



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Facultad de Ingeniería
División de Ingeniería Civil y Geomática

T E S I S

“VERIFICACIÓN DEL PERFIL INDESTRUCTIBLE EN ROMPEOLAS
DE ENROCAMIENTO”

Para obtener el título de:

Ingeniero Civil

P R E S E N T A:

CARLOS ALBERTO ARMENTA AGUILAR

DIRECTOR DE TESIS

DR. EDGAR GERARDO MENDOZA BALDWIN

MÉXICO, D. F.

JUNIO 2012





UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/053/12

Señor
CARLOS ALBERTO ARMENTA AGUILAR
Presente

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

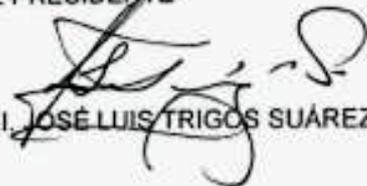
"VERIFICACIÓN DEL PERFIL INDESTRUCTIBLE EN ROMPEOLAS DE ENROCAMIENTO"

- INTRODUCCIÓN
- I. ASPECTOS FUNDAMENTALES
- II. DISEÑO DE EXPERIMENTOS
- III. RESULTADOS
- IV. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN
- REFERENCIAS
- ANEXOS

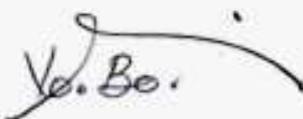
Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 27 de abril del 2012.
EL PRESIDENTE


M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

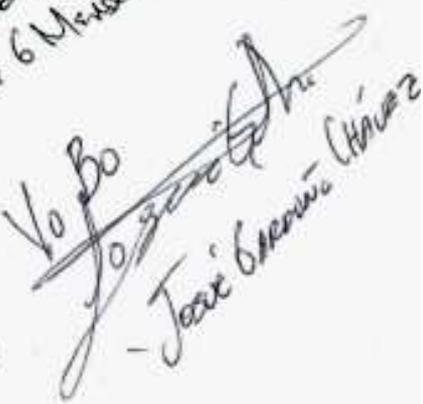
JLTS/MTH*gar.


RICARDO R. PADILLA VELÁZQUEZ


ROSALVO SICUB


Vo Bo
Edgar Gerardo Mendoza Baldwin


Marcos Trigo


Vo Bo
José Gerardo Armenta Aguilera

A César Antonio Armenta Aguilar y
Yazmín Guadalupe Armenta Aguilar

Agradecimientos

A mi padre y mi madre por el apoyo incondicional que me han brindado y me ha permitido terminar la carrera. Por quienes me fue posible llegar hasta aquí, dejando mi lugar de origen en busca de la superación personal.

Al Dr. Edgar Gerardo Mendoza Baldwin y al Dr. Rodolfo Silva Casarín por haberme brindado la oportunidad de realizar este trabajo en las instalaciones del Instituto de Ingeniería de la UNAM; por su disposición para resolver cualquier duda y en cualquier momento; por sus consejos; por compartir vivencias que han estado presentes en decisiones tanto laborales como personales y sobre todo, les agradezco la confianza que me han demostrado tener a lo largo de mi estancia en el laboratorio.

Al M. I. Jaime Alonso Arriaga García, por su paciencia para resolver dudas y por su ayuda en la elaboración de este trabajo, siendo un gran amigo y a quien le deseo lo mejor en cuales quiera que sean sus metas.

A todos mis amigos del Laboratorio de Costas y Puertos por su amistad brindada durante toda mi estancia en el Laboratorio del Instituto de Ingeniería de la UNAM: Alejandro Bustos, Jesús Abraham, Alejandro Ruiz, Iván García, Jaime, Jesús Monroy, José Hoil, Xavier y demás amigos a quienes puedo considerar como una gran familia. Sin esa convivencia que caracteriza al laboratorio, no habría sido lo mismo. Les agradezco también la ayuda incondicional y sin esperar nada a cambio al realizar las pruebas de laboratorio.

A todos aquellos amigos que en momentos de flaqueza han permanecido a mi lado para apoyarme. Sepan que siempre los tendré presente aun pasado el tiempo. En especial a Javier Ramos Franco por tanto apoyo durante todo este largo tiempo de conocerme.

Índice

1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	Importancia del trabajo	1
1.2	Objetivos del trabajo	4
1.3	Organización y descripción de la tesis	5
2	ASPECTOS FUNDAMENTALES.....	6
2.1	Oleaje.....	6
2.2	Diques	9
2.2.1	Revisión histórica del diseño de diques en talud.....	12
2.3	Fenómenos de flujo en taludes	23
2.3.1	Ascenso máximo (Run-up).....	23
2.3.2	Descenso máximo (Run-down).....	25
2.3.3	Reflexión.....	26
2.3.4	Transmisión	28
2.3.5	Disipación	30
3	DISEÑO DE EXPERIMENTOS	31
3.1	Descripción del material empleado.....	31
3.2	Descripción del equipo empleado	31
3.2.1	Canal de oleaje.....	31
3.2.2	Sensores de nivel	32
3.2.3	Cámara de alta velocidad	33
3.2.4	Escáner 3D.....	33
3.3	Descripción de las pruebas	34
3.4	Metodología	35
4	RESULTADOS	37
4.1	Resultados morfológicos.....	37
4.2	Cálculo de fenómenos de flujo.....	45
4.2.1	Ascenso máximo (Ru).....	45
4.2.2	Reflexión.....	47
4.3	Ecuaciones propuestas	48

4.4	Presentación de resultados anteriores.....	52
5	CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	61
5.1	Conclusiones.....	61
5.2	Futuras líneas de investigación	62
6	BIBLIOGRAFÍA.....	63

Lista de figuras

FIGURA 2-1	PERIODO-ENERGÍA DE LAS ONDAS (KINSMAN, 1965).....	6
FIGURA 2-2	PARÁMETROS PRINCIPALES DEL OLAJE.....	7
FIGURA 2-3	TIPOS DE DIQUES.....	10
FIGURA 2-4	VALORES DE VAN DER MEER POR LAS DISTINTAS CONFIGURACIONES DEL FIQUE. FUENTE:(DEL VILLAR MARTÍNEZ & GARCÍA CAMPOS, 2008)	19
FIGURA 2-5	PERFIL FINAL DE EQUILIBRIO (CLAVERO GILABERT, 2007).....	22
FIGURA 2-6	PERFIL IDEALIZADO, MENDOZA ET AL. (2010)	22
FIGURA 3-1	DIQUE UTILIZADO EN PRUEBAS	31
FIGURA 3-2	CANAL DE OLAJE	32
FIGURA 3-3	SENSOR DE NIVEL.....	33
FIGURA 3-4	CÁMARA DE ALTA VELOCIDAD	33
FIGURA 3-5	ESCÁNER 3D	34
FIGURA 4-1	. H=0.10M Y T=1.00s	37
FIGURA 4-2	H=0.12M Y T=1.20s	37
FIGURA 4-5	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 8 CM Y T = 1.0 S, R = 0.9993	38
FIGURA 4-6	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 8 CM Y T = 1.2 S, R = 0.9856	38
FIGURA 4-7	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 8 CM Y T = 1.6 S, R = 0.9996	39
FIGURA 4-8	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 8 CM Y T = 2.0 S, R = 0.9984	39
FIGURA 4-9	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 10 CM Y T = 1.0 S, R = 0.9986	39
FIGURA 4-10	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 10 CM Y T = 1.2 S, R = 0.9962.....	40
FIGURA 4-11	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 10 CM Y T = 1.6 S, R = 0.9830.....	40
FIGURA 4-12	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 10 CM Y T = 2.0 S, R = 0.9949.....	40
FIGURA 4-13	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 12 CM Y T = 1.0 S, R = 0.9916.....	41
FIGURA 4-14	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 12 CM Y T = 1.2 S, R = 0.9832.....	41
FIGURA 4-15	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 12 CM Y T = 1.6 S, R = 0.9685.....	41
FIGURA 4-16	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 12 CM Y T = 2.0 S, R = 0.9239.....	42
FIGURA 4-17	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 10 CM Y T = 1.2 S	42
FIGURA 4-18	RELACIÓN ENTRE EL PERIODO Y EL VOLUMEN TOTAL	44
FIGURA 4-19	RELACIÓN ENTRE LA ALTURA DE OLA Y EL VOLUMEN TOTAL	44
FIGURA 4-20	ASCENSO MÁXIMO BAJO UN OLAJE CON H = 8 CM Y T = 1 S	46
FIGURA 4-21	RELACIÓN ENTRE COEFICIENTES DE REFLEXIÓN VS KH	47
FIGURA 4-22	PARÁMETROS DEL DIQUE	50
FIGURA 4-23	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 12 CM	52
FIGURA 4-24	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 14 CM	52
FIGURA 4-25	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 15 CM	53
FIGURA 4-26	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 16 CM	53
FIGURA 4-27	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 17	53
FIGURA 4-28	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 18 CM	54
FIGURA 4-29	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 14 CM	54
FIGURA 4-30	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 16 CM	55
FIGURA 4-31	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 19 CM	55
FIGURA 4-32	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 20 CM	55

FIGURA 4-33	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 24 CM	56
FIGURA 4-34	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 14 CM	56
FIGURA 4-35	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 15 CM	57
FIGURA 4-36	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 16 CM	57
FIGURA 4-37	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 18 CM	57
FIGURA 4-38	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 18 CM	58
FIGURA 4-39	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 19 CM	58
FIGURA 4-40	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 20 CM	59
FIGURA 4-41	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 21 CM	59
FIGURA 4-42	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 22 CM	59
FIGURA 4-43	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 23 CM	60
FIGURA 4-44	EVOLUCIÓN DEL PERFIL, H = 25 CM	60

Lista de tablas

TABLA 1-1	EXTENSIÓN DE LITORALES NACIONALES POR ENTIDAD FEDERATIVA	1
TABLA 1-2	PUERTOS DE ALTURA Y CABOTAJE EN EL OCÉANO PACÍFICO	2
TABLA 1-3	PUERTOS DE ALTURA Y CABOTAJE EN EL GOLFO DE MÉXICO	2
TABLA 2-1	CLASIFICACIÓN DEL MEDIO MARINO SEGÚN LA PROFUNDIDAD	8
TABLA 2-2	COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA LA FÓRMULA DE HUDSON	15
TABLA 2-3	VALOR DE CONSTANTES PARA EL CÁLCULO DE $\varphi\xi$	17
TABLA 2-4	VALOR DE CONSTANTES PARA LA FÓRMULA DE ASCENSO MÁXIMO SEGÚN LOSADA Y GIMÉNEZ	24
TABLA 2-5	VALOR DE CONSTANTES PARA LA FÓRMULA DE ASCENSO MÁXIMO SEGÚN VAN DER MEER.....	25
TABLA 2-6	VALOR DE CONSTANTES PARA LA FÓRMULA DE DESCENSO MÁXIMO SEGÚN LOSADA Y GIMÉNEZ.....	26
TABLA 2-7	VALOR DE CONSTANTES PARA LA FÓRMULA DE REFLEXIÓN SEGÚN ALLSOP	27
TABLA 2-8	VALORES DE CONSTANTE PARA LA FÓRMULA DE NUMATA	27
TABLA 2-9	VALOR DE CONSTANTES PARA LA FÓRMULA DE TRANSMISIÓN SEGÚN NUMATA	29
TABLA 3-1	CARACTERÍSTICAS DE LAS PRUEBAS TOTALES	34
TABLA 3-2	CARACTERÍSTICAS DE PRUEBAS VÁLIDAS	35
TABLA 4-1	TABLA DE RESULTADOS PARA LOS PERFILES DE MÁXIMA ESTABILIDAD DE ACUERDO A LA CONDICIÓN DE OLEAJE	43
TABLA 4-2	RESULTADOS DEL ASCENSO MÁXIMO SEGÚN BATTJES Y LOSADA Y GIMÉNEZ-CURTO.....	45
TABLA 4-3	VALORES DE ASCENSO MÁXIMO MEDIDOS Y CALCULADOS.....	46
TABLA 4-4	TABLA DE COEFICIENTES Y DE K	48
TABLA 4-5	VALORES DE K MEDIDOS Y CALCULADOS.....	49
TABLA 4-6	VALORES DE D MEDIDOS Y CALCULADOS	50
TABLA 4-7	VALORES DE A MEDIDOS Y CALCULADOS	51
TABLA 4-8	RESUMEN DE PRUEBAS EN OLEAJE IRREGULAR SOBRE TALUD 1:1.5	54
TABLA 4-9	RESUMEN DE PRUEBAS EN OLEAJE REGULAR SOBRE TALUD 1:1.5.....	56
TABLA 4-10	RESUMEN DE PRUEBAS EN OLEAJE IRREGULAR SOBRE TALUD 1:2.....	58
TABLA 4-11	RESUMEN DE PRUEBAS EN OLEAJE REGULAR SOBRE TALUD 1:2.....	60

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Importancia del trabajo

Con sus más de 11 600 metros de costa, México sufre año con año los efectos causados por condiciones variables, producidas por el oleaje dejando huella en una gran parte de sus costas a lo largo de la historia. En el territorio nacional se tiene gran potencial de recursos a causa de la gran extensión de litoral con que se cuenta (ver Tabla 1-1), potencial que no ha sido aprovechado en su totalidad.

Tabla 1-1 Extensión de litorales nacionales por entidad federativa

Entidad Federativa	Longitud de Litoral Continental ¹		Longitud de Litoral Continental ²	
	(km)	(%)	(km)	(%)
Océano Pacífico	8475.06	73.11%	7828	70.38%
Baja California	1555.23	13.42%	1493	13.42%
Baja California Sur	2705.39	23.34%	2131	19.16%
Sonora	1207.81	10.42%	1209	10.87%
Sinaloa	640.17	5.52%	622	5.59%
Nayarit	300.41	2.59%	296	2.66%
Jalisco	341.93	2.95%	351	3.16%
Colima	139.22	1.20%	142	1.28%
Michoacán	246.76	2.13%	228	2.05%
Guerrero	484.94	4.18%	522	4.69%
Oaxaca	597.51	5.15%	568	5.11%
Chiapas	255.69	2.21%	266	2.39%
Golfo de México	3117.71	26.89%	3298	29.62%
Tamaulipas	457.72	3.95%	433	3.89%
Veracruz	745.14	6.43%	720	6.47%
Tabasco	183.86	1.59%	200	1.80%
Campeche	523.30	4.51%	425	3.82%
Yucatán	342.47	2.95%	340	3.06%
Quintana Roo	865.22	7.46%	1176	10.57%
Total Nacional	11592.77	100.00%	11122	100.00%

(1) Datos del Anuario Estadístico por Entidad Federativa, 2005.

(2) Datos obtenidos de la página electrónica *

** <http://cuentame.inegi.org.mx/>

INTRODUCCIÓN

Tabla 1-2 Puertos de altura y cabotaje en el Océano Pacífico

PUERTOS DE ALTURA Y CABOTAJE	PUERTOS DE CABOTAJE
Rosario	Venustiano Carranza
El sauzal	Guerreo negro
Ensenada	Loreto
Islas cedros	Mulegé
San Carlos	San Felipe
Cabo San Lucas	Golfo de Sta. Glara
San José del Cabo	Puerto Libertad
Punta Prieta	Sánchez Taboada
Pichilingue	Yavaros
La paz	Alatata
S. Juan de la C.	Escuinapa
Puerto Escondido	Teacapán
Isla S. Marcos	San Blás
Santa Rosalía	Chacala
Santa María	Cruz de Huanacastle
Pto. Peñasco	Puerto Escondido
Guaymas	
Topolobarnpo	
El Sabalo	
Mazatlán	
Nuevo Vallarta	
Puerto Vallarta	
Barra de Navidad	
San Pedro	
Manzanillo	
Lázaro Cárdenas	
Ixtapa	
Zihuatanejo	
Vicente Guerrero	
Acapulco	
Puerto Marqués	
Puerto Ángel	
Bahías de Huatulco	
Salina Cruz	
Madero	

Tabla 1-3 Puertos de altura y cabotaje en el Golfo de México

PUERTOS DE ALTURA Y CABOTAJE	PUERTOS DE CABOTAJE
Chetumal	La Aguada
Majahual	Xcalak
Puerto Aventuras	Punta Allen
Puerto Venado	Holbox
Cozumel	El Cuyo
Banco Playa	Río Lagartos
Puerto del Carmen	San Felipe
Puerto Morelos	Oziliam de Bravo
Cancún	Telchac
Isla Mujeres	Chubuma
Punta Juárez	Sisal
Punta Sam	Celestún *
Los Colorados	Lerma
Progreso	Seybapalaya
Yucalpetén	Champotón
San Francisco	Isla Aguada
Campeche	La puntilla
Cd. Del Carmen	Está en Isla
Cayo Arcas*	Chiltepec
La Frontera	Sánchez Magallanes
Dos bocas	Tlacotalpan
Pajaritos	Alvarado
Minatitlán	Nautla
Coatzacoalcos	Tecolutla
Veracruz	
Tuxpán	
Tampico	
Altamira	
La pesca	
El mezquital	

INTRODUCCIÓN

En la Tabla 1-2 y la Tabla 1-3 se muestran los puertos de altura y cabotaje que se tienen registrados en el INEGI de donde se observa cómo, en el golfo, pese a que se trata de una menor longitud de costa, se cuenta prácticamente con el mismo número de puertos que en el pacífico. Todo lo anterior está relacionado con la pesca, que es una de las actividades primarias que se realizan en México.

Las playas también son de importancia para la economía porque impulsan el turismo; esto obliga a prestar atención sobre el cuidado, conservación y/o restauración de éstas. Algunas son consideradas a nivel mundial por su belleza, tal es el caso de Acapulco; empero, existen otras con gran importancia que no deben pasar desapercibidas. Olas altas, Playa Norte, Playa Gaviotas, Isla Venados, Camarón Sábalo, Playa cerritos y Playa Isla de la piedra, ubicadas en Mazatlán; El Paraíso, Playa Majagua, Playa San Rafael y Tecuanillo, en Manzanillo; Playa Azul, La Bahía de Maruata, Punta San Telmo o Faro de Bucerías y San Juan de Alima, en Michoacán; Mocambo, Antón Lizardo, Boca del Río, Costa Esmeralda, Playa de Chachalacas y Villa Rica, en Veracruz; Playa Diamante, Playa Caleta, Icos, Condesa, Isla de la Roqueta y Pie de Cuesta, en Acapulco; Playa del Carmen y Playa Paraíso y del Secreto; en la Riviera Maya; son sólo algunas de las playas que tiene atractivos turísticos, de lo que dependen gran parte de las familias aledañas a las playas, quienes ante una catástrofe son los primeros en percibir las secuelas.

Para ofrecer protección a las playas existen diferentes obras marítimas (rompeolas, arrecifes artificiales, sembrado de vegetación, recubrimientos a lo largo de la playa, etc.). En este trabajo, específicamente se tratarán los diques rompeolas con el talud expuesto al oleaje en forma de "S".

Se debe estar consciente que el diseño de un dique depende de muchos factores, como el material disponible en la zona, el presupuesto para el proyecto, la localización y las condiciones a las que estará sujeto, además de que el oleaje nunca tendrá el mismo comportamiento y un diseño no podrá ser óptimo en dos localizaciones distintas.

Actualmente, la construcción de los diques está basada especialmente en conocimiento empírico y ésta es la razón principal de la falla de varios de ellos. Por esto, conocer la evolución de los métodos de cálculo de diques y su teoría, facilitará el proceso constructivo y sobre todo favorecerá la toma de decisiones al planear y diseñar una obra.

El objetivo del presente estudio es otorgar una nueva alternativa en el diseño de diques de talud de materiales rocosos. Esta idea surge de observar la evolución de un dique con talud recto que, expuesto a un clima marino dado, se deforma hasta encontrar su estabilidad natural. El talud expuesto al oleaje debido a la extracción del material, primeramente, en su manto principal, suele tener una forma de "S". Con base en esta percepción se planteó la interrogante: ¿Por qué no diseñar desde un principio con esa forma? A pesar de la aparente sencillez de la pregunta, la respuesta implica una comparación entre los datos obtenidos en este escrito y lo que autores de estudios previos sobre diques con taludes rectos presentan, además de una variedad de pruebas

para fundamentar los resultados. Para el diseñador, mientras se tengan más opciones de diseño será mejor, puesto que no se ve limitado al elegir la forma de disipar el oleaje.

Aún con la información existente hasta el momento, es necesario obtener de manera más generalizada posible el diseño de diques con perfiles en forma de "S". Esto puede llevar a que, desde un principio, se tenga una forma estable del dique sin necesidad de esperar los daños económicos, ecológicos y sociales que se pudieran presentar durante el fallo. Sin embargo, la validez de dichas fórmulas debe estar lo mejor fundamentada posible, de ahí la importancia de las pruebas experimentales realizadas en el laboratorio de Puertos y Costas del Instituto de Ingeniería de la UNAM que hacen parte de esta Tesis. El fallo de una ecuación de diseño podría traducirse en pérdidas económicas y humanas, daños ecológicos o en afectaciones de las funciones en la zona protegida, por esto se debe recordar su rango de validez.

Mediante pruebas de laboratorio se han generalizado fórmulas para distintas condiciones de oleaje que en principio están dentro de un intervalo muy pequeño de energía; sin embargo, se espera que con el trabajo realizado se despierte el interés y sirva de guía para aquellos que deseen adentrarse con mayor profundidad en el tema.

1.2 Objetivos del trabajo

Como principal objetivo, se tiene el obtener un rango de validez de condiciones de oleaje en el que resulte más favorable la construcción de un dique con perfil en forma de "S"

A continuación se presentan los objetivos particulares que se pretende alcanzar con este escrito:

Presentar la evolución de los estudios en el diseño de los diques, así como conceptos que ayuden en la comprensión del tema.

Determinar bajo ciertas condiciones de oleaje los coeficientes de reflexión en el modelo de dique con perfil expuesto en forma de "S".

Realizar una comparación entre los resultados obtenidos en las pruebas contra los que se han obtenido en diques con perfil expuesto recto.

Calcular el ascenso máximo del oleaje sobre el talud y comparar lo medido con lo calculado con distintas ecuaciones que hay en la literatura.

Obtener ecuaciones que permitan diseñar la forma de "S" del perfil del dique dentro de un rango de energía del oleaje a partir de pruebas de laboratorio.

1.3 Organización y descripción de la tesis

Capítulo 1. Introducción

Se presenta la intención del trabajo, su importancia, sus objetivos y su contenido de manera general.

Capítulo 2. Aspectos fundamentales

Se aborda el tema del oleaje definiendo conceptos necesarios para caracterizar una onda. Además, se presenta el concepto de dique, su importancia, los tipos existentes, la evolución de las ecuaciones de diseño y los fenómenos de flujo que se presentan en el talud.

Capítulo 3. Diseño de experimentos

En este capítulo se describe el equipo y material empleados, así como el procedimiento y condiciones de oleaje para cada prueba.

Capítulo 4. Resultados

Se muestran los resultados morfológicos obtenidos y se analizan con la finalidad de obtener los fenómenos morfológicos en cada prueba. Se presentan resultados de pruebas en diques con perfiles rectos.

Capítulo 5. Conclusiones y futuras líneas de investigación

Con base en los objetivos planteados se presentan las conclusiones a las que se llegaron después de analizar los datos. En este apartado se mencionan también algunas posibles líneas de trabajo e investigación que quedan abiertas con la elaboración de este escrito.

Capítulo 7. Bibliografía

Se presentan por orden de autor todas las referencias utilizadas para la elaboración del presente escrito.

2 ASPECTOS FUNDAMENTALES

2.1 Oleaje

El conocimiento del medio marino va ligado al desarrollo de la humanidad desde la antigüedad, diversos estudiosos del tema han ido aumentando el acervo. Entre los años 1519 y 1522 se generó la primera aproximación de la imagen de nuestro planeta tal y como se conoce actualmente; sin embargo, fue en los siglos XVI y XVII que se logró llegar al detalle. La causa principal de este desarrollo fue la lucha del terreno marino durante las diversas batallas europeas. Continuando con la expansión del estudio, se ha logrado tener una auténtica identificación de los continentes y todo lo que ello implica. (Chaparría, 2004).

Para comprender la función e importancia que tienen las obras marítimas se entenderán las condiciones y exigencias a las que se somete la estructura. Una onda en algún cuerpo líquido es una manifestación de la perturbación del equilibrio en la interface entre los fluidos. Hablando específicamente de la masa de agua presente en los océanos y mares se trata de la interface atmósfera-océano. Existen diferentes clasificaciones de las ondas; por las fuerzas que generan al oleaje, de acuerdo a su periodo, etc. tal como se puede observar en la Figura 2-1.

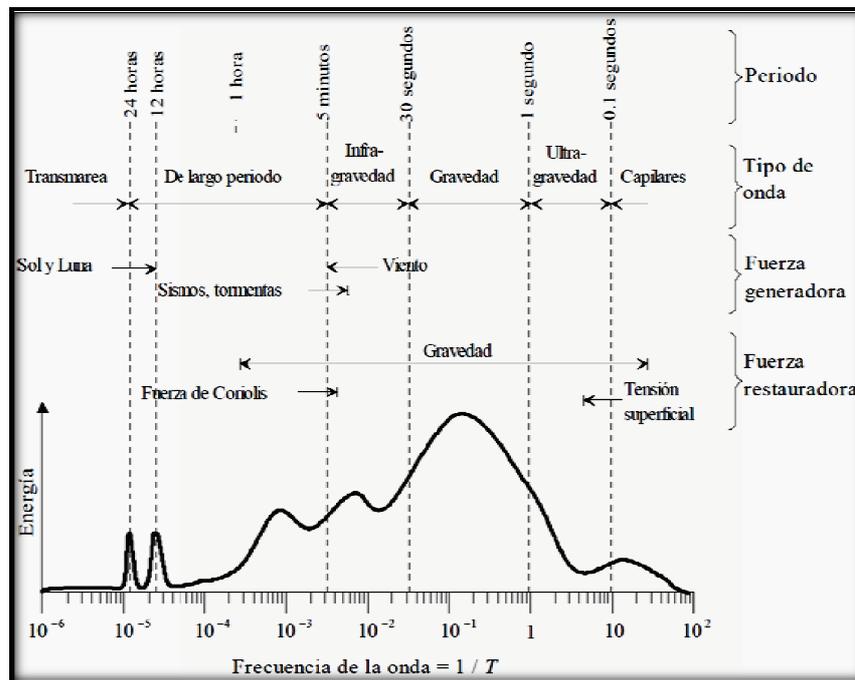


Figura 2-1 Periodo-Energía de las ondas (Kinsman, 1965)

Así, se tienen algunas de las diferentes ondas enunciadas a continuación:

- Mareas. Las que tienen periodo y longitud de onda muy grandes.
- Ondas sísmicas. También conocidas como tsunamis.
- Ondas internas. Las producidas por distorsiones en las capas de diferente densidad que se encuentran bajo la superficie debido a la corriente que producen principalmente las mareas.
- Ondas capilares. Tienen periodo y longitud de onda muy cortos.
- Ondas superficiales de gravedad. Tanto las ondas capilares como las superficiales generalmente son el resultado de la acción del viento sobre la superficie del agua. (R. Peachey, 1986)

En esta Tesis se hablará únicamente del oleaje, entiéndase por éste, las alteraciones producidas en la superficie del mar por la actuación continua del viento, produciendo ondas con periodos entre 1 y 30 segundos (Chapapría, 2004).

Es difícil observar en la naturaleza algún cuerpo líquido en un estado de reposo total, el ejemplo más claro se tiene en los lagos, que a pesar de que son cuerpos de agua cerrados, existe una agitación debida al viento; las ondas en los océanos y mares andan en todo momento cambiando sus características (entre las que destacan la altura de ola, el periodo y longitud de onda) ya sea de manera natural o inducida por el hombre. Conocer el comportamiento de dichas ondas y los efectos que tienen sobre las costas en las estructuras costa afuera y en las localizadas en playas, ayuda a optimizar el diseño de cualquier que sea la construcción expuesta a el oleaje.

Como ya se ha mencionado, el interés del presente escrito se enfoca en el diseño de diques con perfil en forma de "S" en donde predomina el diseño por oleaje cuyas ondas son producidas por la acción del viento. Para el estudio de dichas ondas existen diversos autores que apoyan teorías que tratan de explicar el comportamiento del oleaje, las que se han clasificado siguiendo varios criterios. En la Figura 2-2 se presenta los parámetros principales para describir una onda.

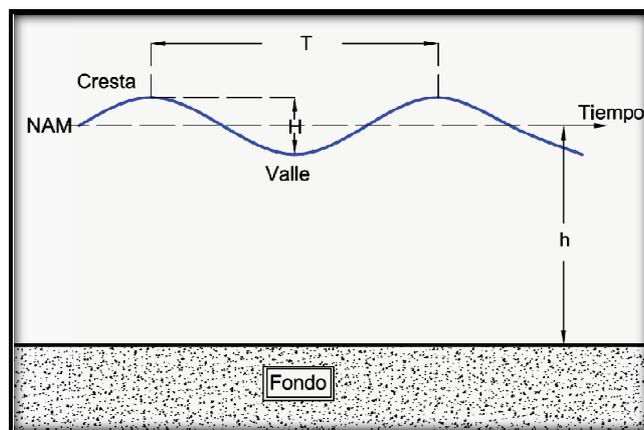


Figura 2-2 Parámetros principales del oleaje

En donde:

- Periodo (T) Es el tiempo transcurrido entre el paso de dos crestas de ola por un punto estacionario.
- Altura de ola (H) Distancia vertical entre la cresta y el valle de la ola.
- Profundidad (h) Distancia vertical entre el nivel medio del agua (NAM) y el fondo.

Además de los parámetros ya indicados y de la longitud de ola (L) que es la distancia horizontal entre dos crestas sucesivas de la onda, entre dos valles o entre dos pasos ascendentes o descendentes por su nivel medio, existen otros conceptos que se abordarán más adelante; por lo pronto, esto es lo necesario para poder mencionar la clasificación de aguas profundas, aguas intermedias y aguas someras o superficiales. Esta distribución de tipo de aguas está con base en el cociente de la profundidad entre la longitud de onda, tal como se muestra en la Tabla 2-1.

Tabla 2-1 Clasificación del medio marino según la profundidad

TIPO DE AGUA	CRITERIO
Aguas profundas	$\frac{h}{L} > 0.5$
Aguas intermedias	$\frac{h}{L} > 0.5$ y $\frac{h}{L} < 0.5$
Aguas someras o superficiales	$\frac{h}{L} < 0.5$

Las aportaciones al marco teórico de la mecánica de ondas han comenzado desde el año de 1802 siendo Gerstner el primero en aportar los conocimientos matemáticos para la solución de problemas con altura finita, forma estable y periodo constante de una ola, proporcionando los fundamentos para que en 1776, LAPLACE obtuviera la primer forma de estudio del movimiento de una onda en dos dimensiones sobre un fondo horizontal y cualquier profundidad; posteriormente Airy en 1845 desarrolla su teoría de la pequeña amplitud; Stokes presenta la Teoría de Ondas de Orden Superior en el año de 1847 siendo Levi-Civita, en 1925, quien demostró que dicha teoría es válida para aguas profundas mientras que en 1926 Struik lo hizo para aguas someras. La Teoría de Ondas Largas fue propuesta por Bussinesq en 1872 (Wiegel & Johnson).

Las múltiples teorías y ecuaciones en el tema se han dividido en dos grandes grupos; *Teorías de pequeña amplitud* y *Teorías de ondas largas*. Otra clasificación es la que resultada de atender los parámetros e hipótesis en que fueron concebidas: *Teorías de fondo horizontal* y *Teorías de fondo variable*. En esta última categoría se encuentran la Ecuación de la Pendiente Suave de Eckar en 1952 y la de Berkhoff en 1972. De acuerdo con Mendoza *et al.* (2010), la teoría más utilizada actualmente es la de Airy y Stokes.

2.2 Diques

La necesidad de tener condiciones de calma en algunas zonas costeras principalmente para proteger el amarre de embarcaciones, carga y descarga de productos, estructuras flotantes, etc. hace necesaria una obra de abrigo, la cual tiene por objetivo reducir la intensidad del oleaje.

La zona litoral se puede ver afectada por la acción del oleaje u otras dinámicas marinas (que se mencionarán más adelante); sin embargo, cualquiera de éstas puede ocasionar una erosión en las playas. La disminución de arena tiene efectos como la destrucción total o parcial de playas y ecosistemas, causando impactos directos en el turismo y las poblaciones costeras. Además, el ascenso del nivel del mar se acelera, lo que reduce considerablemente la zona litoral. (Young & Griffith, 2009).

Un dique es considerado la obra de abrigo portuaria por excelencia. Se tienen dos tipos que reciben su nombre de acuerdo con la interacción que tienen con el grupo de olas; los que impiden el paso al oleaje y los que lo amortiguan. Dentro del primer grupo podemos considerar a los diques reflejantes, que como su nombre lo dice, reflejan la mayor cantidad de energía posible, generalmente, mediante una pared vertical; sin embargo, esta energía reflejada actúa a la par con la energía inicial provocando que el oleaje en la zona anterior a la estructura se amplifique. En el segundo grupo se encuentran los diques rompeolas o en talud que, en la mayoría de los casos, únicamente amortiguan el oleaje, además existen los diques mixtos, que es una combinación entre los diques en talud y los reflejantes (Chaparría, 2004).

Los rompeolas básicamente consisten en un montículo de piedras, generalmente colocadas al azar Figura 2-3 (a). Para aumentar la estabilidad y disminuir la transmisión del oleaje se acostumbra colocar capas de diferente material Figura 2-3(b), con esta opción se puede lograr reducir el costo del proyecto. También suelen colocarse bloques de concreto para aumentar la estabilidad de las capas además de una superestructura que algunos autores suelen llamar *espaldón* Figura 2-3(c), el cual se puede utilizar como camino de acceso. Aparte de las alternativas mencionadas, también se pueden construir diques en talud únicamente de bloques de concreto Figura 2-3(d), los cuales tienen un proceso constructivo mucho más sencillo que el resto y se reduce la permeabilidad, comparada con los demás de los materiales.

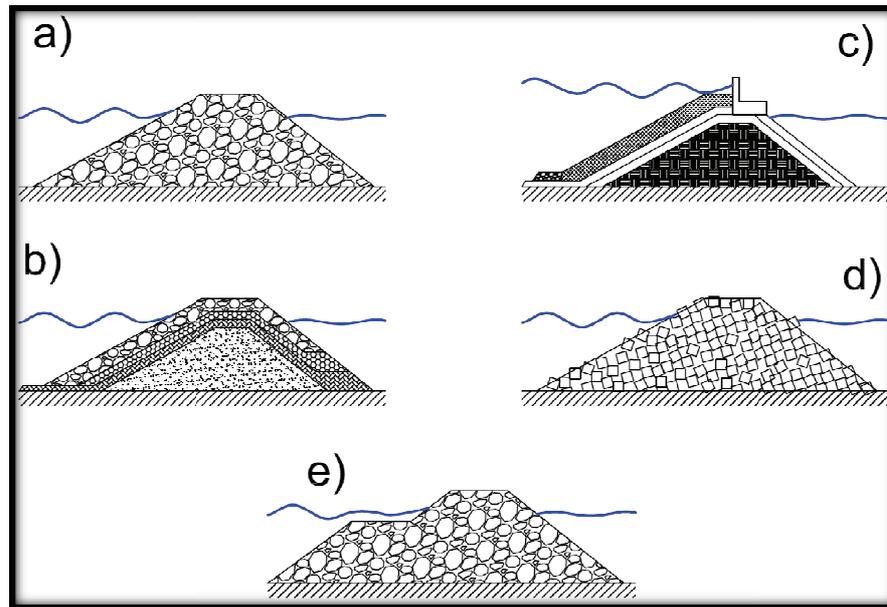


Figura 2-3 Tipos de diques

Cuando no existe en las canteras suficiente material que cumpla con el peso requerido para garantizar la estabilidad de la obra, suele emplearse un mayor volumen de material pero de menor peso para formar una berma en el talud expuesto al oleaje. Este es el caso de la Figura 2-3 (e), en donde se ilustra un dique en el que el efecto que predomina en el oleaje es la rotura, disipando así la energía. Este tipo de estructuras se conocen como dique berma y se caracterizan por tener diferente granulometría en cada capa de materiales además por la forma en del perfil (de ahí su nombre) y que las piezas que forman a parte alta del perfil están planeadas para desplazarse hacia la parte baja.

Los diques en talud, rompeolas o escollera son los más usados en la actualidad debido a que involucran la rugosidad del material y se aprovecha la pendiente del talud para la disipación de energía del oleaje mediante los procesos siguientes:

- Rotura
- Fricción sobre y en el interior del macizo granular

Como se puede deducir, la inclinación del talud es un factor que determina los procesos de disipación de energía, por esto, cuando en el diseño se desea optimizar la estructura, un cambio en la pendiente del talud suele ser el comienzo de las pruebas.

Las causas de la falla en los diques en talud suelen ser, principalmente, la estabilidad hidrodinámica de las piezas, la estabilidad mecánica de las mismas, la estabilidad geotécnica de toda la estructura y, sobre todo, los errores constructivos. En lo que se refiere a la estabilidad hidrodinámica se encuentran dos casos:

- Cuando las piezas del manto principal son extraídas debido al oleaje y;
- Cuando éstas no sufren un desplazamiento grande ni instantáneo; sin embargo, el manto sufre un deterioro que puede considerarse como rotura por fatiga tal y como mencionan Vidal *et al.*(1994).

Las piezas pueden sufrir desplazamiento (cambio de posición) o pueden tener un movimiento acorde al oleaje conservando sus apoyos, a esto último se le conoce como cabeceo. Si bien el cabeceo es capaz de provocar esfuerzos de tensión, no es relevante en el estudio de estabilidad en el talud.

La estabilidad suele conservarse bajo ciertas condiciones de oleaje regular; empero, cuando la altura de ola aumenta puede presentarse extracción de piezas del manto principal y la estructura entra en un estado de “*estabilidad parcial*”. Tras un número determinado de olas, los movimientos cesan y entonces se ha llegado a una nueva posición de estabilidad que satisface la demanda que las nuevas condiciones de oleaje imponen. Es en este punto cuando se puede empezar a hablar del dique en forma de “S”.

En el caso del dique berma se trata de evitar que los movimientos de las piezas se presenten en las capas posteriores al manto principal, esto ocasionaría una destrucción de magnitudes tan grandes que se puede perder la funcionalidad de la estructura. Es decir, una vez que se ha erosionado por completo el manto principal, la obra es inestable.

La berma es de forma horizontal colocada aproximadamente a la altura del nivel medio del mar en cuestión, dicha berma debe alcanzar a cubrir todo el manto principal. Originalmente el diseño de este tipo de dique no fue del todo aceptado por los proyectistas y constructores, principalmente por el temor de experimentar con algo sin precedencia y la posibilidad de que las piezas en movimiento se rompan.

El estudio de los diques berma comenzó permitiendo una deformación en el perfil construido con una sola capa del mismo material. Bruun & Johannesson (1974) fueron los primeros en estudiar su diseño así como los criterios para ello, mientras que Ergin *et al.* (1989) compararon el comportamiento entre un dique berma y un dique en forma convencional, en donde la conclusión más importante fue que el primero presenta menores niveles de daño. La estabilidad de los diques berma fue estudiada por Van der Meer (1992) y Van der Meer & Veldman (1992) quienes encontraron una relación entre el oleaje incidente y los parámetros de deformación del dique. Por otra parte, Van Gent (1995) estudió la misma relación pero mediante un modelo matemático y a diferencia del resto de los estudios hasta el momento, sus resultados fueron comparados con los de un modelo físico, en donde se obtuvieron buenas aproximaciones.

Posteriormente surgió un dique denominado “Tipo Islandés” que no era otra cosa que un dique berma con capas de piezas graduadas y se limitaba el cambio de perfil. Tørum *et al.* (2003) compararon el funcionamiento de un dique berma con una capa de material contra uno multicapa, de

donde obtuvieron una ecuación para calcular la recesión media de un dique berma homogéneo usada igualmente para diques multicapa de acuerdo a los resultados obtenidos. Otro resultado importante en su trabajo fue el demostrar que la descarga de rebase es menor en diques berma que en diques convencionales.

Benedicto (2004) estudió los comportamientos mecánico e hidrodinámico, así como también, la evolución de la avería de los diques de abrigo frente a la acción del oleaje. Sus conclusiones están basadas en resultados obtenidos sobre dos modelos que variaban entre sí, la pendiente del talud.

Si se habla de un dique en talud en forma de “S” compuesto de material homogéneo, tiene la ventaja de que la deformación que puede sufrir ante la demanda de condiciones de oleaje superiores, no tiene como límite el espesor del manto principal como en el caso del dique berma, además de que la capacidad de desplazamiento de las piezas se reduce aun con movimientos de cabeceo. La estabilidad entonces está dada por los efectos que sufre la funcionalidad del dique debido a la deformación; esto significa, que mientras se sigan cumpliendo con los objetivos del diseño, la obra se seguirá considerando estable.

La forma de “S” se presenta una vez alcanzado el equilibrio dinámico en las piezas del dique, lo que origina que la reflexión sea menor en comparación con un dique con talud recto bajo las mismas condiciones (Quiñones Huerta, 2006).

Otra ventaja que presenta el perfil en “S” es el ahorro de material en la construcción; no es necesario tener piezas de gran peso para que el perfil sea estable, además, no se necesita mantenimiento ni reconstrucción siempre que la condición de oleaje de diseño no sea superada.

2.2.1 Revisión histórica del diseño de diques en talud

Actualmente, para el diseño y dimensionamiento de los diques en talud es necesario conocer los siguientes parámetros del oleaje, del medio y de la propia estructura (Clavero Gilabert, 2007):

Características del medio

- Profundidad de agua a pie de dique(h_0)
- Inclinación del fondo(β)
- Peso específico del agua(γ_w)
- Aceleración de la gravedad (g)
- Viscosidad cinemática(μ)

Características del oleaje incidente

- Altura de ola (H)
- Periodo de la ola (T)
- Ángulo de incidencia (θ)

Características del dique

- Inclinación del talud(α)
- Tipo de pieza que compone el manto principal
- Peso específico de las piezas del manto principal (γ_r)
- Rugosidad y permeabilidad del manto principal
- Características de los mantos secundarios

Sin embargo, el diseño de diques en talud ha sufrido una evolución notable desde la aparición de las primeras fórmulas en lo que respecta al peso específico de las piezas del manto principal. Esta característica depende de la interacción del oleaje incidente y la obra, así, mientras se profundice más en estudios sobre dicho fenómeno, las fórmulas irán cambiando tratando de acoplarse y abarcar lo nuevo del tema. También ha existido una lucha por obtener la mayor aproximación en los coeficientes que se han planteado, la mayoría de propuestas tienen en común soluciones experimentales o basadas en la observación.

La primera aportación para el cálculo de peso de los cantos de un dique en talud fue publicada por Castro (1933), en donde él mismo menciona que sólo se trata de una aproximación y que su resultado debía ser corregido con un coeficiente, contribución que corrió por parte de Briones variando coeficientes y exponentes, para llegar a la siguiente fórmula, ésta es la razón por la que algunos autores la llaman la fórmula de Castro-Briones:

Ecuación 2-1

$$P(\cos \alpha + 1)^2 \sqrt{\cos \alpha - \frac{2}{\rho_r}} = 704 * H^3 \frac{\rho_r}{(\rho_r - 1)^3}$$

Que adaptada al SI se obtiene:

Ecuación 2-2

$$P(\cos \alpha + 1)^2 \sqrt{\cos \alpha - \frac{2}{\rho_r}} = 6903.88 * H^3 \frac{\rho_r}{(\rho_r - 1)^3}$$

En donde P es el peso de los cantos del manto en equilibrio dado en N; α es el ángulo que forma el talud con la horizontal; ρ_r es la densidad de la piedra referida a la del agua y H es la altura de la ola en metros. Se está considerando $1 \text{ kgf} = 9.807 \text{ N}$.

La fórmula tiene validez siempre y cuando se obtengan resultados coherentes. Además, permite observar la interacción de los elementos con a los otros, por ejemplo, para que el resultado de la raíz sea un número real se debe cumplir con:

Ecuación 2-3

$$\cos \alpha \geq \frac{2}{\rho_r}$$

O lo que es lo mismo:

Ecuación 2-4

$$\rho_r \geq \frac{2}{\cos \alpha}$$

Entonces se debe tratar que los elementos sean lo más denso posible; es decir, que el término de la izquierda de la Ecuación 2-4 sea grande, o bien, que el término de la derecha de la Ecuación 2-4 sea lo más pequeño posible, lo que implica que el coseno del ángulo sea lo más aproximado a 1, esto se logra dándole un valor muy pequeño a α . Lo que significa que en un talud lo más horizontal posible, aún la grava más fina se sostiene. El caso contrario ocurre cuando se trata de un talud con una pendiente bastante pronunciada, en donde el peso de las piezas prácticamente es irrelevante pues no son capaces de mantenerse estables.

Iribarren (1938) presenta una fórmula para el cálculo del peso de los cantos del manto principal, la cual fue generalizada años después por el mismo Iribarren y Nogales (1950); en la primera se considera que el peso depende de la altura de ola, de la pendiente del talud, de la densidad relativa de las piezas y de sus coeficientes de rozamiento mientras que para generalizarla se introdujo el efecto de la profundidad y del periodo.

La primera fórmula de Iribarren tal y como se publicó fue:

Ecuación 2-5

$$P = \frac{NA^3d}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3(d - 1)^3}$$

Donde P es el peso de los cantos o bloques, en kilogramos; N depende del material de la escollera (15 en los diques de escollera natural y 19 en los de bloques artificiales); $A = 2h$, que es la altura de la ola a la que revienta sobre el dique, en metros; d es el peso específico del material de los cantos, en toneladas por metro cúbico; y α es el ángulo con la horizontal del talud del dique.

La fórmula adaptada al SI queda de la siguiente manera:

Ecuación 2-6

$$P = \frac{NA^3d}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3 \left(\frac{d}{9.807} - 1 \right)^3}$$

Con P dada en N; d en $\frac{KN}{m^3}$ y A en m^3 .

La longitud de onda junto con la profundidad fue incluida en la fórmula de Larras (1952).

Hudson y Jackson presentan una fórmula con estructura similar a la de Iribarren en 1959. Sus experimentos se valieron de una línea de investigaciones en la estabilidad de diques que se inició por la Marina Norteamericana en 1942, cuyo propósito inicial fue el de evaluar el coeficiente N de la fórmula de Iribarren (Ecuación 2-5). Hudson (1959) notó que existía gran variabilidad entre los resultados de la fórmula y las observaciones, obteniendo entonces el coeficiente f dentro de la Ecuación 2-7.

Ecuación 2-7

$$P = N' \frac{f^3 \rho_s H^3}{\Delta^3 (f \cos \alpha - \sin \alpha)^3}$$

Donde f es un coeficiente de fricción calculado de manera empírica para diferentes materiales mostrados en la Tabla 2-2 y resulta ser dependiente tanto del tipo de elemento defensivo como de los valores de la pendiente que se ve reflejado en el método constructivo.

Tabla 2-2 Coeficientes de fricción para la fórmula de Hudson

Puesta en obra	Escollera			Bloques cúbicos	Tetrápodos
	$W_r = 0.100 \text{ lb}$	$W_r = 0.300 \text{ lb}$	$W_r = 0.620 \text{ lb}$	$W_r = 0.800 \text{ lb}$	$W_r = 0.210 \text{ lb}$
Vertido en agua	1.020	0.980	1.130	1.200	1.100
Vertido en aire	0.790	0.90	0.870	1.340	-
Colocado en agua	1.090	1.190	1.260	1.360	1.780
Colocado en aire	0.970	1.120	1.220	1.750	-
Media de todos	0.970	1.050	1.120	1.410	-
Media de 1 y 3	1.06	1.090	1.200	1.280	1.440

Saville (1962) desarrolló su hipótesis de equivalencia.

Iribarren (1965) resumió su trabajo de investigación y restringió su fórmula para que únicamente fuera aplicable a roturas sobre el talud en colapso o en voluta; es decir, introdujo el efecto del periodo en la estabilidad. Distinguió entre dos tipos de interacción entre el dique y el oleaje de acuerdo a la manera en que rompe la ola.

Rotura franca o en cascada: El material se desestabiliza por la fuerza del impacto que producen las olas que se cretan en voluta sobre el dique.

Rotura falsa o en surgiente: Se trata únicamente de ascenso y descenso del agua sobre el talud del dique, sin una rotura propiamente dicha. En este caso la capa resistente se desestabiliza por el arrastre del flujo descendente.

Para diferencias entre un tipo de rotura y otra, obtuvo el llamado número de Iribarren en 1949.

Ecuación 2-8

$$\tan \alpha = n \sqrt{\frac{H}{L_0}}$$

Fórmula que fue modificada por Battjes en su trabajo de tesis en donde se expresó de la forma en la que en nuestros días sigue siendo aceptada. (Battjes, 1974)

Ecuación 2-9

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L}}}$$

Para la generalización de la fórmula se planteó la intervención de un coeficiente de rozamiento f que toma en cuenta el importante papel del talud del manto; además, se sustituyó el coeficiente N existente por N' para que fuera variando al mismo tiempo que lo hacían el resto de las condiciones, obteniendo una fórmula para cada tipo de rotura.

Para la rotura franca o en cascada se tiene:

Ecuación 2-10

$$P = \frac{N' \rho_r f^3 H^3}{\Delta^3 (f \cos \alpha - \sin \alpha)^3}$$

Mientras que para la rotura falsa o en surgiente:

Ecuación 2-11

$$P = \frac{N' \rho_r H^3}{\Delta^3 (f \cos \alpha - \sin \alpha)^3}$$

Y de estas dos expresiones se quedó tan sólo con la correspondiente a la falsa rotura o surgiente, que es la que actualmente se conoce como *fórmula de Iribarren*.

También ha habido aportaciones al tema basados en la experimentación; Carstens *et al.* (1966), por ejemplo, presentaron los primeros resultados de ensayos en diques de talud con oleaje irregular; mientras que Font (1968) comprobó de manera empírica la influencia de los temporales en la estabilidad de los mismos diques. Ese mismo año Van Oorschot y d'Angremond comprobaron por primera vez la validez de la hipótesis de equivalencia de Saville.

En 1964 Iribarren recomendó aumentar el peso de los cantos del morro con respecto a los del manto del talud exterior, basándose en la experiencia, apoyado por Brunn en 1973. Años más tarde, otros autores destacaron la poca estabilidad de las secciones averiadas; es decir, la fragilidad de las mismas (C., Losada, & Medina, 1991).

En Battjes (1974) introdujo el parámetro de Iribarren definido en 1949 en el estudio de las características del flujo sobre taludes lisos e impermeables. El estudio de la estabilidad de los diques de escolleras junto trabajos experimentales sobre su talud corrieron por cuenta de Ahrens y MacCartney en 1975 y por Bruun y Johannesson en 1976 y 1977 de acuerdo con Vidal *et al.* (1994).

Existe una gran discrepancia entre los resultados obtenidos en una y otra fórmula, ésta ha sido una causa del fallo de muchos diques a lo largo de la historia, sobre todo a finales de los 70's. Fue entonces cuando la validez de las fórmulas que existían hasta ese momento se puso en duda.

Whillock y Price en 1976 introdujeron el concepto de "fragilidad" de talud señalando que en los elementos de gran trabazón el margen de seguridad entre el inicio de la avería y la destrucción del manto es muy bajo. Poco después Magoon y Baird (1977) destacaron la importancia de los movimientos y la rotura de las piezas del dique bajo la acción del oleaje, especialmente de las más esbeltas y con mayor trabazón.

Losada y Giménez-Curto reconocieron la aleatoriedad intrínseca de la respuesta de los diques de talud y para el análisis directo de la estabilidad utilizaron el concepto de curvas de interacción (Losada & Giménez-Curto, 1979).

Ecuación 2-12

$$\Psi = \frac{1}{N_s^3} = \frac{P\Delta^3}{\rho_s H^3} = \varphi(\xi, \cos \alpha)$$

En donde $\varphi(\xi, \cos \alpha)$ se ha determinado empíricamente. En donde:

Ecuación 2-13

$$\varphi(\xi) = A(\xi - 2.654 \tan \alpha) e^{B(\xi - 2.654 \tan \alpha)}$$

Los valores correspondientes de A y B pueden ser obtenidos de la Tabla 2-3 mostrada a continuación:

Tabla 2-3 Valor de constantes para el cálculo de $\varphi(\xi)$

Tipo de elemento	$\tan \alpha$	Constante A	Constante B
Escollera	1.500	0.09035	-0.58790
	2.000	0.05698	-0.66270
	3.000	0.04697	-0.80840
	4.000	0.04412	-0.93390
Bloques	1.500	0.06819	-0.51480
	2.000	0.03968	-0.62470
	3.000	0.03410	-0.76200
Tetrápodos	1.330	0.03380	-0.31410
	1.500	0.02788	-0.39930
	2.000	0.02058	-0.50780

Como las constantes son para cada valor de la pendiente y cada tipo de elemento resistente, el peso crítico de los elementos puede expresarse como:

Ecuación 2-14

$$P = \frac{\rho_s H^3}{\Delta^3} \varphi(\xi)$$

Van Hijun fue el primero que realizó estudios sobre diques berma asociados a perfiles de equilibrio de playas de grava, además concluyó que la grava con un D_{90} inferior a 6 mm es sensible para efectos de escala, publicando sus resultados en 1974 y en 1976. Van Hijun abrió camino a un nuevo tema de debate obligándolo a continuar con sus estudios y en 1982 junto con Pilarczyk desarrollaron un modelo que describe el perfil de playas de gravas gruesas.

Giménez-Curto en 1981 estudió la probabilidad de fallo de las obras marítimas solicitadas por un estado de mar analizando la influencia de la duración, haciendo uso de la hipótesis de equivalencia y un año después Losada y Giménez-Curto presentaron una hipótesis de trabajo para el calcular la estabilidad de diques de talud con incidencia oblicua del oleaje. Lorenzo y Losada en 1984 demostraron la fragilidad de los taludes de dolos de gran tamaño, debida exclusivamente a la debilidad estructural de las piezas, fundamentando su trabajo en información de campo, ensayos de laboratorio y modelos numéricos. Sus resultados también son válidos en piezas artificiales con miembros de gran esbeltez y que logren alcanzar trabazón entre sí. Losada y Desiré experimentaron en 1985 con el oleaje regular sobre la estabilidad de diques con piezas paralelepípedicas.

Ahrens en 1987 y Van der Meer en 1988 hicieron las aportaciones más destacadas en el campo de diques rebasables o sumergidos, el primero se apoyó en 205 pruebas de laboratorio usando oleaje irregular, enfocando sus resultados en la estabilidad de la estructura, la transmisión del oleaje sobre y a través de la obra, la reflexión y transmisión producidas; mientras el segundo contó con datos obtenidos de 250 ensayos propios y otros más hechos en el laboratorio británico de Wallingford por Thomson y Shuttler en 1975 todos bajo un oleaje irregular tal como dicen Vidal *et al.* (1994).

Van der Meer incorporó dos parámetros nuevos a la fórmula: un factor de permeabilidad del dique (P_r), que considera las características resistentes del dique; y el número de olas (N), introduciendo así la duración de el oleaje.

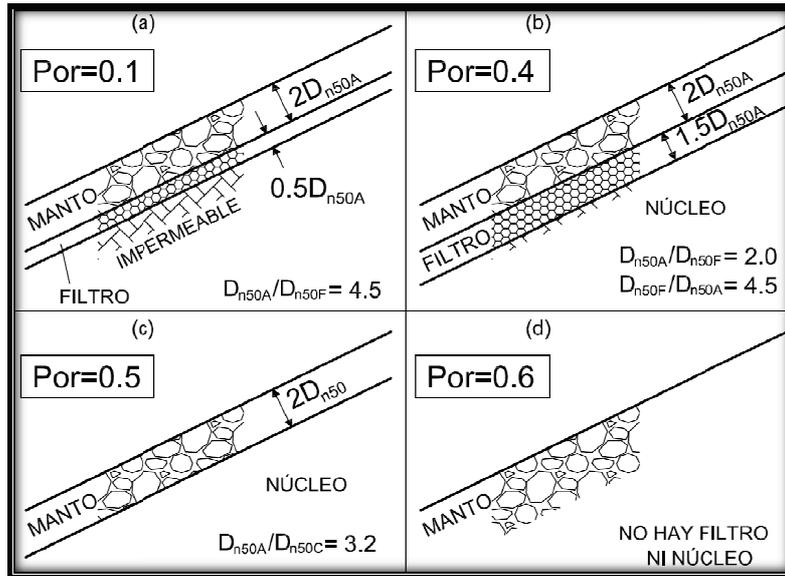


Figura 2-4 Valores de Van der Meer por las distintas configuraciones del fique. Fuente:(Del villar Martínez & García Campos, 2008)

Se desconocen los criterios para la obtención de $Por = 0.4$ y tampoco ha sido ensayado. Ambos factores han sido obtenidos de manera experimental y por adaptaciones en tanteos del propio Van der Meer. Al igual que autores pasados, también recalcó la diferencia entre los tipos de rotura (Del villar Martínez & García Campos, 2008).

Se trata de rotura en cascada cuando $\xi < \xi_{crit}$ (caso a); mientras que para $\xi > \xi_{crit}$, hablamos de una rotura en surgiente (caso b). En donde ξ_{crit} está según la Ecuación 2-15:

Ecuación 2-15

$$\xi_{crit} = (6.2P_{or}^{0.31}(\tan \alpha)^{0.5})\left(\frac{1}{Por+0.5}\right)$$

Para el caso a, se cuenta con la Ecuación 2-16:

Ecuación 2-16

$$\frac{H_s}{\Delta D} = 6.2P_{or}^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \xi^{-0.5}$$

Para el caso b existe la Ecuación 2-17

Ecuación 2-17

$$\frac{H_s}{\Delta D} = P_{or}^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \xi^{Por} (\cot \alpha)^{0.5}$$

En donde $H_s = H_{1/3}$, que representa (la altura media del 30% superior de las alturas de ola y también llamada altura de ola significativa) y los valores para S para mantos de escollera son:

Inicio de averías:	Averías moderadas:	Destrucción del manto
$\tan \alpha = 0.66 \Rightarrow S = 2$	$\tan \alpha = 0.66 \Rightarrow S = 3 - 5$	$\tan \alpha = 0.66 \Rightarrow S = 8$
$\tan \alpha = 0.50 \Rightarrow S = 2$	$\tan \alpha = 0.50 \Rightarrow S = 4 - 6$	$\tan \alpha = 0.50 \Rightarrow S = 8$
$\tan \alpha = 0.33 \Rightarrow S = 3$	$\tan \alpha = 0.33 \Rightarrow S = 6 - 9$	$\tan \alpha = 0.33 \Rightarrow S = 12$

Los trabajos experimentales para diques sumergidos no se dieron sino hasta 1986 corriendo por cuenta de Gilver y Sørensen, pero no fue sino a partir de 1991 que se comenzó a estudiar la estabilidad del talud exterior, coronación y talud inferior es este tipo de diques rebasables y sumergidos (Vidal et al., 1991).

Hasta ese punto no se había abordado en las fuerzas que el flujo que impone sobre las piezas. En 1988 aparecen los primeros estudios al respecto (Losada et al.), en donde se trató de determinar las acciones sobre las piezas paralelepípedicas con diferentes condiciones de contorno, abriendo camino para adentrarse en este tema, muestra de ellos son los modelos numéricos que corrieron por cuenta de Kobayashi.

La fórmula que Melby y Hugues presentaron en el 2003 es una modelación teórica más realista de las fuerzas que ejerce el oleaje sobre el dique y, al igual que Van der Meer, también distinguen entre dos tipos de rotura; empero, el criterio empleado para distinguirlo no es exactamente el mismo. De tal forma que se tiene:

a) Para rotura en cascada:

Ecuación 2-18

$$\frac{H_s/L_m}{0.0280 - 0.0035 \cot \alpha} < 1$$

b) Para rotura en surgiente:

Ecuación 2-19

$$\frac{H_s/L_m}{0.0280 - 0.0035 \cot \alpha} > 1$$

En donde L_m es longitud media de onda al pie del dique. Se estima a partir del período medio T_m y la profundidad al pie del dique h , empleando la teoría lineal de onda:

Ecuación 2-20

$$L_m = \frac{gT_m^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L_m}\right)$$

Para las olas en que rompen en cascada sobre el dique:

Ecuación 2-21

$$P = 0.00409 \frac{\rho_r}{\Delta^{3/2}} \cdot \frac{H_s^{3.039}}{h^{0.039+1.5A}} \cdot \frac{T_m^{3A}}{g^{-1.5A}} \cdot (\tan \alpha)^{3/2} \cdot \left(\frac{S}{N^{0.5}} \right)^{-0.6} \cdot Por^{-0.54}$$

En caso de presentarse una falsa rotura o surgiente, se tiene:

Ecuación 2-22

$$P = 0.00409 \frac{\rho_r}{\Delta^{3/2}} \cdot \frac{H_s^{3.039+Por}}{h^{0.039+1.5A}} \cdot g^{1.5A} \cdot \frac{T_m^{3A}}{L_m^{Por}} \cdot (\tan \alpha)^{3(0.5-Por)} \cdot \left(\frac{S}{N^{0.5}} \right)^{-0.6} \cdot Por^{-0.54}$$

Tanto para la Ecuación 2-21 como para la Ecuación 2-22 se cumple que:

Ecuación 2-23

$$A = 0.18 \left(\frac{H_s}{h} \right)^{-0.391}$$

Hasta este punto se ha hablado de un diseño basado en el peso de las piedras que componen al dique, reconociendo la importancia del peso mínimo para la estabilidad. Posteriormente Losada y López en 1999 muestran que la dispersión del peso se reduce al tener en cuenta la reflexión del olaje. Esto implica que se admite cierta deformación en el talud del dique.

Benedicto (2004) propone un método de diseño de dique (con peso P, porosidad ρ , trabazón t, etc.) basado en la teoría de que para toda condición de oleaje existe un perfil estable para esas condiciones y todas las menores. Se parte de datos conocidos como el nivel del mar h, la densidad de altura de ola f(H) y la probabilidad de no excedencia F(H) de un determinado valor de altura de ola incidente H_d . El diseño propuesto consta de tres partes como se presenta en la Figura 2-5; la parte inferior (Región 1), es la primera que alcanza a tener efecto en la ola causando pérdidas por fricción; la parte intermedia (Región 2), la que sufre el principal daño por la rotura y disipación y; la parte superior (Región 3), la que se ve afectada por el ascenso máximo y descenso máximo, presentándose el fenómeno de oscilación.

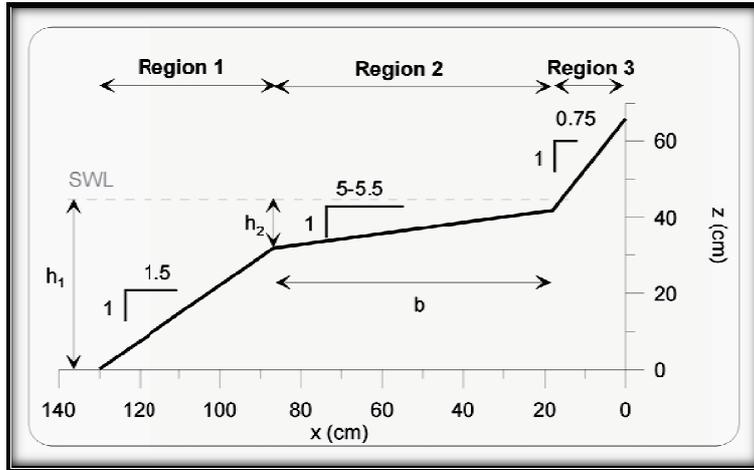


Figura 2-5 Perfil final de equilibrio (Clavero Gilabert, 2007)

Posteriormente Mendoza *et al.* (2010) presentan otro rango de pendientes como se observa en la Figura 2-4 cuya recomendación de diseño es la siguiente:

Se determina el punto A a partir de la altura de ola (H). Se elige la pendiente y longitud (R2) de esta región tomando en cuenta que $R2/H$ debe estar entre dos y cinco. Esta región se encuentra limitada por el nivel de agua en reposo.

La región uno debe asegurar que el dique no sea rebasable y que la pendiente esté dentro del rango indicado en la Figura 2-6. $R1/H$ debe tomar valores entre dos y cuatro. Esta región se comienza a trazar desde el punto más alto de la región dos.

La región tres comienza desde el punto más bajo de la región dos con $R3/H$ entre cuatro y cinco, siendo R3 la longitud de la región 3. La pendiente de esta región debe estar de acuerdo a lo indicado en la Figura 2-6.

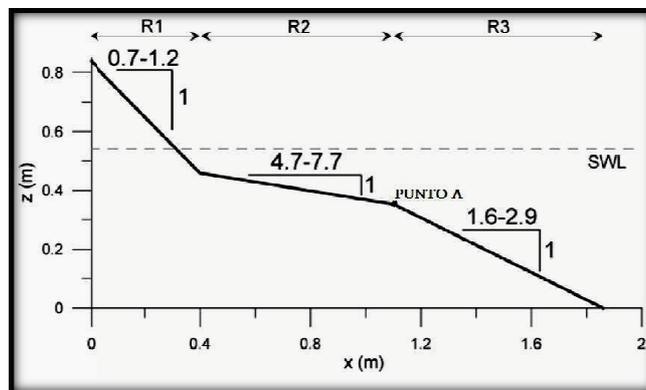


Figura 2-6 Perfil idealizado, MENDOZA ET AL. (2010)

2.3 Fenómenos de flujo en taludes

Existen ciertos fenómenos que se presentan cuando se produce la interacción entre el oleaje y el dique, a estos se les conoce como fenómenos de flujo, los más notables son los que se aprecian mediante la transformación de la energía del oleaje entre los que podemos mencionar: La reflexión, que es la energía devuelta al mar; La transmisión, la que es transmitida a sotamar ya sea a través o por encima del dique y; disipación, la que se logra extinguir a causa de la fricción del dique. Sin embargo, existen procesos que no son apreciables desde el punto de vista de la transformación de la energía, a ellos conviene verlos como el comportamiento que tiene el propio fluido junto con la estructura, entre los que encontramos: la rotura, ascenso máximo, descenso máximo, rebase y socavación. A continuación se explica cada uno de los fenómenos de manera general y se presenta la forma de calcularlos.

2.3.1 Ascenso máximo (Run-up)

El ascenso máximo es la distancia vertical medida a partir del nivel de agua en reposo hasta el punto más alto que alcanza el agua al deslizarse sobre el talud y es dependiente de la altura de ola, periodo y pendiente. Como las características del oleaje antes mencionadas se pueden englobar en el llamado número de Iribarren, se podría decir entonces, que el ascenso máximo es dependiente de dicho parámetro.

Diversos autores han propuesto fórmulas para la determinación de este proceso y al igual que en los demás, dependen sobre todo, del tipo de oleaje. Algunas de ellas se exponen a continuación:

a) *Para oleaje regular*

Existen adaptaciones de fórmulas como la que presenta Battjes en 1974 (Kriebel & Mayer, 1994)

Ecuación 2-24

$$\frac{R_u}{H_0} = \frac{\tan \beta}{\sqrt{H_0/L_0}} = \xi$$

En donde:

- H_0 Es la altura de ola en aguas profundas
- L_0 Es la longitud de ola en aguas profundas
- ξ Es el número de Iribarren
- R_u Ascenso máximo

Losada y Giménez-curto en 1981 también presentan su fórmula que se muestra en la Ecuación 2-25:

$$\frac{Ru}{H} = Au(1 - e^{Bu\xi})$$

Para diques homogéneos

Para diques impermeables

$$Au = -4.706n + 3.293$$

$$Bu = -1.569n + 0.038$$

$$Au = -3.825n + 3.344$$

$$Bu = -1.179n + 0.081$$

En donde n es la porosidad del material del dique, algunos de los cuales se muestran en la Tabla 2-4. Diversos autores han establecido valores para las constantes Au y Bu , mostrados en la misma Tabla 2-4; sin embargo, cuando se habla de algún material diferentes se hace necesario determinar n .

Tabla 2-4 Valor de constantes para la fórmula de ascenso máximo según Losada y Giménez

Material	Porosidad (n)	Au	Bu	Au	Bu
Dolos	0.56	0.70	0.82	1.19	0.53
Tetrápodos	0.50	0.93	0.75	1.40	0.45
Cubos	0.47	1.05	0.72	-	-
Escollera clasificada	0.40	1.37	0.60	1.89	0.40
Escollera sin clasificar	0.31	1.80	0.46	2.00	0.32

b) Para oleaje Irregular

Según Ahrens

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_s} = 1.60\xi_p \quad 0 < \xi < 2.50$$

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_s} = 4.50 - 0.20\xi_p \quad \xi > 2.50$$

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_s} = 3.39 - 0.21\xi_p \quad \xi > 2.50$$

Según Van der Meer

Ecuaciones 2-28

$$\frac{Ru_{x\%}}{H_s} = a\xi \quad 0 < \xi_p < 1.50$$

$$\frac{Ru_{x\%}}{H_s} = b\xi^c \quad 1.5 < \xi_p < 3.2$$

$$\frac{Ru_{x\%}}{H_s} = d\xi \quad \xi_p < 3.2$$

En la Tabla 2-5 se muestran valores de las constantes con base en la probabilidad de excedencia, suponiendo que el ascenso máximo sigue la misma probabilidad de excedencia de las olas. El subíndice en el ascenso máximo en ambas ecuaciones indica la probabilidad excedencia consideraba para el cálculo.

Tabla 2-5 Valor de constantes para la fórmula de ascenso máximo según Van der Meer

Probabilidad de excedencia (%)	0.13	1.00	2.00	5.00	10.00
a	1.14	1.01	0.96	0.86	0.77
b	1.34	1.24	1.17	1.05	0.94
c	0.55	0.48	0.46	0.44	0.42
d	2.58	2.15	1.97	1.68	1.42

2.3.2 Descenso máximo (Run-down)

El descenso máximo es la distancia vertical medida a partir del nivel de agua en reposo hasta el punto más bajo que alcanza el agua al deslizarse sobre el talud y, al igual que el ascenso máximo, es dependiente del número de Iribarren y de características físicas del material.

Par este caso únicamente se cuenta con dos grandes teorías en el estudio:

- a) *Para oleaje regular se cuenta con la Ecuación 2-29 de Losa y Giménez:*

Ecuación 2-29

$$\frac{Rd}{H} = Ad(1 - e^{Bd\xi})$$

En la Tabla 2-6 se muestran los valores de las constantes Ad y Bd de acuerdo el material existente en el dique.

Tabla 2-6 Valor de constantes para la fórmula de descenso máximo según Losada y Giménez

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

b) Para oleaje irregular se tiene la Ecuación 2-30 de Van der Meer propuesta en 1988.

Ecuación 2-30

$$\frac{Rd_{2\%}}{H_s} = 2.1\sqrt{\tan \alpha} - 1.2P^{0.15} + 1.5e^{-60Sm}$$

En donde:

Ecuación 2-31

$$S_m = \frac{2\pi H_s}{gT_m^2}$$

Y con ayuda de la Figura 2-4 se obtiene P. El subíndice 2% es referente al nivel de excedencia considerado para el cálculo y es relativo al número de olas que arriban sobre el dique.

2.3.3 Reflexión

El proceso de reflexión puede verse desde dos casos extremos, en el primero no existe alteración en el fondo y éste continua con una pendiente igual a cero, mientras que el otro extremo es cuando el oleaje se encuentra frente a una pared vertical (dique vertical). En el primer caso la ola no tiene perturbación alguna mientras que en el segundo es reflejada casi en su totalidad. Entre estos dos casos podemos situar cualquier otra condición que produzca la presencia del talud de un dique. Cuando decimos que no existe alteración en el fondo se da por sobre entendido que prácticamente no existe reflexión mientras en el otro caso, el oleaje sufre una reflexión total y no se presenta ningún otro fenómeno de flujo o es despreciable. Mientras más vertical sea el obstáculo, más probabilidad existe que se forme un clima de oleaje caótico frente a la estructura debido a la interacción entre el oleaje incidente y el reflejado, esto causaría mayor exigencia a la estructura.

El coeficiente de reflexión (K_R) caracteriza a este proceso y el talud del dique ha de cumplir ciertas consideraciones para poder llevar a cabo el cálculo, como por ejemplo, ser impermeable, liso e indefinido o por lo contrario; permeable e indefinido. En el presente trabajo se ha considerado una reflexión sobre este último tipo de talud llegándose a presentar la mayoría de los fenómenos de flujo.

Existen varias formas de obtener el coeficiente de reflexión de acuerdo a las características del dique, así tenemos que:

a) *Para diques permeables no rebasables*
(Allsop 1990)

Ecuación 2-32

$$K_R = \frac{a\xi^2}{\xi^2 + b}$$

En donde

Ecuación 2-33

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{0m}}}}$$

En donde *a* y *b* dependen del tipo de manto principal del dique tal y como se muestra en la Tabla 2-7

Tabla 2-7 Valor de constantes para la fórmula de reflexión según Allsop

Tipo de manto principal	A	b
Liso	0.96	4.80
Escollera (2capas)	0.64	8.85
Escollera (1 capa)	.064	7.22
Grandes rocas (2 capas)	.064	9.64
Grandes rocas (1 capa)	0.67	7.87

b) *Para oleaje regular y diques verticales permeables* (Numata 1976)

Ecuación 2-34

$$K_R = \alpha_R \left(\frac{B}{D}\right)^{\beta_R} \text{ para } \frac{H}{L} > 0.01$$

Ecuación que se resuelve con la ayuda de la Tabla 2-8.

Tabla 2-8 Valores de constante para la fórmula de Numata

Material	B/D	h/L	α_R	β_R
Escollera sin clasificar	<8	≤ 0.15	0.35	1.70 (h/L)
		≥ 0.15	0.35	1.69 (h/L) ^{-0.2}
	>8	≤ 0.15	1.19 (h/L)	0.12
		≥ 0.15	1.19 (h/L) ^{-0.1}	0.12
Tetrápodos	<5	<0.15	0.35	1.60 (h/L) ^{-0.49}
	>5	>0.15	0.35	1.04 (h/L) ^{-1.1}

Con la observación de las fórmulas para la obtención del coeficiente de transmisión se concluye que ésta factor es dependiente del fondo del canal independientemente de las condiciones de oleaje y el tipo de estructura.

c) *Y de manera general:*

Ecuación 2-35

$$K_R = \frac{H_r}{H_i}$$

En donde el coeficiente r e i, indican las condiciones reflejadas e incidentes, respectivamente.

2.3.4 Transmisión

Contrario a lo que su pudiera pensar, el proceso de transmisión no se presenta únicamente en una estructura permeable; también existe transmisión por rebase, que se presenta sin hacer diferencia entre un dique permeable o impermeable.

Este proceso es caracterizado por un coeficiente llamado coeficiente transmisión cuyo significado es la cantidad de energía inicial que atraviesa el dique y es dirigida a sotamar.

Dentro de la literatura actual podemos encontrar autores que limitan su fórmula de acuerdo al tipo de oleaje y de dique, como en el caso del coeficiente de reflexión. Dentro de estos encontramos:

a) *Para diques no rebasables y oleaje regular.* (Numata 1976)

Ecuación 2-36

$$K_T = \frac{1}{1 + \frac{\alpha_T}{\xi}}$$

En donde:

Ecuación 2-37

$$\alpha_T = 1.48 \left(\frac{B_s}{D} \right)^{0.66}$$

b) *Para diques con rebase y oleaje regular* (Numata, 1976)

Ecuación 2-38

$$K_T = \frac{1}{\left[1 + \alpha_T \left(\frac{H}{L} \right)^{\beta_T} \right]^2} \quad \text{para} \quad \frac{h}{L} < 0.25$$

ASPECTOS FUNDAMENTALES

Tabla 2-9 Valor de constantes para la fórmula de Transmisión según Numata

Material	α_T	β_T
Escollera clasificada	$1.260 \left(\frac{B}{D}\right)^{0.670}$	0.5
Tetrápodos	$1.184 \left(\frac{B}{D}\right)^{0.895}$	0.5

c) *Para diques con rebase y oleaje irregular* (Van der Meer, 1990)

Ecuaciones 2-39

$$\begin{aligned}
 K_T &= 0.80 & -2.00 < \frac{F}{H_s} < -1.13 \\
 K_T &= 0.46 - 0.3 \frac{F}{H_s} & -1.13 < \frac{F}{H_s} < 1.20 \\
 K_T &= 0.10 & 1.20 < \frac{F}{H_s} < 2.00
 \end{aligned}$$

d) *Para diques con rebase y oleaje irregular* (Daemen, 1991)

Ecuación 2-40

$$K_T = a \frac{F}{Dn_{50}} b$$

En donde:

Ecuación 2-41

$$a = 0.031 \frac{H_s}{Dn_{50}} - 0.24$$

Ecuación 2-42

$$b = -5.42S_{op} + 0.0323 \frac{H_s}{Dn_{50}} - 0.0017 \left(\frac{B}{Dn_{50}}\right)^{1.84} + 0.51$$

Que debe cumplir con:

Ecuaciones 2-43

$$K_{Tm\acute{a}x} = 0.750; \quad K_{Tm\acute{i}n} = 0.075; \quad 1 < \frac{H_s}{Dn_{50}} < 6; \quad 0.001 < S_{op} < 0.05$$

2.3.5 Disipación

Es la parte de la energía del oleaje que se pierde debido a la rotura de las olas o por fricción entre los elementos que conforman al dique de material granular al ser atravesado por el fluido.

Cuando se trata de una disipación por rotura, la cantidad de energía disipada depende de la forma de romper de las olas. En cambio, cuando se habla de una disipación por fricción, se debe entender que el tamaño del material y la porosidad del medio son factores a considerar para el cálculo de la energía que se disipa, además del régimen hidráulico (laminar o turbulento); es decir, del número de Reynolds.

El coeficiente de disipación es el parámetro que caracteriza a este fenómeno de flujo y el resultado de aplicar la teoría lineal a la Ecuación 2-44 que es la ecuación de la energía del movimiento oscilatorio en un volumen de control delimitado de espesor unitario que atraviesa la sección del dique del talud homogéneo no rebasable.

Ecuación 2-44

$$\mathfrak{F}_I - \mathfrak{F}_R - \mathfrak{F}_T - \mathcal{D}'_* = 0$$

Obteniendo así la Ecuación 2-45:

Ecuación 2-45

$$K_R^2 + K_T^2 + D_* = 1$$

En donde K_R y K_T son los coeficientes de reflexión y transmisión respectivamente y D_* es el coeficiente de disipación.

3 DISEÑO DE EXPERIMENTOS

3.1 Descripción del material empleado

Para alcanzar todos los objetivos propuestos se ha trabajado con un modelo de dique con un ancho de corona de 16.50 cm, una altura de 84.00 cm, una pendiente en el talud expuesto de 1.5:1 y en el talud protegido de 1.25:1, conformando así una base de 247.50 cm. Dicho dique está formado en su mayoría por material de río redondeado sin clasificar (escollera sin clasificar).

Una parte del núcleo del modelo estuvo compuesto por cubos de mortero de 3.00 cm de lado contruidos en los talleres del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Dicho material tenía una proporción en peso de 61% de arena, 24% de cemento y 15% de agua. El tamaño máximo de la arena fue de 4.75 mm; es decir, se tamizó con la malla número 4. Las piezas alcanzaron una resistencia de $110.00 \frac{kg}{cm^3}$ con un peso volumétrico entre 1.90 y $2.00 \frac{ton}{cm^3}$. Los cubos formaban parte del núcleo únicamente hasta a una altura de 42.00 cm y en el talud protegido.



Figura 3-1 Dique utilizado en pruebas

3.2 Descripción del equipo empleado

3.2.1 Canal de oleaje

El canal de oleaje del Laboratorio de Costas y Puertos tiene un longitud aproximada de 37.00 m, con una altura de 1.20 m y 0.80 m de ancho. El fondo y uno de los costados, están contruidos de acero inoxidable, mientras que el otro tiene 30 metros de vidrio templado completado en los extremos con acero inoxidable. Todo lo anterior está soportado por una estructura de acero PTR a 0.80 m del nivel del piso.

El generador de olas es de tipo pistón adquirido a la empresa HR Wallingford y es capaz de producir oleaje regular monocromático, irregular casual o algún otro definido por el usuario desde un programa llamado *StartWaveMaker*. Consiste en una placa de acero sostenida por un riel horizontal que permite el movimiento, dicho riel se sostiene de una estructura fija posicionada a los costados de las paredes del canal aislando las vibraciones.

La alimentación de agua al canal se realiza mediante un sistema de bombeos de 3 bombas de 440 V modelo ROM-3B-INV-WEG-10HP-440V.



Figura 3-2 Canal de oleaje

3.2.2 Sensores de nivel

Las mediciones en la variación en el perfil hidráulico a través del tiempo una vez empezadas las pruebas se realizaron por medio de los sensores de nivel obtenidos a la empresa H. R. Wallingford. Consisten en dos polos de acero inoxidable que se sumergen en el agua, sostenidos por una base de plástico que contiene dos entradas de conexión de los cables para la medición del voltaje comunicada a un vástago de calibre circular hueco de acero inoxidable. Su operación consiste en medir la corriente que fluye entre los dos polos, la que se convierte en una salida de voltaje directa proporcional a la profundidad del sensor conducida mediante un sistema de cableado hasta un centro de balance del voltaje, que posteriormente es convertido a unidades de longitud.

El vástago de calibre posee agujeros taladrados con precisión a lo largo de su longitud con el fin de facilitar la calibración global de alturas de olas, la que consiste en medir el voltaje de salida en tres posiciones diferentes del sensor.



Figura 3-3 Sensor de nivel

3.2.3 Cámara de alta velocidad

Para un mejor análisis sobre el ascenso máximo se ha apoyado en herramientas como lo es la cámara de alta velocidad B&W con que cuenta el laboratorio, que tiene lentes con sensibilidad de hasta 1280×1024 pixeles a una de velocidad $154 \frac{m}{s}$ (506 fps) a $34138 \frac{m}{s}$ (112000 fps). Dicha cámara es operada desde el software *hiSpec* instalado en una computadora portátil.



Figura 3-4 Cámara de alta velocidad

3.2.4 Escáner 3D

Se trata de un escáner láser compacto, de impulsos de alta velocidad con compensador de dos ejes de precisión y una cámara digital de alta resolución integrada. Posee una longitud de onda de 532 nm con un alcance entre 0.1 m y 300 m. Ubica un punto en el espacio por medio del láser con la resolución y especificaciones señaladas por el usuario. Posteriormente, dicho modelo 3D puede ser visualizado desde el programa *Cyclone7.1*. La unión de varias imágenes que representen el mismo

modelo se auxilia de tres puntos que se pueden ubicar en el espacio, para lo que se cuenta con accesorios llamados *Targets*, que son los que realizan esta función, siendo necesario el escaneo de cada uno con mayor resolución que la del modelo y por cada estación.



Figura 3-5 Escáner 3D

3.3 Descripción de las pruebas

Las características de cada prueba fueron cambiando con la finalidad de observar el comportamiento del dique en talud una vez alcanzada la estabilidad. Dichas pruebas fueron las mostradas en la Tabla 3-1.

Tabla 3-1 Características de las pruebas totales

H (m)	T (s)	F (Hz)
0.08	1.000	1.000
	1.200	0.833
	1.600	0.625
	2.000	0.500
0.10	1.000	1.000
	1.200	0.833
	1.600	0.625
	2.000	0.500
0.12	1.000	1.000
	1.200	0.833
	1.600	0.625
	2.000	0.500
0.16	1.000	1.000
	1.200	0.833
	1.600	0.625
	2.000	0.500
0.20	1.000	1.000
	1.200	0.833

Sin embargo, a partir de 0.16 m en la altura de ola, ésta comenzaba a generar una gran destrucción en el dique al grado de generar datos inválido, de modo que queda definido un intervalo tal como se muestra en la Tabla 3-2:

Tabla 3-2 **Características de pruebas válidas**

H (m)	T(s)	F (Hz)
0.08	1.000	1.000
	1.200	0.833
	1.600	0.625
	2.000	0.500
0.10	1.000	1.000
	1.200	0.833
	1.600	0.625
	2.000	0.500
0.12	1.000	1.000
	1.200	0.833
	1.600	0.625
	2.000	0.500

3.4 Metodología

Cada prueba realizada conlleva el uso de todos los aparatos antes descritos con el fin de obtener la variación del perfil a lo largo de cada una, al igual que la variación en el comportamiento del dique sobre todo en cuanto a reflexión y transmisión se refiere. Para ello, se aplicó un oleaje regular al dique de acuerdo a la Tabla 3-2 hasta que se alcanzó la estabilidad del perfil. Como criterio de estabilidad se ha considerado el movimiento nulo de las piedras (diferente al cabeceo) durante diez minutos aproximadamente.

Para la comparación de coeficientes se han tomado las variaciones del oleaje durante aproximadamente 5 minutos al inicio de la prueba y 5 al final. En cada medición se registraron 24064 datos tomados con una frecuencia de 80 Hz.

Se grabó un video de alta velocidad con 300 imágenes por segundo durante 16.5 s al inicio y al final, con una resolución de 864X500 pixeles. Así mismo, se capturaron imágenes durante todo el desarrollo de la prueba y videos de aproximadamente de 2 minutos al inicio y al final con una cámara de video.

Previo a la prueba se ha tomado un escaneo del modelo completo para posteriormente compararlo con el final y encontrar las variaciones. El dique se ha escaneado con una resolución de 0.01 m tanto vertical como horizontalmente y de manera similar los targets se han hecho con 0.001 m.

Por tanto; el procedimiento general seguido en cada prueba fue el siguiente:

Reconstrucción del dique

Escaneo del talud expuesto al oleaje

Llenado del canal a 54 cm de profundidad

Calibrado de los sensores de nivel

Inicio de oleaje

Toma de datos de nivel al momento en que la primera ola rompe sobre la estructura

Video de alta velocidad en el momento en que rompe la primera ola

Video de velocidad normal justo después de haber terminado el video de alta velocidad

Observación del comportamiento del dique hasta transcurridos diez minutos sin movimiento distinto al cabeceo.

Toma de video de velocidad normal

Video de alta velocidad

Toma de datos de nivel

Vaciado de canal

Escaneo de la estructura final

La destrucción fue variable y en algunos casos prácticamente nulo por tanto, el talud protegido fue escaneado cada que el oleaje provocaba desprendimiento del material. Existen entonces, pruebas que comparten el mismo perfil protegido; el interés se centra en el talud expuesto.

4 RESULTADOS

En este apartado se presentan los resultados obtenidos en las pruebas válidas: los primeros hablan sobre la evolución que sufrió el perfil del talud expuesto y el resto, consideran el comportamiento hidráulico mediante los coeficientes de reflexión y el ascenso máximo sufrido al inicio y al final de cada prueba. Además, se proponen ecuaciones para recomendaciones de diseño dentro de un rango aceptable y se presentan resultados morfológicos anteriores encontrados en la literatura hasta el momento, relacionados con el perfil en cuestión.

4.1 Resultados morfológicos

Se ha obtenido una nube de puntos con las características mencionadas en el capítulo anterior haciendo uso del escáner 3D, permitiendo visualizar de manera dinámica cada uno de los perfiles.

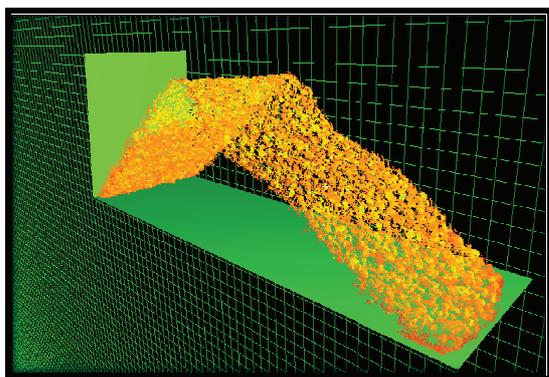


Figura 4-1 . H=0.10m y T=1.00s

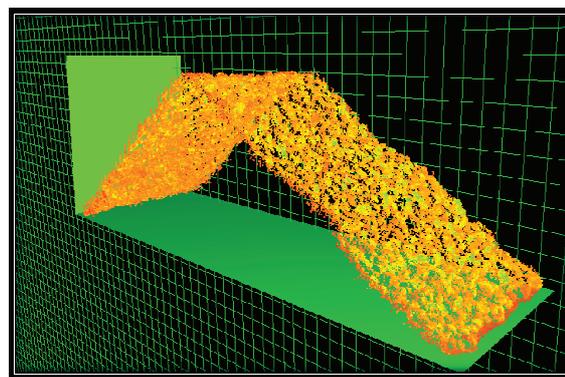


Figura 4-2 H=0.12m y T=1.20s

Los escaneos que mencionados fueron realizados de tal forma que se contaran con datos suficientes para obtener los perfiles de manera cuantitativa. Para ello, en la mayoría de las pruebas se han extraído secciones representativas de 3 cm de espesor separadas 5 cm entre sí a partir de los perfiles finales y completos dados por el escáner (ver Figura 4-1y Figura 4-2). El perfil representativo de la prueba sometida a un oleaje con 12 cm de altura de ola y periodo de 1.6 s, ha sido el resultado de secciones de 10 cm de espesor tomados en los extremos del canal de oleaje, esto a causa de la gran deformación sufrida en la parte central de la corona; sin embargo, con la misma altura de ola pero periodo de 2 s no fue posible obtener un perfil representativo por causa del gran daño provocado a la estructura.

La nube de puntos que conforman las secciones fueron extraídas del programa de cómputo Cyclone y tratadas con rutinas codificadas en fortran para obtener un único perfil por cada situación (antes y después del oleaje). El cual recibió un ligero suavizado para eliminar, en la medida de lo posible, las irregularidades en el perfil, utilizando la Ecuación 4-1.

RESULTADOS

Ecuación 4-1

$$Z_i = (Z_{i-2} + Z_{i-1} + Z_{i+1} + Z_{i+2}) * 0.25$$

En donde Z_i representa la altura del dique a la distancia i , medida a partir del extremo del talud protegido. A continuación se presenta la evolución del perfil para cada una de las condiciones de oleaje consideradas (Figura 4-3 a Figura 4-14).

Como parámetro cualitativo de la deformación del perfil se obtuvieron los coeficientes de correlación de Pearson (o coeficiente de correlación del producto-momento) de cada prueba, el cual se indica en la Ecuación 4-2

Ecuación 4-2

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (y a_i - \bar{y} \bar{a})(y d_i - \bar{y} \bar{d})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (y a_i - \bar{y} \bar{a})^2 \sum_{i=1}^n (y d_i - \bar{y} \bar{d})^2}}$$

En donde $\bar{y} a$ e $\bar{y} d$ son las medias de las variables cuyos coeficientes indican si se tratan de los datos de elevación antes o después de la prueba.

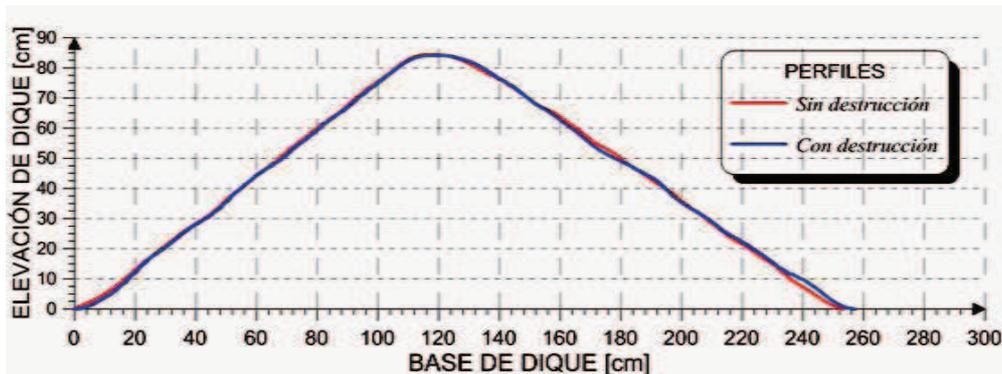


Figura 4-3 Evolución del perfil, H = 8 cm y T = 1.0 s, r = 0.9993

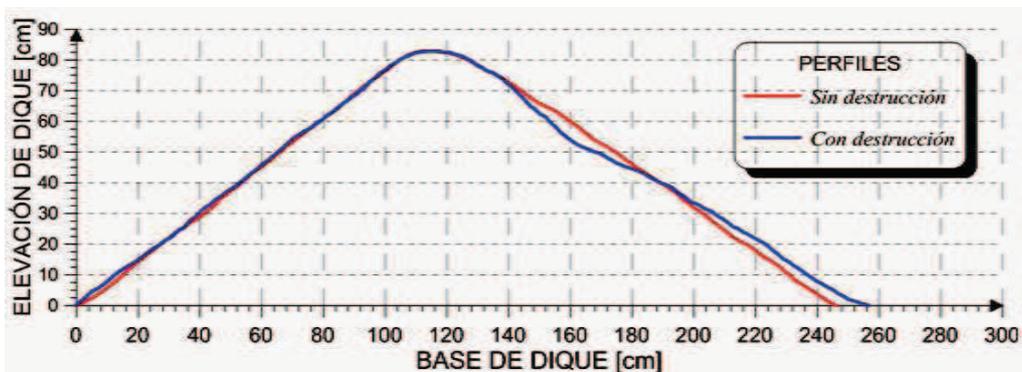


Figura 4-4 Evolución del perfil, H = 8 cm y T = 1.2 s, r = 0.9856

RESULTADOS

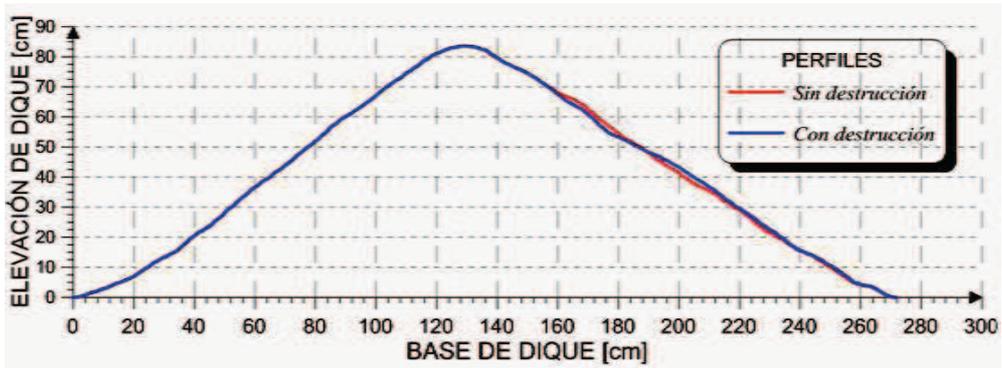


Figura 4-5 Evolución del perfil, H = 8 cm y T = 1.6 s, r = 0.9996

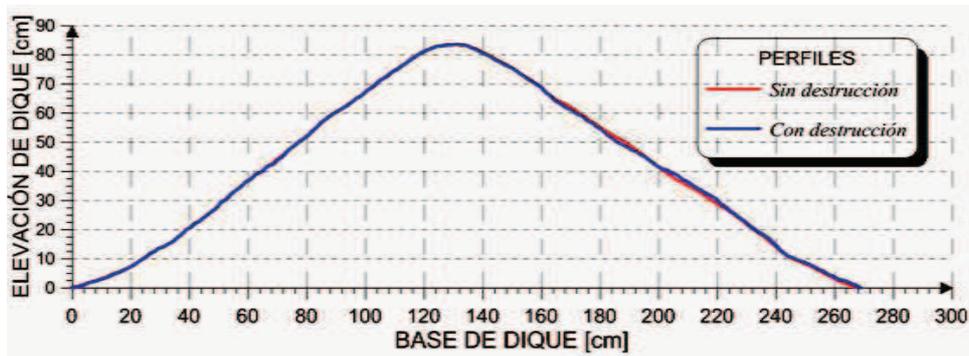


Figura 4-6 Evolución del perfil, H = 8 cm y T = 2.0 s, r = 0.9984

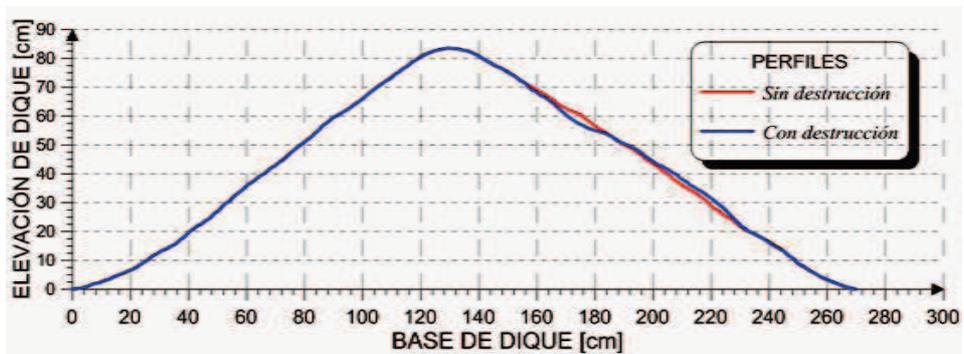


Figura 4-7 Evolución del perfil, H = 10 cm y T = 1.0 s, r = 0.9986

RESULTADOS

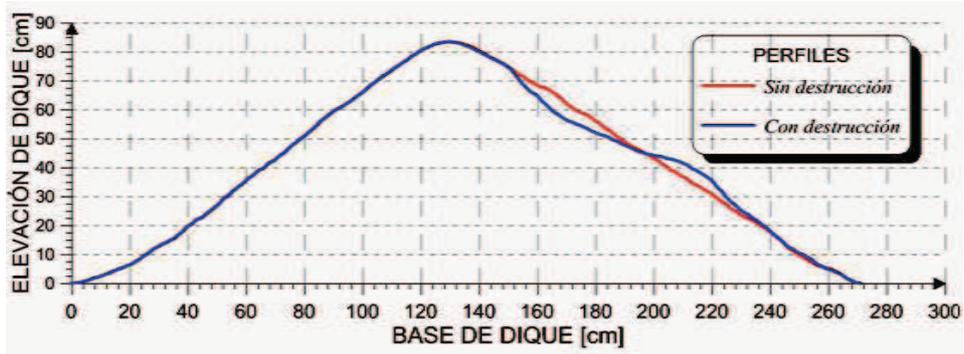


Figura 4-8 Evolución del perfil, $H = 10$ cm y $T = 1.2$ s, $r = 0.9962$

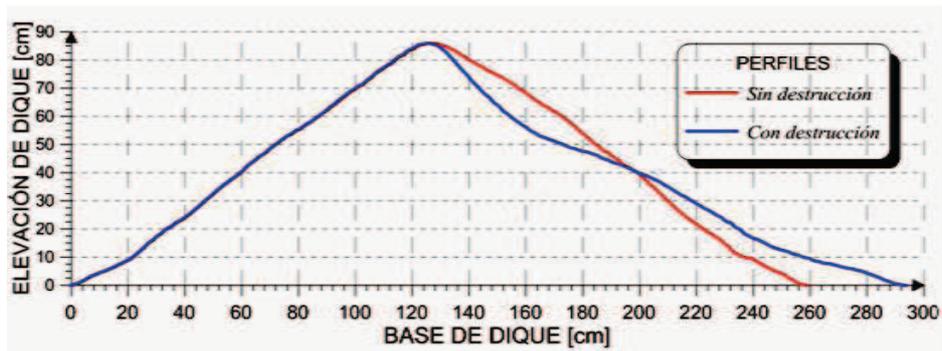


Figura 4-9 Evolución del perfil, $H = 10$ cm y $T = 1.6$ s, $r = 0.9830$

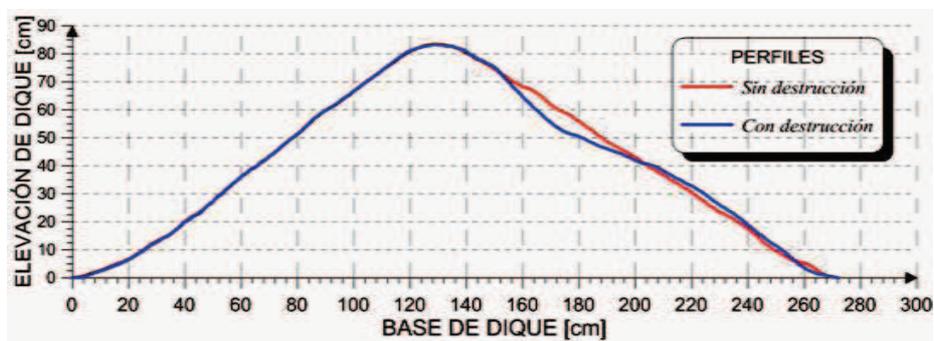


Figura 4-10 Evolución del perfil, $H = 10$ cm y $T = 2.0$ s, $r = 0.9949$

RESULTADOS

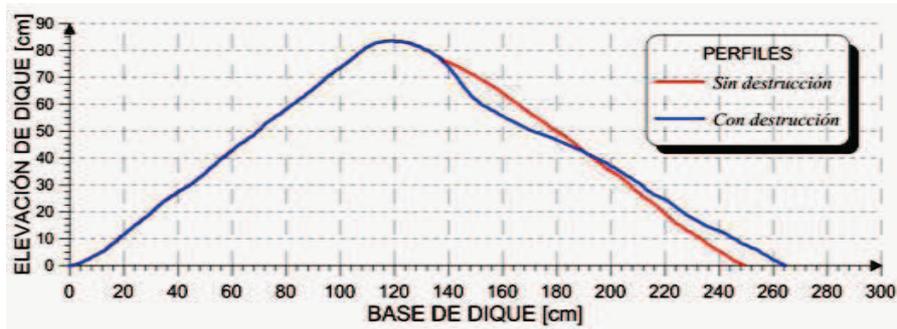


Figura 4-11 Evolución del perfil, $H = 12$ cm y $T = 1.0$ s, $r = 0.9916$

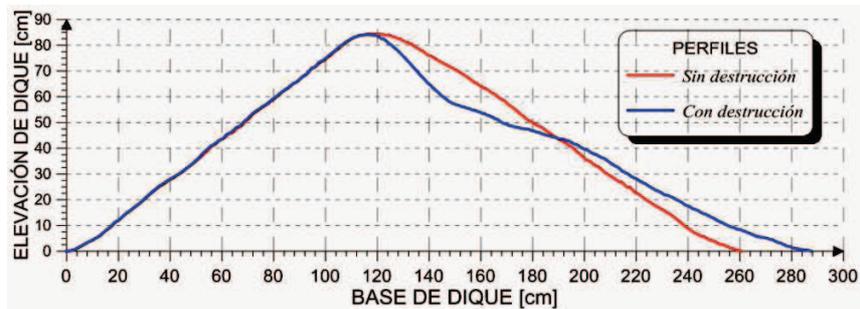


Figura 4-12 Evolución del perfil, $H = 12$ cm y $T = 1.2$ s, $r = 0.9832$

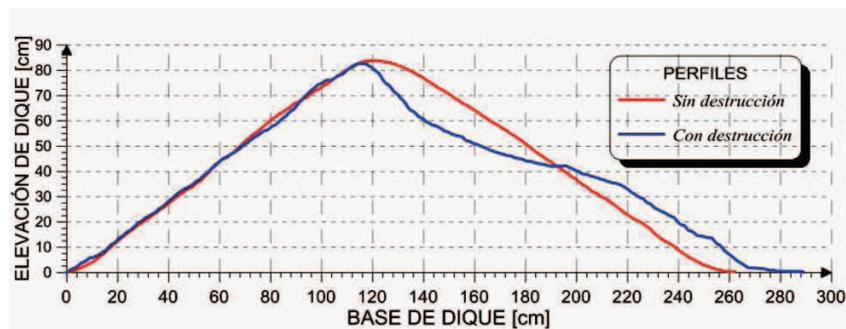


Figura 4-13 Evolución del perfil, $H = 12$ cm y $T = 1.6$ s, $r = 0.9685$

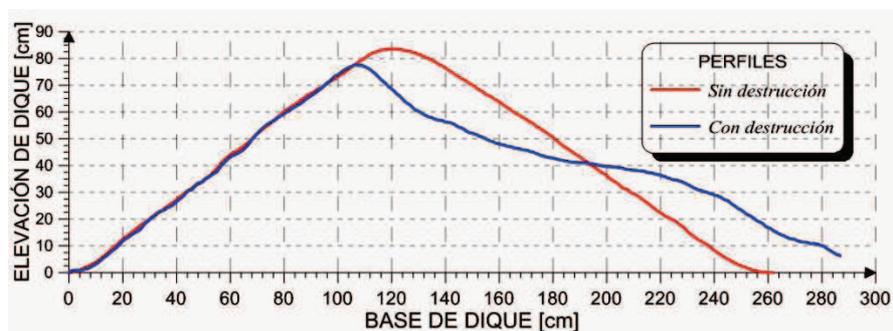


Figura 4-14 Evolución del perfil, H = 12 cm y T = 2.0 s, r = 0.9239

Se observa cómo, aunque la profundidad del agua fue de 54 cm, los efectos de la ola se empiezan a notar desde la base del dique. La forma estable de la estructura fue idealizada dividiendo el talud en forma de “S” en tres regiones, acoplando cada segmento recto lo más apropiado posible para no cambiar demasiado el perfil final. En la Figura 4-15 se muestran las regiones de uno de los perfiles y de forma análoga se ha obtenido el resto.

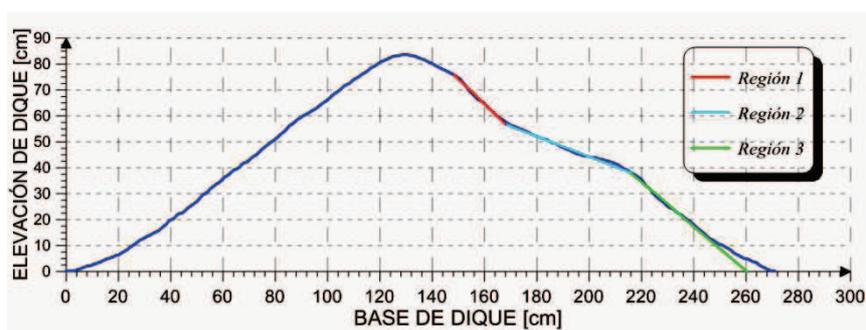


Figura 4-15 Evolución del perfil, H = 10 cm y T = 1.2 s

En la Tabla 4-1 se presenta el ángulo de inclinación con respecto a la horizontal (α) y la pendiente de las rectas idealizadas a cada tramo del perfil en determinada región ($\tan\alpha$), además del valor de K, que es el incremento en la horizontal por cada unidad vertical.

Para obtener dicha inclinación se utilizó el programa Autocad, en donde se acotaron el cateto opuesto y el cateto adyacente.

RESULTADOS

Tabla 4-1 Tabla de resultados para los perfiles de máxima estabilidad de acuerdo a la condición de oleaje

H (cm)	T(s)	Pendiente ($\tan\alpha$)			Ángulo α (°)			K		
		Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 1	Zona 2	Zona 3
8.00	1.20	0.90	0.45	0.63	42.11	24.45	32.24	1.11	2.20	1.59
8.00	1.60	0.77	0.57	0.65	37.56	29.50	33.10	1.30	1.77	1.53
8.00	2.00	0.68	0.56	0.69	34.28	29.34	34.60	1.47	1.78	1.45
10.00	1.00	0.76	0.44	0.69	37.17	23.78	34.64	1.32	2.27	1.45
10.00	1.20	0.96	0.39	0.86	43.97	21.28	40.60	1.04	2.57	1.17
10.00	1.60	0.91	0.37	0.58	42.37	20.36	29.90	1.10	2.69	1.74
10.00	2.00	0.93	0.42	0.70	42.81	22.57	34.91	1.08	2.41	1.43
12.00	1.00	1.20	0.45	0.62	50.12	24.45	31.66	0.84	2.20	1.62
12.00	1.20	0.94	0.33	0.52	43.10	18.44	27.50	1.07	3.00	1.92
12.00	1.60	0.96	0.32	0.63	43.85	17.51	32.25	1.04	3.17	1.58

Se ha de mencionar que en la prueba de menor y máxima energía en el oleaje ($H = 8$ cm y $T = 1$ s y; $H = 12$ cm y $T = 2$ s, respectivamente) no fue posible obtener rectas idealizadas para el perfil de máxima estabilidad. En el primer caso el daño fue prácticamente nulo, mientras que en el segundo el dique falló.

Según se observa en la Tabla 4-1, en la zona 2 se encuentra la mayor cantidad de datos que no están en el rango propuesto por Mendoza *et al.*(2010).

Como se observa de la Figura 4-3 a la Figura 4-14, existe material desplazado de la parte superior (volumen perdido) hacia la parte de abajo (volumen ganado) por lo que no sólo se ha analizado el cambio en la forma del perfil, sino que además se calcularon los volúmenes de material que fue capaz de mover el oleaje, llamando volumen total a la suma en valor absoluto de ambos volúmenes.

En la Figura 4-16 se presentan los volúmenes totales con respecto al periodo de cada prueba, acompañados de la altura de ola en centímetros. Se observa que para la mayoría de las pruebas, para una misma condición de periodo, existe una tendencia positiva del volumen total, esto es; a mayor energía mayor volumen trasladado, teniendo excepciones en las de periodo pequeño.

RESULTADOS

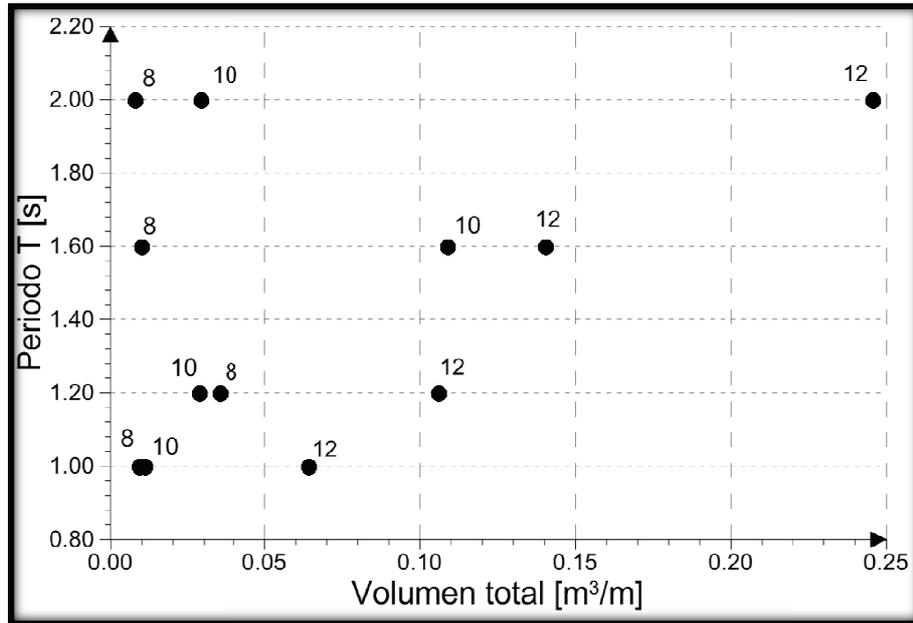


Figura 4-16 Relación entre el periodo y el volumen total

Otra relación a notar es la que existe entre la altura de ola y el volumen total, tal como se muestra en la Figura 4-17, en donde los puntos se acompañan del periodo correspondiente. En dicha figura se observa cómo mientras la altura de ola va en aumento, la diferencia el volumen es más notable.

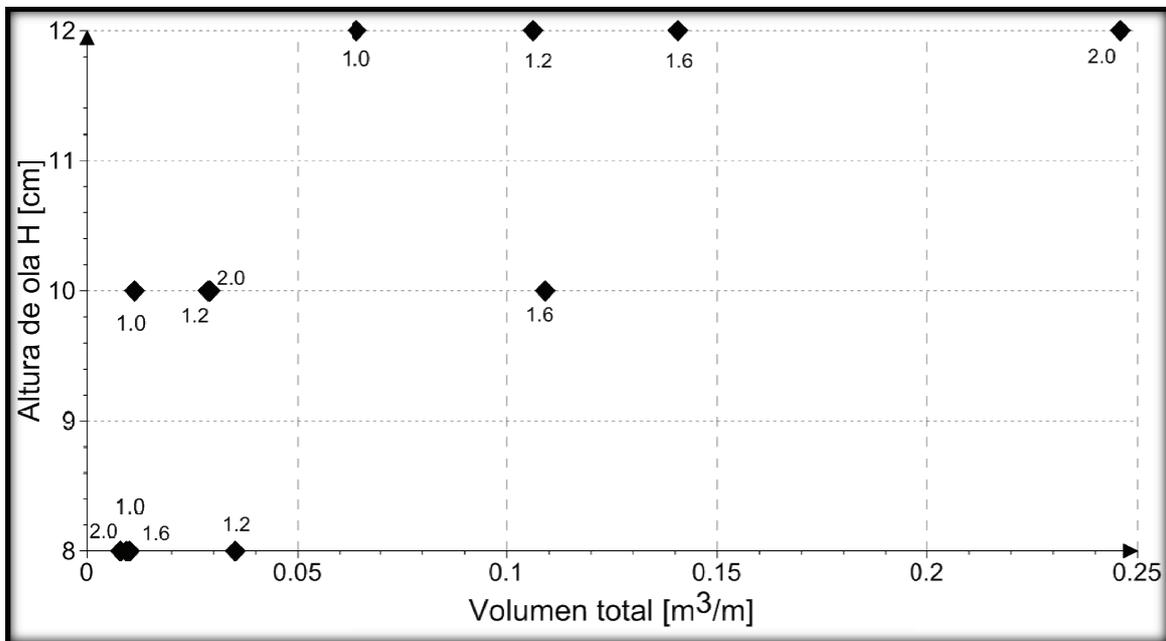


Figura 4-17 Relación entre la altura de ola y el volumen total

4.2 Cálculo de fenómenos de flujo

Otra parte de los resultados consiste en el comportamiento de los llamados fenómenos de flujo antes y después de haber alcanzado el perfil estable. La importancia de esto recae en la decisión que mejor se adapte a las necesidades de diseño demandadas; es decir, la ventaja entre un perfil de talud recto y uno del perfil estable.

4.2.1 Ascenso máximo (Ru)

Es importante señalar la diferencia entre las fórmulas existentes en la literatura con los resultados obtenidos en la experimentación, para ello se presenta la Tabla 4-2, que muestra el ascenso máximo calculado con la Ecuación 2-25.

Tabla 4-2 Resultados del ascenso máximo según Battjes y Losada y Giménez-Curto

H (m)	T (s)	L (m)	ξ	Ru (m) Battjes	n	Au	Bu	$e^{Bu\xi}$	Ru (m) Losada y Giménez-Curto
0.080	1.000	1.561	2.945	0.236	0.310	1.834	-0.448	0.267	0.108
0.080	1.200	2.248	3.534	0.283	0.310	1.834	-0.448	0.205	0.117
0.080	1.600	3.997	4.712	0.377	0.310	1.834	-0.448	0.121	0.129
0.080	2.000	6.245	5.890	0.471	0.310	1.834	-0.448	0.071	0.136
0.100	1.000	1.561	2.634	0.263	0.310	1.834	-0.448	0.307	0.127
0.100	1.200	2.248	3.161	0.316	0.310	1.834	-0.448	0.242	0.139
0.100	1.600	3.997	4.215	0.421	0.310	1.834	-0.448	0.151	0.156
0.100	2.000	6.245	5.268	0.527	0.310	1.834	-0.448	0.094	0.166
0.120	1.000	1.561	2.405	0.289	0.310	1.834	-0.448	0.340	0.145
0.120	1.200	2.248	2.886	0.346	0.310	1.834	-0.448	0.274	0.160
0.120	1.600	3.997	3.848	0.462	0.310	1.834	-0.448	0.178	0.181
0.120	2.000	6.245	4.809	0.577	0.310	1.834	-0.448	0.116	0.195

Nótese que se ha considerado un dique homogéneo conformado por escollera sin clasificar, con una porosidad de 0.31 para obtener los coeficientes *Au* y *Bu*.

RESULTADOS

Tabla 4-3 Valores de ascenso máximo medidos y calculados

H (cm)	T (s)	Ascenso máximo calculado (cm)		Ascenso máximo medido (cm)	
		Battjes	Losada y Giménez-Curto	Inicial	Final
8.0	1.0	23.6	10.8	10.09	12.10
8.0	1.2	28.3	11.7	10.41	12.14
8.0	1.6	37.7	12.9	10.82	16.53
8.0	2.0	47.1	13.6	8.94	9.03
10.0	1.0	26.3	12.7	15.03	17.67
10.0	1.2	31.6	13.9	15.83	17.96
10.0	1.6	42.1	15.6	18.43	12.46
10.0	2.0	52.7	16.6	18.16	16.96
12.0	1.0	28.9	14.5	14.22	18.30
12.0	1.2	34.6	16	19.90	19.79
12.0	1.6	46.2	18.1	19.47	25.12

En la Tabla 4-3 se muestran los valores de ascenso máximo medidos y calculados. Para la medición se utilizó el análisis de cada una de las imágenes capturadas con la cámara de alta velocidad de donde se tomó el cuadro representativo del ascenso máximo, de manera que para cada imagen se cuenta con un ascenso máximo y el tiempo de captura entre imágenes. Por tanto, se puede obtener una gráfica que muestre el comportamiento del ascenso máximo a través del tiempo (Ver Figura 4-18). Los valores graficados corresponden al ascenso máximo inicial ya que es cuando el talud se encuentra en forma recta y se pueden comparar los resultados con las fórmulas de literatura, de tal forma que para $H = 8$ cm y $T=1$ s, se observa que los resultados medidos se asemejan más a los obtenidos con la fórmula de Losada y Giménez-curto.

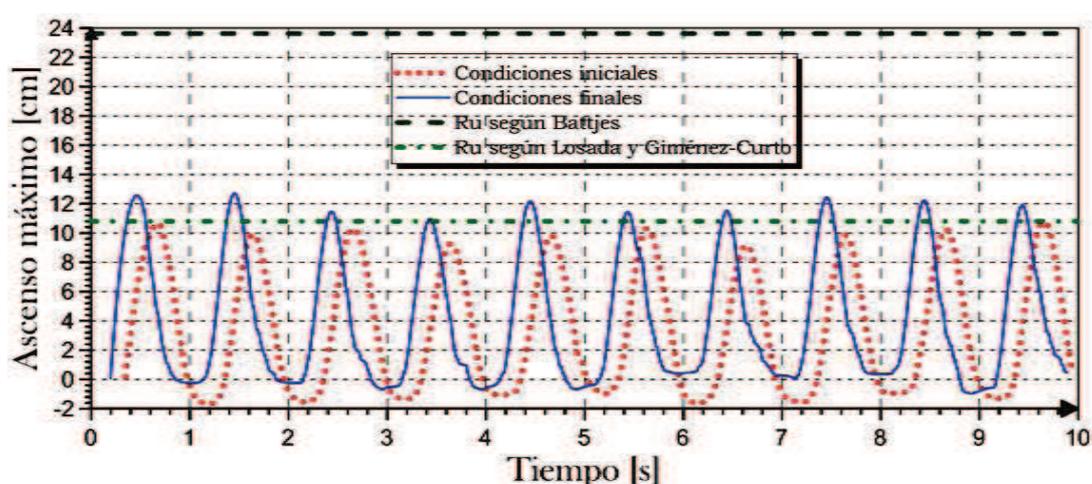


Figura 4-18 Ascenso máximo bajo un oleaje con $H = 8$ cm y $T = 1$ s

4.2.2 Reflexión

Los 24064 datos en cada lectura que generan el perfil de la ola a lo largo del tiempo, fueron trabajados con ayuda de Fortran para el cálculo del coeficiente de reflexión.

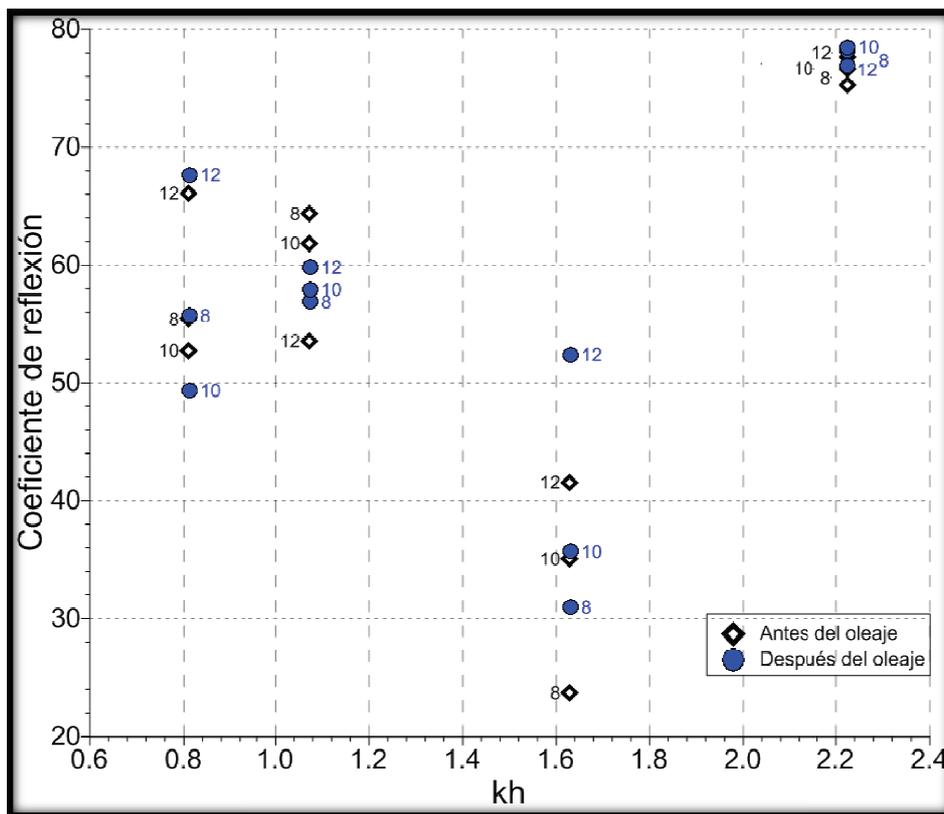


Figura 4-19 Relación entre coeficientes de reflexión vs kh

En la Figura 4-19 se observan los coeficientes de reflexión al inicio de cada prueba y una vez alcanzado el perfil de máxima estabilidad junto con las alturas de olas correspondientes para identificar cada punto en relación con el producto kh.

Recordando la obtención del parámetro k notamos que los puntos con el mismo valor de kh se deben a que comparten el mismo periodo, según la Tabla 4-4.

Tabla 4-4 Tabla de coeficientes y de k

H (cm)	T(s)	k (m)	kh	Coeficientes de reflexión	
				Antes	Después
8.00	1.00	4.12	2.22	75.25	78.17
8.00	1.20	3.02	1.63	23.70	30.99
8.00	1.60	1.99	1.07	64.33	56.87
8.00	2.00	1.50	0.81	55.40	55.71
10.00	1.00	4.12	2.22	76.65	78.50
10.00	1.20	3.02	1.63	35.07	35.68
10.00	1.60	1.99	1.07	61.84	57.95
10.00	2.00	1.50	0.81	52.73	49.37
12	1.00	4.12	2.22	77.65	76.95
12	1.20	3.02	1.63	41.55	52.38
12	1.60	1.99	1.07	53.52	59.80
12	2.00	1.50	0.81	66.08	67.68

De donde el valor de k resulta de la Ecuación 4-3

Ecuación 4-3

$$\frac{\sigma^2 h}{g} = kh \tanh(kh)$$

En donde:

$$\sigma = \frac{2 \pi}{T}$$

Es decir, que el valor de k no resulta de un despeje directo, si no se hace necesario de una iteración.

4.3 Ecuaciones propuestas

Con la cantidad de datos medidos durante la experimentación se han obtenido ecuaciones de forma empírica con el fin de refinar la forma de diseño que hasta el momento se encuentra en la literatura y con la mayor correlación posible entre los resultados teóricos y los medidos. En principio se ha trabajado únicamente con el incremento en horizontal por cada unidad en vertical (K), para lo que se consideró conveniente seguir dividiendo el perfil en forma de "S" en tres regiones, tal como proponen Mendoza *et al.* (2010). De tal forma que se tiene una ecuación por cada región:

RESULTADOS

Para la región 1

Ecuación 4-4

$$K_1 = \frac{2804.43}{H^3} - \frac{609.12}{H^2} + \frac{42.94}{H} + \frac{0.09}{T^2}$$

Para la región 2

Ecuación 4-5

$$K_2 = \frac{1}{\frac{310}{H^4} + \frac{770}{H^3} - \frac{150}{H^2} + \frac{10.5}{H} + \frac{0.06}{T^2}}$$

Para la región 3

Ecuación 4-6

$$K_3 = \frac{1}{T} \left(-\frac{328.45}{H^2} + \frac{65.52}{H} - \frac{1.56}{T^2} \right)$$

En donde H es la altura de ola en centímetros y T es el periodo de la ola en segundos. El subíndice indica la región en donde se está trabajando (Figura 4-15).

Tabla 4-5 Valores de k medidos y calculados

H (cm)	T (s)	K medido			K calculado		
		Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 1	Zona 2	Zona 3
8.00	1.20	1.11	2.20	1.59	1.39	1.69	1.65
8.00	1.60	1.30	1.77	1.53	1.36	1.75	1.53
8.00	2.00	1.47	1.78	1.45	1.35	1.78	1.33
10.00	1.00	1.32	2.27	1.45	1.10	2.43	1.71
10.00	1.20	1.04	2.57	1.17	1.07	2.55	1.82
10.00	1.60	1.10	2.69	1.74	1.04	2.67	1.66
10.00	2.00	1.08	2.41	1.43	1.03	2.73	1.44
12.00	1.00	0.84	2.20	1.62	1.06	2.83	1.62
12.00	1.20	1.07	3.00	1.92	1.03	2.98	1.75
12.00	1.60	1.04	3.17	1.58	1.01	3.15	1.61

En la Tabla 4-5 se muestran los valores de k calculado con las ecuaciones antes descritas junto con los medidos, en donde se observa que la variación de los valores es bastante aproximada en la mayoría de los casos.

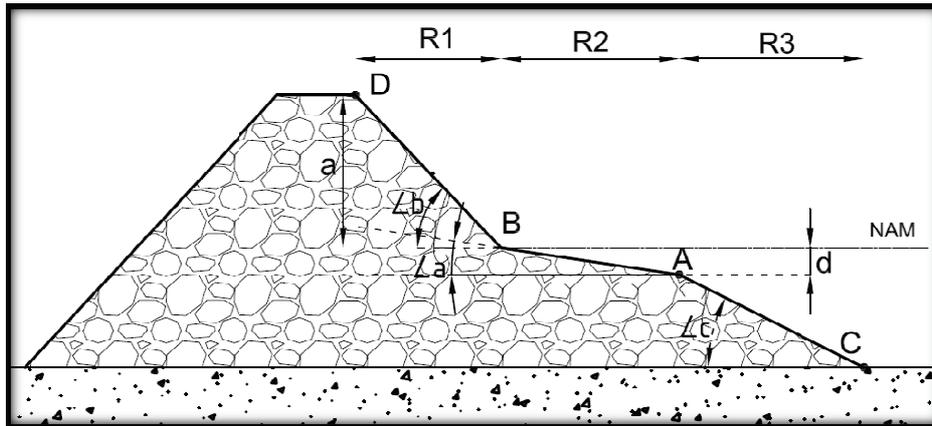


Figura 4-20 Parámetros del dique

Para la completa localización de los puntos A, B, C y D de la Figura 4-20 hace falta un parámetro más en las regiones, además de la pendiente. Para el punto A se toma una profundidad *d* en metros, medida a partir del nivel medio del agua, dicha fórmula se ha idealizado con los datos que hasta el momento se tienen y se presenta en la Ecuación 4-7:

Ecuación 4-7

$$d = 0.18 - \frac{H}{100T^4}$$

Con lo que queda ubicado el punto A. Al tener la pendiente en la región 3 y el punto de partida (punto A), se deduce que el punto C es conocido.

Tabla 4-6 Valores de *d* medidos y calculados

H (cm)	T (s)	d medido (m)	d calculado (m)
8.00	1.20	0.14	0.14
8.00	1.60	0.07	0.17
8.00	2.00	0.15	0.18
10.00	1.00	0.04	0.08
10.00	1.20	0.15	0.13
10.00	1.60	0.17	0.16
10.00	2.00	0.19	0.17
12.00	1.00	0.13	0.06
12.00	1.20	0.13	0.12
12.00	1.60	0.22	0.16

Para el punto D se cuenta con la Ecuación 4-8 obtenida a partir de los resultados del ascenso máximo (ver Tabla 4-3). Se presenta en la Tabla 4-7 los datos de *a* medidos desde Autocad de los perfiles propuestos para cada prueba y el resultado de dicha ecuación.

RESULTADOS

Ecuación 4-8

$$\frac{35}{a} = \frac{1}{Ru^3} + \frac{2}{Ru^2} + \frac{12}{Ru} + \frac{14}{H}$$

En donde el ascenso máximo, la altura de ola y la altura de la región 1 (a) están en centímetros.

Tabla 4-7 **Valores de a medidos y calculados**

H (cm)	T (s)	Ru inicial, medido (cm)	Valores de a (cm)	
			Medido	Calculado
8	1.2	10.41	13.74	11.98
8	1.6	10.82	17.88	12.17
8	2	8.94	21.55	11.23
10	1	15.03	19.31	15.85
10	1.2	15.83	26.7	16.16
10	1.6	18.43	14.88	17.01
10	2	18.16	31.48	16.93
12	1	14.22	28.14	17.32
12	1.2	19.9	16.71	19.72
12	1.6	19.47	21.12	19.57

Todas las ecuaciones que se han presentado tienen límite máximo que las mismas pruebas imponen y que corresponde al mostrado a continuación:

Ecuación 4-9

$$E = \frac{1}{8}(\rho g H^2)$$

En donde sustituyendo el valor del extremo superior se tiene:

Ecuación 4-10

$$E = \frac{1}{8} \left(1000 \frac{kg}{m^3} * (0.12 m)^2 * g \right) = 15g$$

Y de manera análoga para el extremo inferior:

Ecuación 4-11

$$E = \frac{1}{8} \left(1000 \frac{kg}{m^3} * (0.08 m)^2 * g \right) = 10g$$

Por tanto, las ecuaciones presentadas son válidas siempre y cuando se cumpla con la Ecuación 4-12:

Ecuación 4-12

$$15g \leq E \leq 10g$$

4.4 Presentación de resultados anteriores

Quiñones Huerta (2006), realizó pruebas en donde veía involucrado el perfil de máxima estabilidad en el desarrollo de sus tesis de maestría, en donde varió alturas de ola y pendiente en el talud expuesto. Sus resultados fueron digitalizados y se presentan en este capítulo. También obtuvo líneas rectas por regiones que idealizaran el perfil deformado del talud. Es importante destacar que el perfil estable se obtuvo con la altura máxima mostrada en las tablas correspondientes a cada condición de oleaje.

Para oleaje irregular y talud 1:1.5.

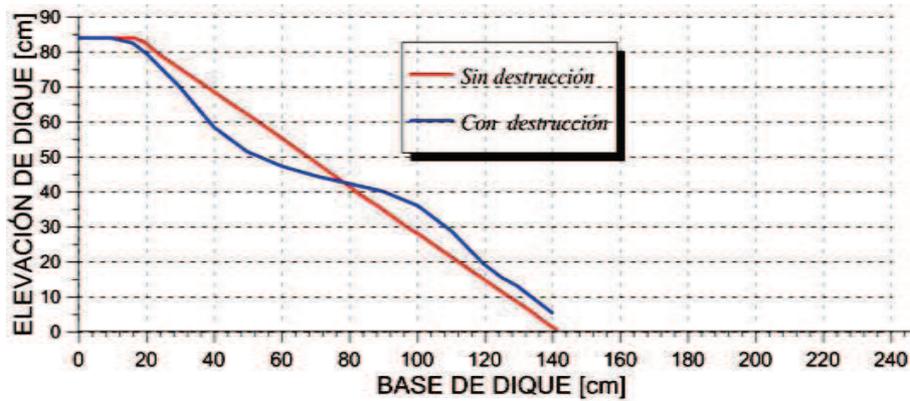


Figura 4-21 Evolución del perfil, H = 12 cm

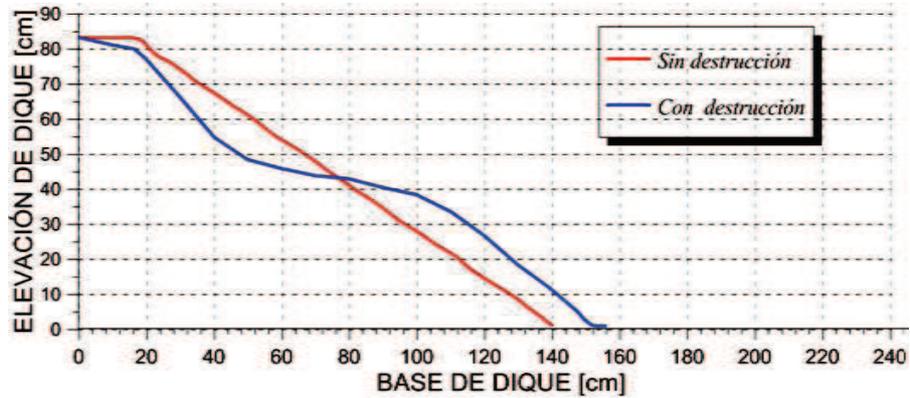


Figura 4-22 Evolución del perfil, H = 14 cm

RESULTADOS

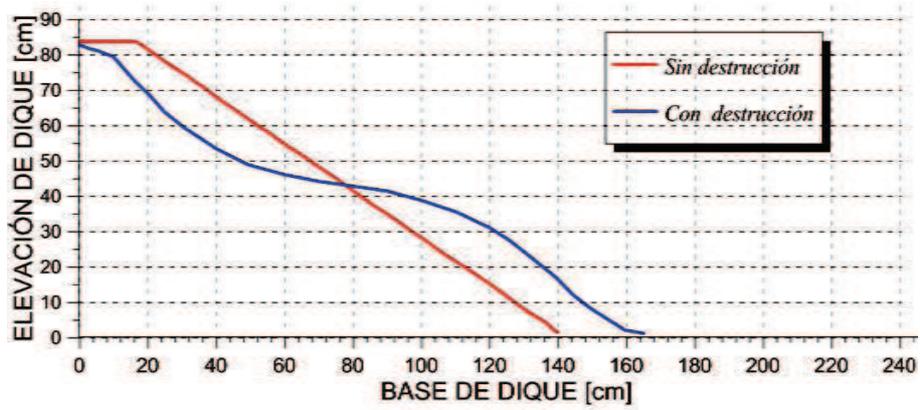


Figura 4-23 Evolución del perfil, H = 15 cm

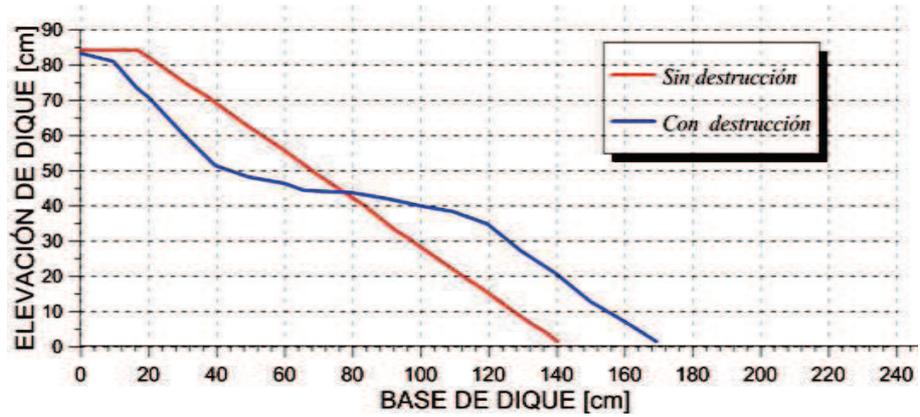


Figura 4-24 Evolución del perfil, H = 16 cm

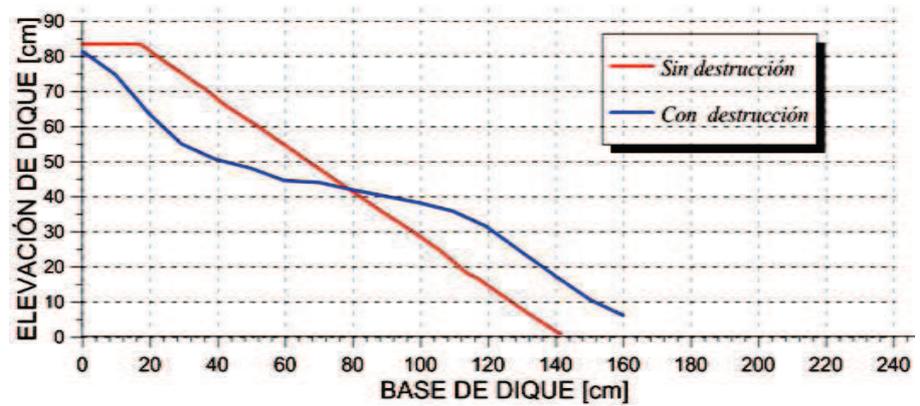


Figura 4-25 Evolución del perfil, H = 17

RESULTADOS

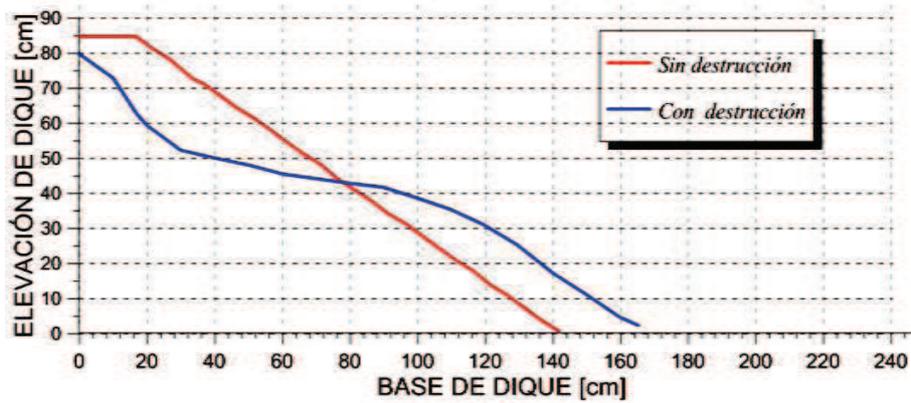


Figura 4-26 Evolución del perfil, H = 18 cm

Tabla 4-8 Resumen de pruebas en oleaje irregular sobre talud 1:1.5

H (cm)	Valor de ángulo (°)			Valores de K		
	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 1	Zona 2	Zona 3
12.00	43.95	15.81	35.12	1.04	3.53	1.42
14.00	44.75	11.55	35.92	1.01	4.89	1.38
15.00	37.60	13.06	36.99	1.30	4.31	1.33
16.00	43.63	9.85	32.35	1.05	5.76	1.58
17.00	39.10	11.39	31.27	1.23	4.96	1.65
18.00	44.16	10.88	32.48	1.03	5.20	1.57

Para oleaje regular con talud 1:1.5

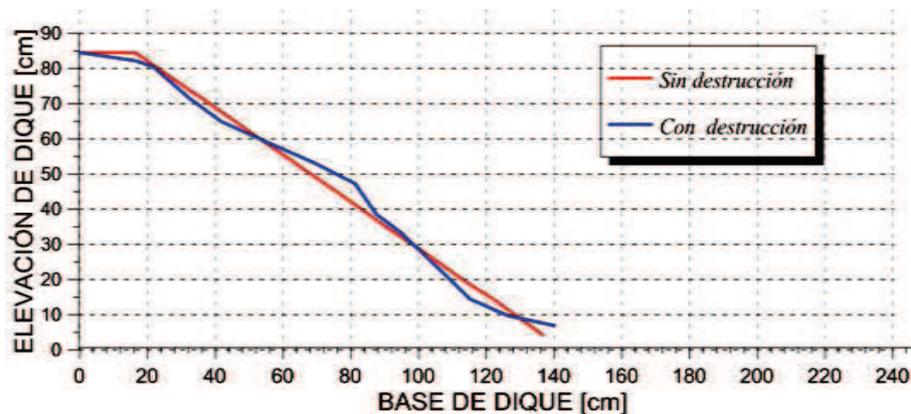


Figura 4-27 Evolución del perfil, H = 14 cm

RESULTADOS

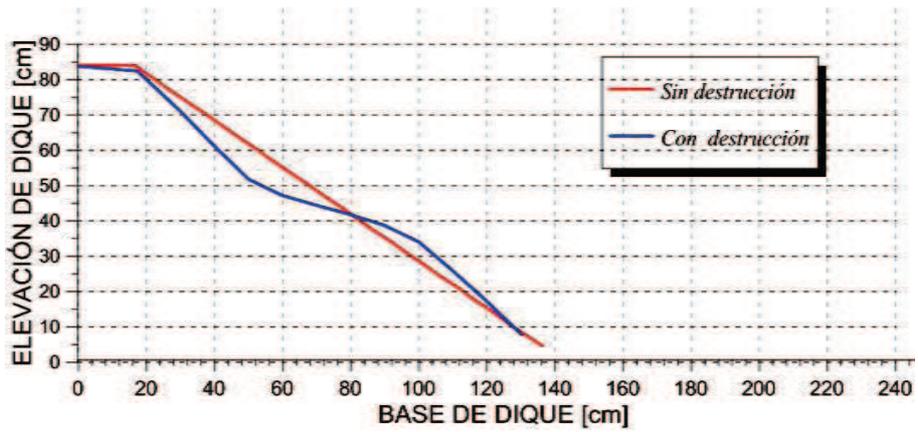


Figura 4-28 Evolución del perfil, H = 16 cm

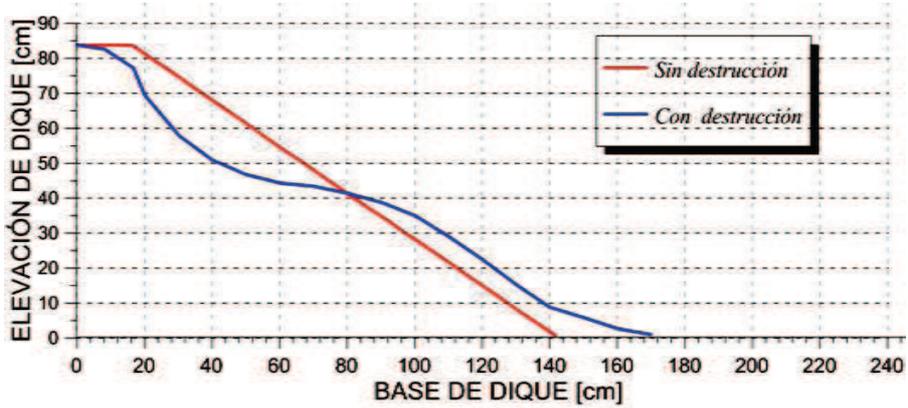


Figura 4-29 Evolución del perfil, H = 19 cm

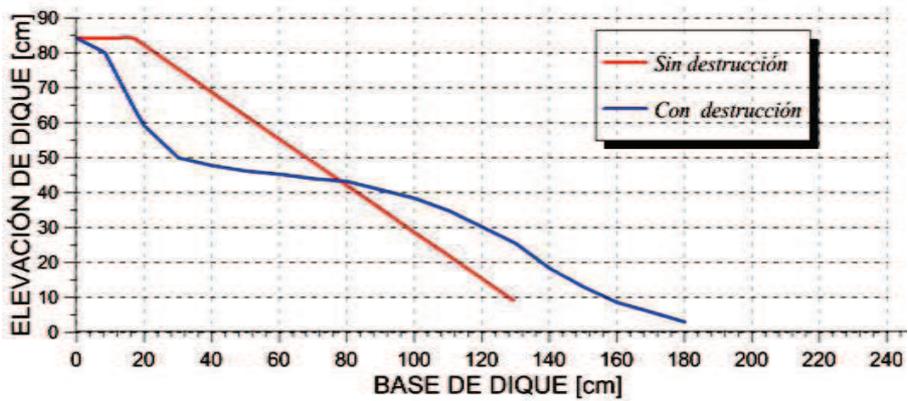


Figura 4-30 Evolución del perfil, H = 20 cm

RESULTADOS

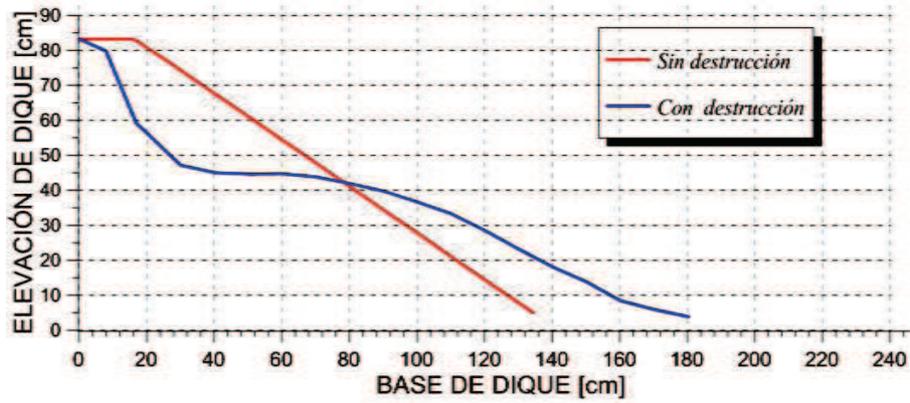


Figura 4-31 Evolución del perfil, H = 24 cm

Tabla 4-9 Resumen de pruebas en oleaje regular sobre talud 1:1.5

H (cm)	Valor de ángulo (°)			Valores de K		
	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 1	Zona 2	Zona 3
14.00	28.68	42.72	20.65	1.83	1.08	2.65
16.00	43.01	18.71	38.68	1.07	2.95	1.25
19.00	41.09	12.53	29.33	1.15	4.50	1.78
20.00	53.80	9.69	25.43	0.73	5.86	2.10
24.00	55.15	7.37	23.95	0.70	7.73	2.25

Para oleaje irregular con una pendiente en el talud expuesto de 1:2.

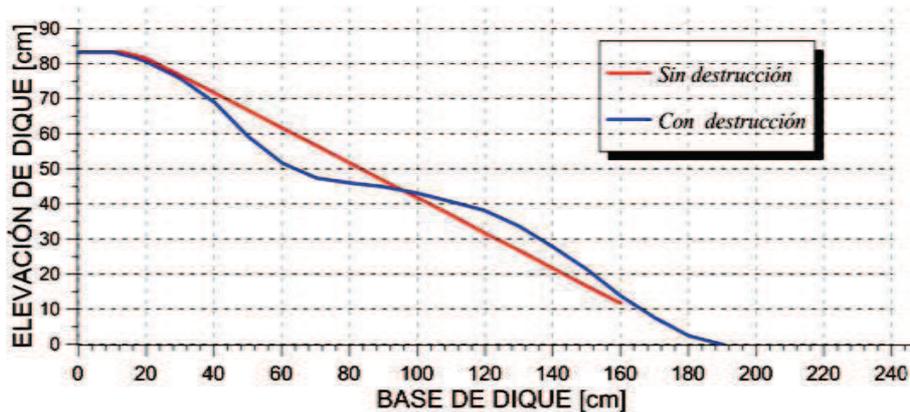


Figura 4-32 Evolución del perfil, H = 14 cm

RESULTADOS

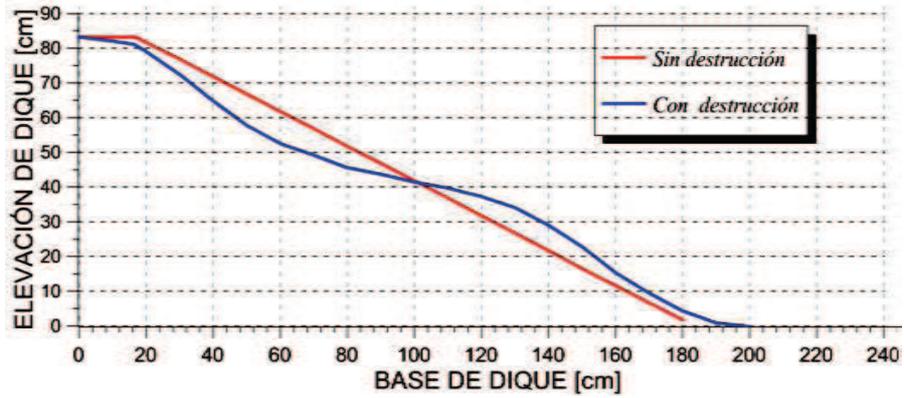


Figura 4-33 Evolución del perfil, H = 15 cm

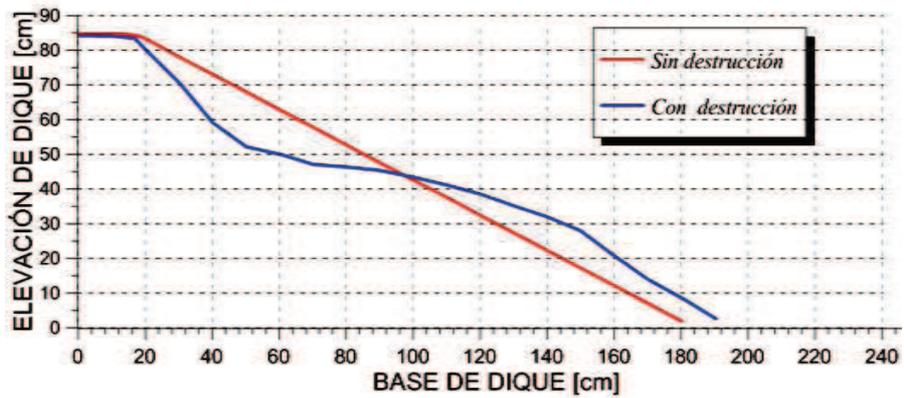


Figura 4-34 Evolución del perfil, H = 16 cm

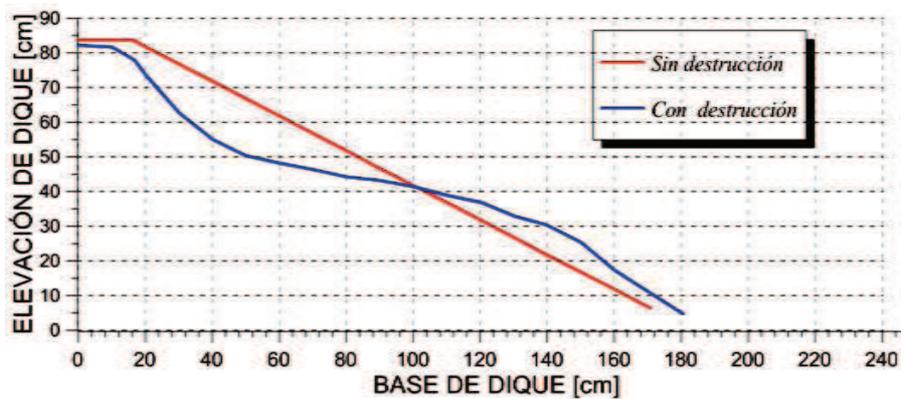


Figura 4-35 Evolución del perfil, H = 18 cm

RESULTADOS

Tabla 4-10 Resumen de pruebas en oleaje irregular sobre talud 1:2

<i>H (cm)</i>	<i>Valor de ángulo (°)</i>			<i>Valores de K</i>		
	<i>Zona 1</i>	<i>Zona 2</i>	<i>Zona 3</i>	<i>Zona 1</i>	<i>Zona 2</i>	<i>Zona 3</i>
14.00	34.59	12.41	32.59	1.45	4.54	1.56
15.00	32.24	13.33	29.97	1.59	4.22	1.73
16.00	43.21	11.66	30.57	1.06	4.85	1.69
18.00	39.87	12.06	31.23	1.20	4.68	1.65

Para oleaje regular con una pendiente en el talud expuesto de 1:2.

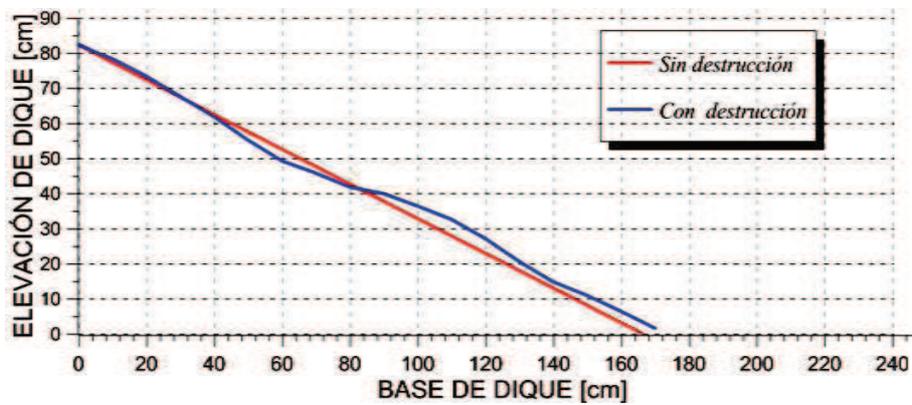


Figura 4-36 Evolución del perfil, H = 18 cm

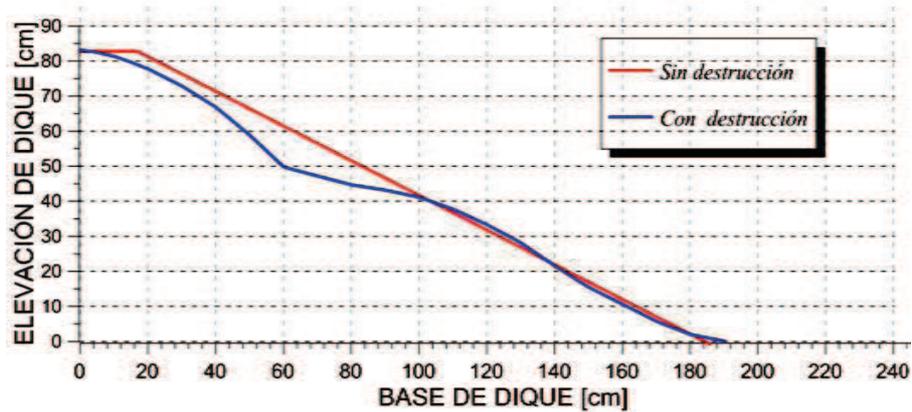


Figura 4-37 Evolución del perfil, H = 19 cm

RESULTADOS

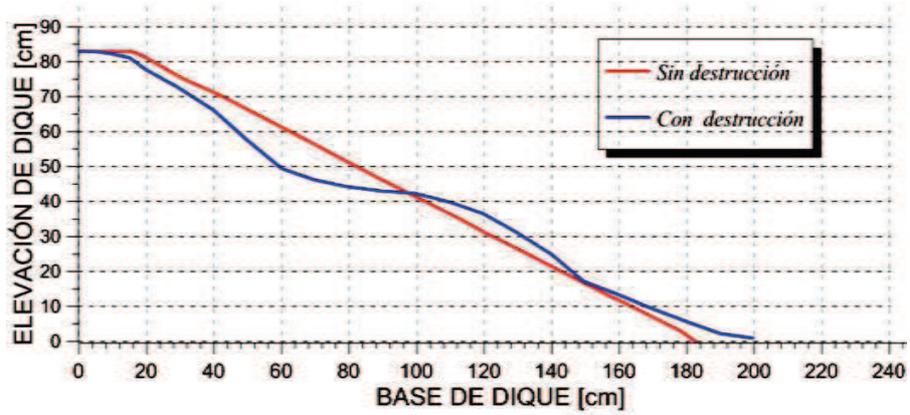


Figura 4-38 Evolución del perfil, H = 20 cm

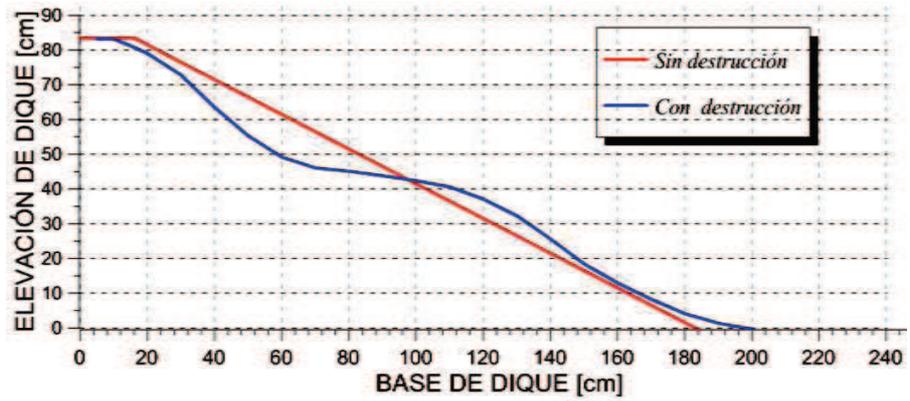


Figura 4-39 Evolución del perfil, H = 21 cm

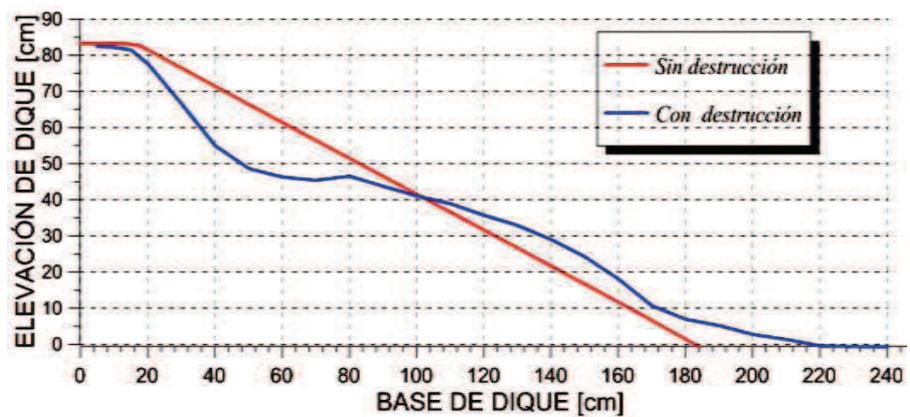


Figura 4-40 Evolución del perfil, H = 22 cm

RESULTADOS

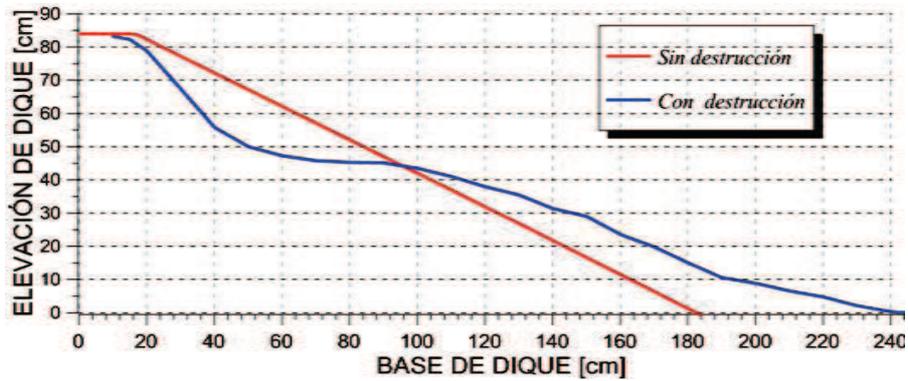


Figura 4-41 Evolución del perfil, H = 23 cm

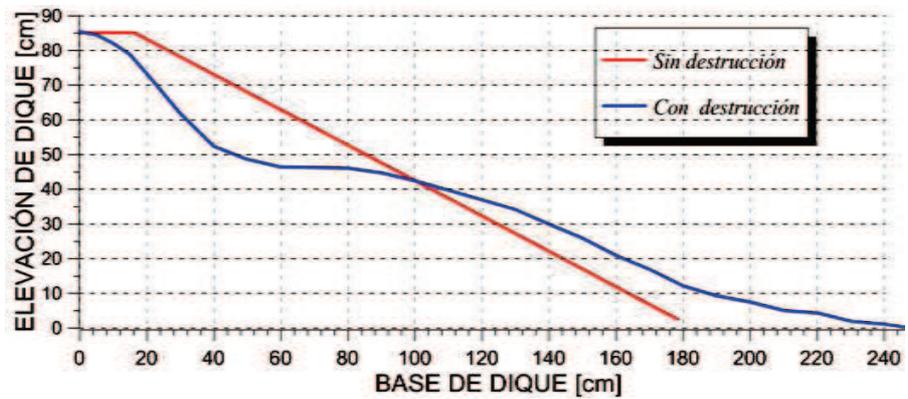


Figura 4-42 Evolución del perfil, H = 25 cm

Tabla 4-11 Resumen de pruebas en oleaje regular sobre talud 1:2

H (cm)	Valor de ángulo (°)			Valores de K		
	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 1	Zona 2	Zona 3
18.00	27.51	22.48	26.09	1.92	2.42	2.04
19.00	32.01	12.99	26.64	1.60	4.33	1.99
20.00	34.01	12.85	23.79	1.48	4.38	2.27
21.00	33.98	9.91	26.15	1.48	5.72	2.04
22.00	40.00	18.57	12.04	1.19	2.98	4.69
23.00	35.22	19.09	11.72	1.42	2.89	4.82
25.00	37.19	19.08	8.86	1.32	2.89	6.42

5 CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

5.1 Conclusiones

Para entrar en materia se presentó la evolución de los estudios en el diseño de los diques, con lo que se puede observar que el parámetro principal que anteriormente se consideraba (el peso de los elementos que conformaban el dique) puede carecer de importancia si se considera la forma en “S” del talud expuesto. Existe un perfil estable para cierta condición de oleaje y con base en la literatura y las pruebas en laboratorio, es sabido que ese perfil es estable para cualquier condición menor a la de diseño (Ver Figura 4-3 a Figura 4-14)

El comportamiento de los coeficientes de reflexión son dependientes de dos variables; la pendiente de las regiones en el perfil y la capacidad de la energía del oleaje para desplazar el material hasta alcanzar el perfil estable. De acuerdo a la relación que existe entre los coeficientes de reflexión y el producto kh (ver Figura 4-19), se observa que para cuando el periodo es pequeño, se tiene prácticamente el mismo comportamiento hidráulico, independientemente de la altura de ola a la que sea demandada la estructura, esto a causa de que el cambio morfológico sufrido es nulo debido a la poca energía que posee el oleaje con esas condiciones. En el resto de las pruebas, en donde el periodo va aumentando, la diferencia entre los coeficientes de reflexión entre el antes y el después de la prueba se va haciendo más notoria y la ventaja del perfil en “S” empieza a mostrar un intervalo claro. Aunque en la gráfica existen datos en los que el coeficiente de reflexión aumenta después de haber alcanzado la estabilidad y pareciera que el talud recto fuese la mejor opción, esto no es del todo cierto: como se ha mencionado, la reflexión a aceptar depende de las condiciones que se tengan antes de llegar a la estructura; es decir, en donde el estado caótico a causa de la reflexión puede ser de poca importancia. Además, que no se tenga variación en los coeficientes no indica desventaja, sino una igualdad en el comportamiento hidráulico que nos lleva a evaluar otros factores en el diseño, como lo es el costo de la obtención y manejo de material más pesado que se tendría con un dique recto.

Los coeficientes de correlación que indican la deformación del dique van acordes a la energía recibida por la estructura en varias de las pruebas, mostrando mayor discrepancia cuando se tiene $H = 8$ cm. Por otra parte, aunque el daño sufrido sigue el mismo patrón de forma que en un talud en “S”, las pendientes que se presentan sobre todo en la región dos, son notablemente diferentes a las que proponen Mendoza *et al.* (2010). Lo que corrobora que para la obtención del perfil de máxima estabilidad es necesario considerar las condiciones de oleaje como el periodo y la altura de ola.

En un principio se esperaba que el coeficiente de reflexión disminuyera, que el daño a la estructura fuera directamente proporcional a la energía del oleaje y que el ascenso máximo disminuyera al final de cada prueba; sin embargo, existen pruebas que no apoyan esa hipótesis aunque la mayoría siguen esta línea. La ocurrencia de un comportamiento distinto puede deberse al diferente acomodo de los

elementos al momento de reconstruir el dique, esto pudo haber causado un mejor amarre entre ellos en algunos casos. Además, el generador de olas con que se realizaron las pruebas lleva un largo tiempo sin calibrado, pudiendo variar datos de salida en las condiciones. Por otra parte, en los videos a velocidad normal se han observado que la eficiencia de la berma por permitir la rotura de la ola en la región más alta del perfil, lo que puede causar una mayor reflexión de lo esperado.

Se presenta una propuesta de diseño basada en lo que Mendoza *et al.* (2010) aportan. Otra de las principales aportaciones en este campo es la consideración del ascenso máximo para el diseño de la región uno. Todas las ecuaciones tienen una validez aceptable considerando los datos con los que se cuentan hasta el momento.

5.2 Futuras líneas de investigación

El campo de investigación en el tema presentado en este trabajo es lo suficientemente amplio que puede decirse que se trata de un campo nuevo si se habla de adaptar la tecnología reciente a los problemas a los que se enfrentan quienes estudian el tema. Es un reto que demanda de diversas áreas, sobre todo de la ingeniería. Hasta el momento, lo presentado en este trabajo puede considerarse el primer aporte al respecto ya que implica el uso de un escáner 3D y una cámara de alta velocidad que permiten tomar datos con una precisión con la que no se había contado. Un claro ejemplo son aportaciones que ayuden a comprender el comportamiento hidráulico y morfológico que implica la interacción entre el oleaje y un dique con talud expuesto en forma de “S” de un material diferente a los que se han manejado hasta la fecha y sometido a las mismas condiciones para tener igual punto de comparación.

En cuanto a las ecuaciones, resultaría conveniente realizar pruebas primeramente en laboratorio a partir de un dique con forma de “S” y no como se ha venido realizando, esto con el fin de mejorar y/o validar por completo las fórmulas que en este trabajo se presentan. Aumentar su rango de validez sería un importante tema de investigación cuyo beneficio se vería reflejado principalmente en la cantidad de proyectos que podrían reducir costos; a mayor rango de validez de las ecuaciones, mayor será la cantidad de diseños que podrían hacer uso de ellas.

6 BIBLIOGRAFÍA

Battjes, J. A. (1974). *COMPUTATION OF SET-UP, LONGSHOR CURRENTS, RUN-UP AND OVERTOPPING DUE TO WIND-GENERATED WAVES*.

Benedicto Iruñ, M. I. (2004). *Comportamiento y evolución de la avería de los diques de abrigo frente a la acción del oleaje*. Ph. D. thesis, Universidad de Granada.

Brunn, P., & Johansson, P. (1974). A critical review of the hydraulics of tumble mound structures. *Tech. rept. R3. Division of Port and Ocean Engineering, University of Trondheim, Norway*.

C., V., Losada, M. A., & Medina, R. (1991). Stability of Mound Breakwater's Head and Trunk. *J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE. Vol. 117, No. 6, Nov/Dec*.

Carstens, T., Tørum, A., & Tratteberg, A. (1966). THE STABILITY OF RUBBLE MOUND BREAKWATERS AGAINST IRREGULAR WAVES. *Research engineers, River and Harbour. Research Laboratory at the Technical. University of Norway, Trondheim, Norway , 958-971*.

CFE. (2012). *Manual de diseño de obras civiles*. Ciudad de México.

Chaparría, V. E. (2004). *Obras marítimas*. Universidad Politécnica de Valencia.

Clavero Gilabert, M. (2007). Comportamiento de los diques en talud frente a la acción del oleaje y criterios para el reparto de la probabilidad conjunta de fallo en la vida útil.

De Castro, E. (1933). Diques de escollera. *REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS , 183-185*.

Del villar Martínez, E. C., & García Campos, M. Á. (2008). DIQUES DE ESCOLLERA. Elementos del cálculo resistente y de la estima del oleaje. Díaz de Santos.

Ergin, A., Günbak, R. A., & Melih, Y. A. (1989). Rubble-mound breakwaters with S-shape design. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering , 579-593*.

Font, J. B. (1968). The Effect of Storm Duration on Rubble Mound Breakwater Stability. Proc. 11th. Conf. on Coastal Eng. London. 779-786.

Gent, M. R. (1995). Wave interactions with berm breakwaters. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering , 229-238*.

Hudson, R. (1959). Laboratory Investigation of Rubble Mound Breakwaters. *J. Waterw. Harbor División. ASCE. 85 , 93-121*.

Iribarren Cavanilles, R. (1965). FÓRMULA PARA EL CÁLCULO DE LOS DIQUES DE ESCOLLERAS NATURALES O ARTIFICIALES. *Revista de OBRAS PÚBLICAS , 739-750*.

BIBLIOGRAFÍA

- Iribarren, R. (1938). Una Fórmula para el Cálculo de los Diques de Escollera. *M. Bermejillo Usabiaga* .
- Iribarren, R., & Nogales, C. (1950). Generalización de la Fórmula para el Cálculo de los Diques de Escollera y Comprobación de sus Coeficientes. *Revista de Obras Públicas* , 227-239.
- Kinsman, B. (1965). Wind waves. *Printice-Hall, Englewood Cliffs, Nueva Jersey* .
- Kriebel, D. L., & Mayer, R. H. (1994). Wave runup on composite-slope and concave beaches. *Coastal engineering* , 2325-2339.
- Larras, J. (1952). L'équilibre Sous-Marin d'un Massif de Materiaux Soumis a la Houle. *Le Génie Civil* .
- Losada et al. (1988). Wave Forces on Armor Blocks. *Proc. 21st. Coastal Engineering Conference. Málaga, Spain*.
- Losada, M. A., & Giménez-Curto, L. A. (1979). The Joint Effect of the Wave Height and Period on the Stability of Rubble Mound Breakwaters Using Iribarren's number. *Department of Oceanographical and Ports Engineering, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, University of Santander, Santander Spain* , 77-96.
- Mendoza Baldwin, E. G., Silva Casarín, R., Clavero Gilabert, M., & Losada Rodríguez, M. Á. (2010). Evolución del comportamiento hidráulico y de la geometría de diques homogéneos al ser deformados por el oleaje. *Tecnología y ciencias del agua* , 21-35.
- Mendoza Baldwin, E., Silva Casarín, R., Clavero Gilabert, M., & Losada Rodríguez, M. Á. (2010). EVOLUCIÓN DEL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO Y DE LA GEOMETRÍA DE DIQUES HOMOGÉNEOS AL SER DEFORMADOS POR EL OLEAJE. *Tecnología y Ciencias del Agua* , 21-35.
- Quiñones Huerta, J. L. (2006). *Estabilidad de diques en talud*. México, D.F.
- R. Peachey, D. (1986). Modeling Waves and Surf. *Department of Computational Science University of Saskatchewan* .
- Saville, T. J. (1962). AN APPROXIMATION OF THE WAVE RUN-UP FREQUENCY DISTRIBUTION. *U.S. Army Beach Erosion Board* , CHAPTER 4.
- Susanto R., D., Mitnik, L., & Zheng, Q. (2005). Ocean internal waves Observed. *Oceanography* , Vol. 18, No 4.
- Tørum, A., Kuhnen, F., Menze, A., & Kuhnen, F. (2003). On berm breakwaters. Stability, scour, overtopping. *Coastal Engineering* , 209-238.
- Van der Meer, J. W. (1992). Stability of the seaward slope of berm breakwaters. *Coastal Engineering* , 205-234.

BIBLIOGRAFÍA

Van der Meer, J. W., & Veldman, J. J. (1992). Singular points at berm breakwaters: scale effects, rear, round head and longshore transport. *Coastal Engineering* , 153-171.

Vidal et al. (1991). Stability of Mound Breakwater's Head and Trunk. *J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE. Vol. 117, No. 6, Nov/Dec.*

Vidal, C., Losada, M. A., Medina, R., & Losada, I. (1994). ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DE DIQUES ROMPEOLAS. *Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Universidad de Cantabria* , 17, 19.

Vidal, C., Losada, M. A., Medina, R., & Losada, Í. (1994). ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DE DIQUES ROMPEOLAS. 17-34.

Wiegel, R. L., & Johnson, J. W. (s.f.). Elements of wave theory.

Young, R., & Griffith, A. (2009). Documenting the global impacts of beach sand mining. *Geophysical Research Abstracts* .