surf similarity. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(14), 466-480. doi:<https://doi.org/10.9753/icce.v14.26>
- Berenger, J. & Baonza, A. (2006). Diseño del espaldón de los diques rompeolas. II Congreso Nacional de Asociación Técnica de Puertos y Costas. 35 - 46.
- Besley, P. (1999). Overtopping of seawalls – Design and assessment manual. R&D Technical Report W 178. *Environment Agency*.
- Bradbury, A. & Allsop, N. (1988). Hydraulic Effects of Breakwater Crown Walls. Proceedings of the Breakwaters '88 Conference, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford Publishing, London, UK. 385-396.
- Coastal Engineering Manual (CEM). U.S. Army Corps of Engineers. 2003. Coastal Engineering Manual. Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.

- Dean, R. G., & Dalrymple, R. A. (1991). Wavemaker Theory. En *Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists* (págs. 170-186). Singapore: World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.
- EurOtop. (2007). *Wave Overtopping of Sea Defenses and Related Structures: Assessment Manual*. EurOtop Team: Pullen, T.; Allsop, N.W.H.; Bruce, T.; Kortenhaus, A.; Schüttrumpf, H.; Van der Meer, J.W.
- Franco, C. & Franco, L. (1999). Overtopping formulas for caisson breakwaters with nonbreaking 3D waves. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, American Society of Civil Engineers*, 125(2), 98-108.
- Franco, L., De Gerloni, M., & Dan der Meer, J. W. (1994). Wave overtopping on vertical and composite breakwaters. Proceedings of the 24th International Coastal Engineering Conference. *American Society of Civil Engineers*, 1, 1030-1045.
- Franco, L., de Gerloni, M. & Van der Meer, J. (1994). Wave overtopping on vertical and composite breakwaters. Proceedings of the 24th International Coastal Engineering Conference. *American Society of Civil Engineers*, 1, 1030-1045.
- Goda, Y. (1969). Reanalysis of laboratory data on wave transmission over breakwaters. *Report of Port and Harbour Research Institute*, 8(3), 3-18.
- Goda, Y. (1974). New wave pressure formulae for composite breakwaters. Proceedings of the 14th International Coastal Engineering Conference, Vol. 3, pp. 1702-1720. 3, 1702-1720.
- Goda, Y. (1985). *Random seas and design of maritime structures*. Tokyo, Japón: University of Tokio Press.
- Guanche, R. (2007). *Análisis de la funcionalidad y estabilidad de obras marítimas mediante un modelo numérico basado en las ecuaciones de Reynolds* (tesis doctoral). Universidad de Cantabria. Cantabria, España.
- Guanche, R., Losada, I. & Lara, J. (2009). Numerical analysis of wave loads for coastal structure stability. *Coastal Engineering*, 56(5-6), 543-558. doi:10.1016/j.coastaleng.2008.11.003
- Günbak, A., & Gökce, T. (1984). Wave screen stability of rubble mound breakwaters. *Int. Symp. of Maritime Structure in the Mediterranean Sea.*, 2999-2112.
- Hebsgaard, M., Sloth, P. & Juhl, J. (1998). Wave overtopping of rubble mound breakwaters. Proceedings of the 26th International Coastal Engineering Conference. *American Society of Civil Engineers*, 2, 2235-2248.
- Hedges, T. & Reis, M. (1998). A Random wave overtopping of simple sea walls. A new regression model. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Water Maritime and Energy*(130), 1-10.
- Hsu, T.-J., Sakakiyama, T. & Liu, P.-F. (2002). A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater. *Coastal Engineering*, 46, 25-50.

- Hunt-Raby, A., Borthwick, A., Stansby, P. & Taylor, P. (2011). Experimental measurement of focused wave group and solitary wave overtopping. *Journal of Hydraulic Research*, 49(4), 450–464. doi:10.1080/00221686.2010.542616
- Iribarren, E. (2013). *Elementos para una nueva metodología de cálculo de diques verticales* (tesis doctoral). Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.
- Jiménez, C. (2010). *Criterios de diseño de rompeolas de berma, bajo el concepto de oleaje irregular* (tesis de maestría). Instituto Politécnico Nacional. México D. F., México.
- Kortenhaus, A., Oumeraci, H., Allsop, W., Mcconnell, K., Van Gelder, P., Hewson, P., Vicinanza, D. (2001). Wave Impact Loads - Pressures And Forces. En *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Chapter: 5.1* (págs. 1-43). Publisher: Directorate General XII.
- Lara Javier L., Ruju and Inigo Andrea & Losada J. (2010) Reynolds averaged Navier–Stokes modelling of long waves induced by a transient wave group on a beach. *Proc. R. Soc. A* (2011) 467, 1215–1242. Obtenido de <https://royalsocietypublishing.org/doi/pdf/10.1098/rspa.2010.0331>
- Li, M., Zhao, X., Ye, Z., Lin, W. & Chen, Y. (2018). Generation of regular and focused waves by using an internal wave maker in a CIP-based model. *Ocean Engineering*, 167, 334–347. Obtenido de www.elsevier.com/locate/oceaneng
- Lin, P., & Liu, P. (1998). A numerical study of breaking waves in the surf zone. *Journal of Fluid Mechanics*, 359, 239–264.
- Longuet-Higgins, M. (1974). Breaking Waves - in Deep or Shallow Water. *Proc. Tenth Naval Hydrodynamics Symp., Office of Naval Research*, 597-605.
- Losada, I., Lara, J., Guanche, R. & González-Ondina, J. (2008). Numerical analysis of wave overtopping of high mound breakwaters. *Coast. Eng.*(55), 47-62.
- Losada, M. & Giménez-Curto, L. (1982). Mound Breakwaters Mound Breakwaters under oblique wave attack; a working hypothesis. *Coastal Engineering*, 6, 83-92.
- Nagai, S. (1973). Wave forces on structures. *Advances in Hydroscience*, 9, 253-324.
- Nikolkina, I., & Didenkulova, I. (2011). Rogue waves in 2006–2010. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*(11), 2913–2924.
- Owen, M. (1980). *Design of seawalls allowing for wave overtopping. Report EX 924*. Wallingford: Hydraulics Research Station.
- Owen, M. (1982). Overtopping of Sea Defences. Paper presented to International Conference on the Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures. Coventry.
- Pablo, H., Lara, J. & Losada, I. (2014). Three-dimensional interaction of waves and porous coastal structures using OpenFOAM®. Part I: Formulation and validation. *Coastal Engineering*, 83, 243-258. doi:10.1016/j.coastaleng.2013.08.010

- Palemón Arcos, Alec Torres F., Adrián Pedroso A., Paulo Salles (2015). On the role of uncertainty for the study of wave–structure interaction. *Coastal Engineering*, 106, 32-41. Obtenido de www.elsevier.com/locate/coastaleng
- Palemón, L. (2016). *Determinación del clima marítimo a partir de fallas en estructuras costeras: un problema inverso* (tesis doctoral). Universidad Nacional Autónoma de México, México D. F., México.
- Pedersen, J. (1996). Experimental Study of Wave Forces and Wave Overtopping on Breakwater Crown Walls. Series paper 12, Hydraulics & Coastal Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark.
- Pedersen, J. & Burcharth, H. F. (1992). Wave Forces on Crown Walls. Proceedings of the 23rd International Coastal Engineering Conference. *American Society of Civil Engineers*, 2, 1489-1502.
- Pérez, D. (2008). *Procesos hidrodinámicos en diques mixtos y efectos de escala* (tesis doctoral). Universidad de Granada, Granada, España.
- Postma, G. (1989). *Wave reflection from rock slopes under random wave attack* (master's thesis). Delft University of Technology, Delft, Países Bajos.
- Powell, K. & Allsop, N. (1985). Low-Crest Breakwaters, Hydraulic Performance and Stability", Report No. SR 57. *Hydraulics Research Station*, Wallingford, England.
- (PROVERBS/MAST III: VOLUME IIa, 1999)- 5.1 Wave Impact Load - Pressures and Forces
Kortenhaus Al.-pag.2
- Rapp, R., & Melville, W. (1990). Laboratory measurements of deep-water breaking waves. *Philos. Trans. R. Soc. London Ser. A*, 331, 735-800. Obtenido de royalsocietypublishing.org
- Rodríguez, M., Sánchez, J., Gutiérrez, R. & Negro, V. (2012). Contraste de las formulaciones existentes para la estimación de la tasa de rebase en diques de abrigo portuario. *Ingeniería Civil*(166), 57-67.
- Ryu, Y. & Chang, K. (2008). Green water void fraction due to breaking wave impinging and overtopping. *Exp Fluids*, 45(5), 883–898.
- Schüttrumpf, H., Möller, J., Oumeraci, H., Grune, J. & Weissmann, R. (2001). Effects of natural sea states on wave overtopping of seadikes. Proceedings of the 4th International Symposium on Ocean Wave Measurement and Analysis Waves. *American Society of Civil Engineers*, 1565-1574.
- Seelig, W. & Ahrens, J. (1981). *Estimation of wave reflection and energy dissipation coefficients for beaches, revetments, and breakwaters*. Springfield, Virginia:: Fort Belvoir, Va. : U.S. Army, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center. National Technical Information Service, distributor.

- Sriram , V., Schlurmann, T. & Schimmels, S. (2015). Focused wave evolution using linear and second order wavemaker theory. *Applied Ocean Research*, 53, 279–296. Obtenido de www.elsevier.com/locate/apor
- Stagonas, D., Buldakov, E. & Simons, R. (2018). Experimental Generation of Focusing Wave Groups on Following and Adverse-Sheared Currents in a Wave-Current Flume. *J. Hydraul. Eng.*, 144(5), 1-11.
- StuDocu. Apuntes Ingenieria Maritima y Costera (18015)*. (2019). Obtenido de Universidad de Jaén: www.studocu.com/es/studylist/apuntes/115540
- Sun , Y. & Zhang, X. (2016). A second order analytical solution of focused wave group interacting with a vertical wall. *International Journal of Naval Architecture and Ocean Engineering*, 1 - 17. Obtenido de [dx.doi.org/10.1016/j.ijnaoe.2016.09.002](https://doi.org/10.1016/j.ijnaoe.2016.09.002)
- Takahashi, S. (1996). *Design of Vertical Breakwaters*. Japan: Port and Harbour Research Institute.
- Takahashi, S. (2002). *Design of vertical breakwaters*. Nagase, Yokosuka, Japan: Port and Airport Research Institute.
- Takahashi, S., Hosoyamada, S. & Yamamoto, S. (1994). Hydrodynamic Characteristics of Sloping Top Caissions. *Proc. Int. Conf. on Hydro-Technical Eng. for Port and Harbour Construction*.(1), 733-746.
- Takahashi, S., Tanimoto , K. & Shimosako, K. (1994). A Proposal of Impulsive Pressure Coefficient for Design of Composite Breakwaters. Proceedings of the International Conference on HydroTechnical Engineering for Port and Harbor Construction. *Port and Harbour Research Institute*, 489-504.
- Tanimoto, S., Takahashi, S. & Kimura, K. (1987). *Structures and Hydraulic Characteristics of Breakwaters - The State of the Art of Breakwater Design in Japan*. Japan: Report of the Port and Harbour Research.
- Tiago, O. (2012). *Generación de olas y estudio del rebase en un canal numérico de oleaje basado en el PFEM* (tesis doctoral). Universitat Politècnica de Catalunya, Cataluña, España.
- Van den Boomgaard, M. (2003). *Wave focussing in a laboratory flume* (master's thesis). Technological University of Delft, Delft, Países Bajos.
- Van der Meer, J. (1992). Conceptual Design of Rubble Mound Breakwaters. *Coastal Engineering*, 447-510.
- Van der Meer, J. & d'Angremond, K. (1991). Wave Transmission at Low Crested Structures. Proceedings of the Coastal Structures and Breakwaters Conference. (T. T. Publishing, Ed.) *Institution of Civil Engineers*, 25-41.
- Van der Meer, J. & Janssen, W. (1995). Wave Run-Up and Wave Overtopping at Dikes and revetments. In Wave Forces on Inclined and Vertical Wall Structures. (e. Kobayashi and Demirebilek, Ed.) *American Society of Civil Engineers*, 1-27.

- Van der Meer, J. & Stam, C. (1992). Wave Run-Up on Smooth and Rock Slopes of Coastal Structures. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, American Society of Civil Engineers*, 118(5), 534-550.
- Waal, J. & Van der Meer, J. (1992). Wave runup and overtopping on coastal structures. *Proceedings of the 23th International Coastal Engineering Conference, American Society of Civil Engineers*, 1758- 1771.
- Whittaker, C., Fitzgerald, C., Raby, A., Taylor, P. & Borthwick, A. (2018). Extreme coastal responses using focused wave groups: Overtopping and horizontal forces exerted on an inclined seawall. *Coastal Engineering*, 140, 292-305. Obtenido de www.elsevier.com/locate/coastaleng
- Whittaker, C., Fitzgerald, C., Raby, A., Taylor, P., Orszaghova, J. & Borthwick, A. (2017). Optimisation of focused wave group runup on a plane beach. *Coastal Engineering*, 121, 44–55. Obtenido de www.elsevier.com/locate/coastaleng

Apéndice

A.Rebase de las 15 pruebas del ensayo 4 con el sensor resistivo y de presión

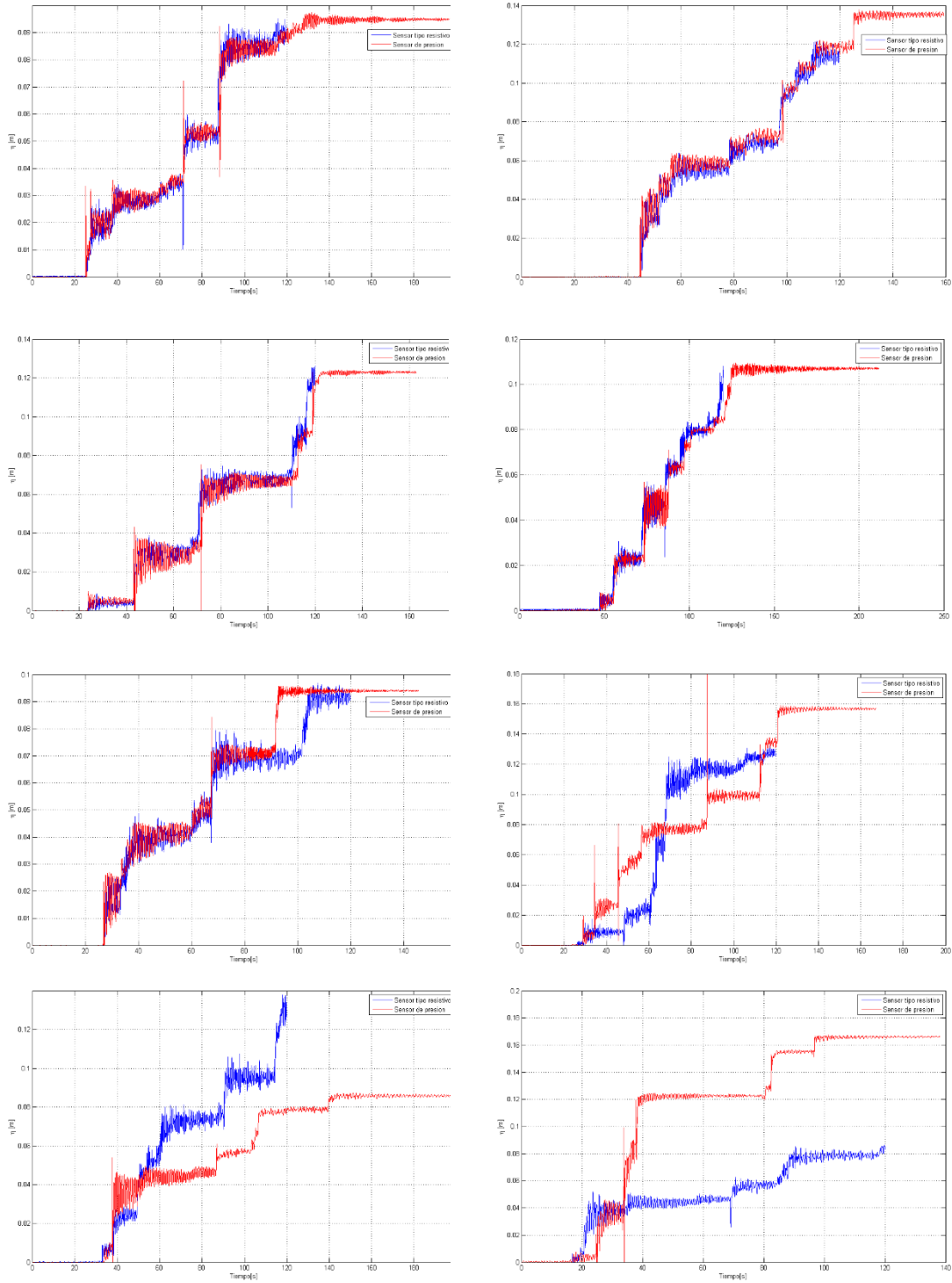


Figura A.1. Comparación del sensor resistivo y de presión en los rebases del ensayo 4 de la prueba 1 a la 8

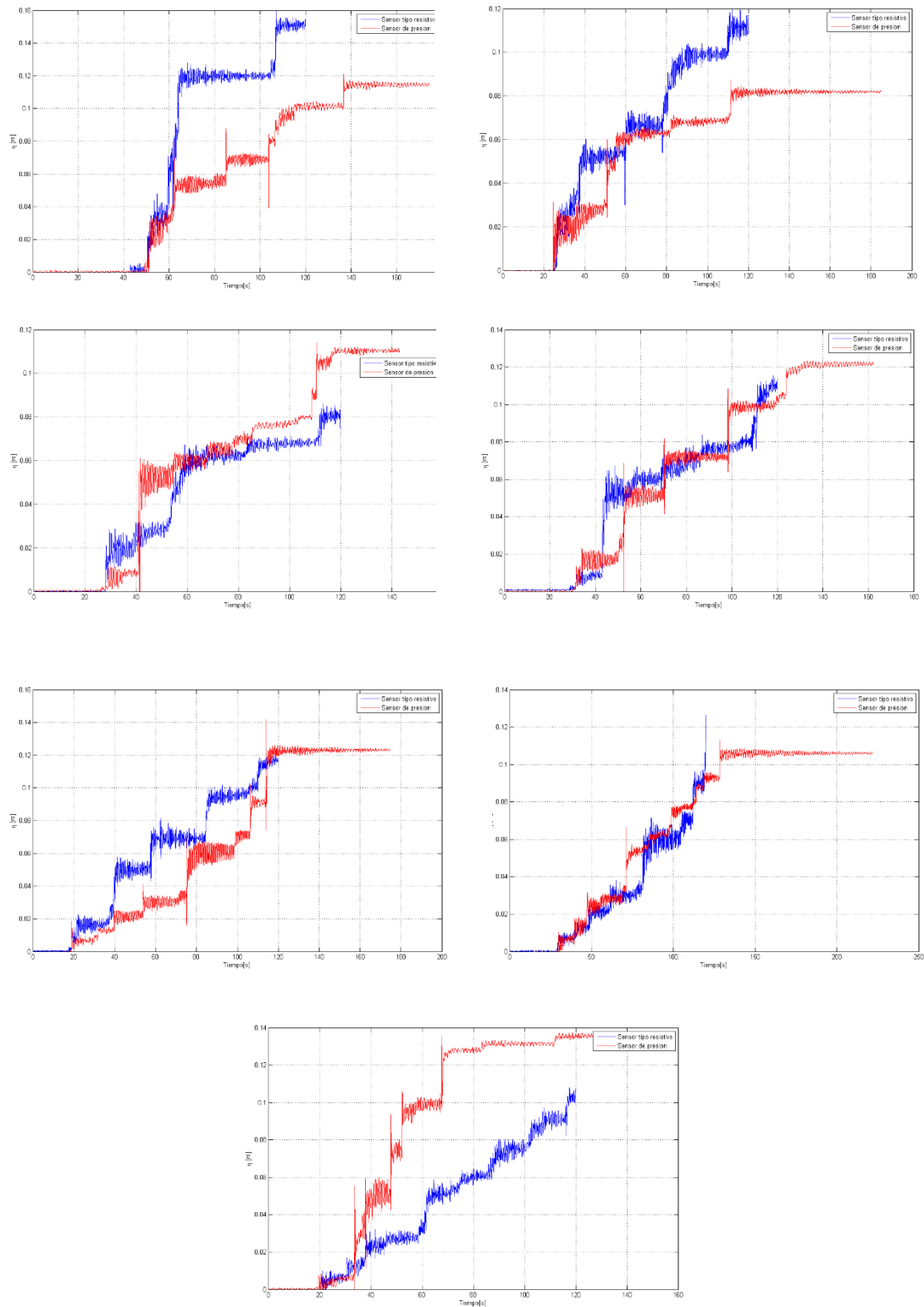


Figura A.2. Comparación del sensor resistivo y de presión en los rebases del ensayo 4 de la prueba 9 a la 15

B. Presiones, subpresiones y caudales del modelo físico (Ensayo 2) y numérico (Caso 2).

Tabla B1. Caudales obtenidos del modelo físico (Ensayo 2) y numérico (Caso2) mostrando su erro absoluto y error relativo.

Ensayo	Caso	Tipo de oleaje	Q		E _A (m ³ /s/m)	E _R (%)
			Físico (m ³ /s/m)	Numérico (m ³ /s/m)		
2	2	Ondas enfocadas	0.0148	0.01337	0.00143	9.66216216

Tabla B2. Error absoluto y relativo de las presiones y subpresiones del modelo físico (Ensayo 2) y numérico (Caso2)

Sensor	Presiones		E _A (Pa)	E _R (%)
	Modelo físico (Pa)	Modelo numérico (Pa)		
P1	998.763	908	90.763	9.08754129
P2	1108.8134	1014	94.8134	8.55088872
P5	787.21	748	39.21	4.98088185
P6	660.0325	597	63.0325	9.54990853
P10	111.022	131	19.978	17.9946317
		Promedio	61.55938	10.0327704