



# INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

---

---

Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura

Unidad Zacatenco

Sección de Estudios de Posgrado e Investigación

“VALIDACIÓN EXPERIMENTAL DE FÓRMULA DE  
DISEÑO DE ROMPEOLAS DE DOLOS BAJO EL  
CONCEPTO DE OLEAJE IRREGULAR”

TESIS QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:  
MAESTRO EN CIENCIAS EN HIDRÁULICA

PRESENTA:

MARCO ANTONIO TENORIO ZAMORA

DIRECTOR DE TESIS:

M. en C. JAIME ROBERTO RUIZ Y ZURVIA FLORES



MÉXICO D.F.

DICIEMBRE 2009



**INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL**  
**SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO**

SIP-14

*ACTA DE REVISIÓN DE TESIS*

En la Ciudad de México D.F. siendo las 17:00 horas del día 17 del mes de diciembre del 2009 se reunieron los miembros de la Comisión Revisora de Tesis designada por el Colegio de Profesores de Estudios de Posgrado e Investigación de E.S.I.A.-U.Z. para examinar la tesis de grado titulada:  
"Validación Experimental de Fórmula de Diseño de Rompeolas de Dolos Bajo el Concepto de Oleaje Irregular"

Presentada por el alumno:

Tenorio Zamora Marco Antonio  
 Apellido paterno Apellido materno Nombre(s)  
 Con registro: 

B	0	6	1	4	4	0
---	---	---	---	---	---	---

aspirante de:

MAESTRO EN CIENCIAS EN HIDRÁULICA

Después de intercambiar opiniones los miembros de la Comisión manifestaron **SU APROBACIÓN DE LA TESIS**, en virtud de que satisface los requisitos señalados por las disposiciones reglamentarias vigentes.

LA COMISIÓN REVISORA

Director de tesis

M. en C. Jaime Roberto Ruiz y Zurvia Flores

Dr. Juan Manuel Navarro Pineda

Dr. Francisco Antelmo Díaz Guerra

M. en C. Lucio Fragozo Sandoval

M. en C. María Mercedes García

EL PRESIDENTE DEL COLEGIO

M. en C. Pino Durán Escamilla



SECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

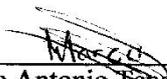


**INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL**  
**SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO**

*CARTA CESIÓN DE DERECHOS*

En la Ciudad de México D.F. el día 17 del mes Diciembre del año 2009, el (la) que suscribe Marco Antonio Tenorio Zamora alumno (a) del Programa de Hidráulica con número de registro B061440, adscrito a SEPI ESIA-ZAC , manifiesta que es autor (a) intelectual del presente trabajo de Tesis bajo la dirección de M. en C. Jaime Roberto Ruiz y Zurvia Flores y cede los derechos del trabajo intitulado Validación Experimental de Fórmula de Diseño de Rompeolas de Dolos Bajo el Concepto de Oleaje Irregular, al Instituto Politécnico Nacional para su difusión, con fines académicos y de investigación.

Los usuarios de la información no deben reproducir el contenido textual, gráficas o datos del trabajo sin el permiso expreso del autor y/o director del trabajo. Este puede ser obtenido escribiendo a la siguiente dirección mactesi@hotmail.com. Si el permiso se otorga, el usuario deberá dar el agradecimiento correspondiente y citar la fuente del mismo.

  
\_\_\_\_\_  
Marco Antonio Tenorio Zamora

## **AGRADECIMIENTOS.**

*A México que es la tierra que amo, que me vio nacer y que de ahora en adelante trabajare para que con mi grano de arena contribuya a que sea una mejor nación.*

*A la institución más apreciada por mí, que lleva por nombre Instituto Politécnico Nacional y en particular a la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Zacatenco que me dio la oportunidad de desarrollarme académicamente dentro de sus aulas. Siempre llevare orgulloso al IPN en mi corazón.*

*A mis profesores que corrigieron muchas veces errores que yo no quería ver, guiándome a través del sendero del conocimiento.*

*A los M. en C. Manuel Meneses García y Lucio Fragoso Sandoval, que con sus pláticas y consejos tuvieron una influencia importante en el desarrollo de esta tesis.*

*Al M. en C. Jaime Roberto Ruiz y Zurvia Flores, que como mi maestro me enseñó pero no solamente teóricamente si no que también prácticamente y me dio la oportunidad de desarrollar el tema.*

*A mis amigos que aunque son pocos me supieron guiar por el camino correcto en todo momento de mi vida.*

*A una de mis mejores etapas de mi vida como lo fue la maestría, donde conocí a gente increíble.*

*A toda mi familia, abuelos, tíos, primos y sobrinos.*

*A Cesar y Sofía gracias por ser mis hermanos.*

*A mis Padres Gregorio y María Luisa por su cariño y esfuerzo incondicional por siempre sacarme adelante por sus regaños, por sus consejos, por los problemas que me han ayudado a resolver, etc., sepan que sin ustedes no habría logrado este logro en mi vida y que con estas breves líneas solo quiero decir gracias y que los quiero mucho.*

*El hombre sabio es aquel que busca instruirse con todos los hombres; el hombre fuerte, aquel que sabe quebrar sus deseos; el hombre rico, aquel que se contenta con su suerte, y el hombre honrado, aquel que honra a los demás.*

## **ÍNDICE.**

<b>CAPÍTULO I.....</b>	<b>1</b>
<i>I.1 RESUMEN.....</i>	<i>1</i>
<i>I.2 ABSTRACT.....</i>	<i>2</i>
<i>I.3 INTRODUCCIÓN.....</i>	<i>3</i>
<i>I.4 JUSTIFICACIÓN.....</i>	<i>5</i>
<b>CAPÍTULO II ESTADO DEL ARTE.....</b>	<b>6</b>
<i>II.1 RESEÑA HISTÓRICA DEL DOLO.....</i>	<i>6</i>
<i>II.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL DOLO.....</i>	<i>7</i>
<i>II.2.1 GEOMETRÍA Y FORMA.....</i>	<i>7</i>
<i>II.3 CARACTERIZACIÓN DE DAÑOS EN LOS DOLOS.....</i>	<i>16</i>
<i>II.4 CRITERIOS DE DISEÑO.....</i>	<i>24</i>
<i>II.4.1 CON OLEAJE REGULAR E IRREGULAR.....</i>	<i>25</i>
<i>II.4.1.1 CON OLEAJE REGULAR.....</i>	<i>25</i>
<i>II.4.1.2 CON OLEAJE IRREGULAR.....</i>	<i>30</i>
<i>II.5 PAÍSES QUE TIENEN EN SUS ROMPEOLAS DOLOS POR CORAZA...31</i>	
<b>CAPÍTULO III OBJETIVOS E HIPÓTESIS.....</b>	<b>41</b>
<i>III.1 OBJETIVOS.....</i>	<i>41</i>
<i>III.2 HIPÓTESIS.....</i>	<i>42</i>
<b>CAPÍTULO IV METODOLOGÍA.....</b>	<b>43</b>
<b>CAPÍTULO V MODELACIÓN FÍSICA HIDRÁULICA.....</b>	<b>44</b>
<i>V.1 GENERALIDADES DE LA MODELACIÓN HIDRÁULICA.....</i>	<i>44</i>
<i>V.2 CONDICIONES DE SIMILITUD Y ANÁLISIS DIMENSIONAL.....</i>	<i>48</i>
<i>V.3 SELECCIÓN DE ESCALAS.....</i>	<i>49</i>
<i>V.4 INTALACIÓN Y EQUIPO.....</i>	<i>51</i>
<i>V.5 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO.....</i>	<i>54</i>
<b>CAPÍTULO VI ENSAYOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....</b>	<b>65</b>
<i>VI.1 CONDICIONES DE LOS ENSAYOS.....</i>	<i>65</i>

VI.2 PROCEDIMIENTO DE LA EXPERIMENTACIÓN.....	66
VI.2.1 PROGRAMA DE ENSAYOS.....	66
VI.3 OBSERVACIÓN DE LOS ENSAYOS.....	67
VI.4 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.....	73
VI.5 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN.....	75
VI.5.1 VALIDACIÓN DE LA ECUACIÓN DE DISEÑO.....	78
<b>CAPÍTULO VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>81</b>
VII.1 CONCLUSIONES.....	81
VII.2 RECOMENDACIONES.....	82
<b>CAPÍTULO VIII NUEVAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>83</b>
VIII.1 TECNOLOGÍA DE IMÁGENES DIGITALES COMO UNA HERRAMIENTA DE MEDICIÓN DE DAÑO EN ROMPEOLAS.....	83
<b>CAPÍTULO IX REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>91</b>
<b>CAPÍTULO X SIMBOLOGÍA Y ANEXOS.....</b>	<b>100</b>
X.1 SIMBOLOGÍA.....	100
X.2 ANEXOS.....	103
X.2.1 CONCEPTOS FUNDAMENTALES DEL OLEAJE Y SUS FENÓMENOS.....	103
X.2.2 IMPORTANCIA DE LOS ELEMENTOS ARTIFICIALES EN LAS OBRAS DE PROTECCIÓN.....	120
X.3 ANÁLISIS DIMENSIONAL.....	146

## **CAPÍTULO I.**

### **I.1 RESUMEN.**

Para cualquier país es fundamental el sistema de transportes (aéreo, terrestre y marítimo), este último es un elemento de trascendencia porque actualmente el 80% del comercio mundial se ejecuta por transporte marítimo y más del 50% del PIB (Producto Interno Bruto) proviene de la actividad turística marítima., Dentro de su infraestructura del sistema portuario, encontramos a las obras de protección portuarias, las cuales tienen la función principal de crear una zona de calma para el arribo de buques, embarque, desembarque de las diferentes mercancías que transportan. Estas estructuras llamadas rompeolas pueden ser construidas en su coraza con rocas o con elementos artificiales, dentro de esto encontramos a los dolos, que son el objeto del presente trabajo, el cual está enfocado a estudiar y observar el comportamiento y desplazamientos que tienen estos elementos al hacerle incidir oleaje irregular bajo condiciones de tormenta, con el fin de validar una ecuación de diseño de dolos bajo el concepto de oleaje irregular, que nos permita de forma confiable determinar su peso y volumen.

Para llevar a cabo el estudio se realizó un modelo físico a escala de fondo fijo de una sección de rompeolas superficial permeable con dolos, con taludes de 1.5:1 lado mar y lado puerto, diseñado bajo el concepto de no rebase, dicha sección fue construida en un canal de oleaje angosto con dimensiones de; 24.45 m de longitud aproximada, 0.66 m de ancho aproximadamente y 0.90 m de profundidad aproximada, ubicado en el Laboratorio de Ingeniería Hidráulica de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Zacatenco del IPN. Los datos que se consideraron para la construcción del rompeolas, fueron tomados de un análisis en diferentes obras de protección con elementos artificiales de Puertos Mexicanos. Para la construcción del modelo se consideró un peso de los dolos de 19 t. También se utilizaron una cámara digital y una cámara de video para captar los efectos del oleaje sobre los datos de la sección del rompeolas con más detalle.

Dentro de las conclusiones que se obtuvieron del estudio, se puede mencionar que la estructura en la capa de coraza (donde fueron colocados los dolos) se comportó satisfactoriamente al no presentar ningún tipo de daño que pueda afectar su eficiencia para lo cual fue diseñada.

Por el lado de la validación la ecuación de (Burchart y Liu, 1992), está arroja resultados confiables para poder determinar pesos y volúmenes de los dolos.

También se presenta y utiliza parcialmente en la tesis, una técnica de imágenes digitales para poder observar daños en los rompeolas construidos con dolos.

## ***1.2 ABSTRACT.***

Is fundamental for any country's transport system (air, land and sea), the latter is an element of transcendence because currently 80% of world trade is run by shipping and over 50% of GDP (gross domestic product) comes maritime tourism activity., Within the infrastructure of the port system, we found the port protection works, which have the primary role of creating a calm area for the arrival of vessels, loading, unloading of the goods they carry different. These structures called breakwaters can be built in its shell with rocks or artificial elements within this we find the idols, which are the subject of this work, which focuses on studying and observing the behavior and movements that have these elements in irregular waves affect him under storm conditions in order to validate a design equation idols under the concept of irregular waves, allowing us to reliably determine its weight and volume.

To conduct the study, a physical model at fixed background of a section of permeable surface breakwaters idols, with 1.5:1 side slopes and sea port side, designed under the concept of not exceeding, that section was built in a narrow wave flume with dimensions; approximately 24.45 m long, 0.66 m wide and approximately 0.90 m deep rough, located in the Hydraulic Engineering Laboratory of the College of Engineering and Architecture Unit Zacantenco the IPN. The data were considered for the construction of breakwaters, were taken from an analysis in various protection works with artificial elements Mexican Ports. For the construction of the model is considered a willful weight of 19 t. Also used a digital camera and a video camera to capture the effects of waves on the data section of the breakwater in more detail.

Among the conclusions drawn from the study, it can be mentioned that the structure in the shell layer (where they were placed the idols) performed well in not giving any kind of damage that could affect its efficiency for which it was designed.

On the side of the equation validation (Burchart and Liu, 1992), gives reliable results is to determine weights and volumes of the dolos.

It also presents and partially used in the thesis, a digital imaging technique to observe damage to the breakwater built with dolos.

### ***1.3 INTRODUCCIÓN.***

Los puertos desempeñan un papel fundamental en las economías de los países, como nodos en las rutas comerciales y al mismo tiempo proporcionan un refugio a las embarcaciones pequeñas y buques.

Muchos puertos están sometidos a fuertes tormentas, mareas y/o corrientes, que pueden dañar la infraestructura y a los mismos buques y perturbar las operaciones, tales como descarga y carga de los barcos.

Existe una gran variedad de corazas fabricadas con elementos artificiales de concreto que son utilizadas para la protección de los rompeolas.

Pero si no se le da un correcto mantenimiento al rompeolas que tienen por coraza elementos artificiales (dolos), puede llegar a ser deteriorado rápidamente y no cumplir la vida útil de diseño.

En nuestro país se han utilizado en las corazas cubos ranurados, tetrápodos, cubos, cuadrípodos, etc. y dolos. Porque no se disponen de bancos de roca o pedreras donde se pueda extraer roca de la calidad requerida por la Norma Oficial Mexicana (NOM) o por la norma de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) ó porque las distancias que se tienen que recorrer del banco a la obra son muy grandes (más de 20 km), lo que hace que se encarezca la obra.

Como se mencionó, en el párrafo anterior actualmente en México se utilizan dolos en corazas de los rompeolas de las obras de toma de la paraestatal Comisión Federal de Electricidad (CFE).

El presente trabajo consta de seis capítulos y un anexo:

En el Capítulo I, se habla acerca de los parámetros hidrodinámicos más importantes (ascenso del oleaje, descenso del oleaje, rompiente del oleaje y transmisión del oleaje por rebase), que interactúan y que al mismo tiempo tienen que ser considerados en el diseño de obras de protección portuarias (rompeolas y/o escolleras).

Posteriormente en el Capítulo II, se hace mención a los tipos de estructuras de protección portuarias que son empleados, luego de las características más importantes que deben cumplir las unidades precoladas de concreto, así como de los diversos diseños que han sido empleados alrededor del mundo y por último clasificar a los elementos de concreto.

En el Capítulo III, se entra a detalle con el elemento de concreto llamado dolo, en donde se hace referencia a las características geométricas, forma, daños que pueden presentarse en los dolos y algunos países que tienen en sus

rompeolas dolos por coraza. Además de presentar la ecuación a validar en el modelo, propuesta en 1992 por los investigadores sudafricanos Burcharth y Lui.

Para el Capítulo IV, se habla de los aspectos básicos de la modelación física, de las condiciones de similitud que debe de cumplir el modelo (Ley de Similitud de Froude), lo que nos llevó a seleccionar la escala para el modelo. También se describió la instalación y el equipo para por último llevar a cabo la construcción del modelo.

En el Capítulo V, se presentan los resultados obtenidos del modelo así como el análisis de los mismos, para posteriormente validar la ecuación de diseño de rompeolas con dolos y por último presentar una tecnología de imágenes digitales para medir daños en los rompeolas.

Y por último en el Capítulo VI, se presentan las conclusiones y recomendaciones del modelo.

Dentro del Anexo se presenta en su totalidad el análisis dimensional para con el que se demuestra que las fuerzas predominantes son las fuerzas de gravedad y de inercia.

#### ***1.4 JUSTIFICACIÓN.***

Es de vital importancia para una operación eficiente y eficaz de un sistema portuario, el contar con obras de protección, que proporcionen las condiciones óptimas de navegación y seguridad para las maniobras de las embarcaciones de gran calado y así también para las pequeñas embarcaciones que se utilizan en los puertos con vocaciones turísticas y pesqueras en los Puertos Mexicanos.

Las actividades de manejo de carga (importación y exportación) que se desarrollan principalmente por la vía marítima dentro de los puertos mexicanos, deben contar con instalaciones y servicios de calidad, para lo cual deben de contar con obras de protección (rompeolas) adecuadas que brinden seguridad y resguardo tanto a las embarcaciones atracadas, como a las instalaciones y servicios con las que cuenta el recinto portuario. Dentro de la Ingeniería Civil se ha contado con el conocimiento adecuado de los aspectos de funcionamiento y diseño de las obras portuarias, pero debido a la globalización mundial ha tenido un desarrollo más intenso y marcado, lo que ha generado una mayor demanda de conocimientos relativos al diseño de las obras de protección; motivo por el cual los estudios en modelos físicos reducidos bajo condiciones de oleaje extremo reproducidos en laboratorio, son de gran importancia para realizar pruebas donde se puedan observar y analizar el comportamiento de estas estructuras, así como también las alteraciones que puedan sufrir debido a la incidencia del oleaje.

Con base en lo anterior, se procedió a analizar el estado del arte en lo referente con el diseño de rompeolas superficiales permeables con coraza formada por dolos sometidos a la incidencia de oleaje irregular. Con esta tesis se valida en forma experimental una fórmula de diseño de dolos bajo el concepto de oleaje irregular, para obtener mejores diseños de estas estructuras lo cual justifica el planteamiento del desarrollo de esta tesis, que puede tener una aplicación directa en la solución de problemas de protección de puertos (diseño rompeolas superficiales constituidos en su coraza por elementos artificiales de concreto).

## **CAPITULO II.**

### **ESTADO DEL ARTE.**

#### **II.1 RESEÑA HISTÓRICA DEL DOLO.**

Según la [Publicación Sudafricana de Información, 2009], el nombre del dolo se deriva de la palabra africana dolosse. Esta palabra está dada por dos derivaciones. Rosenthal, 1885 expresa que es una contradicción de la palabra “dobbel osse” o “juego” en africano y “huesos” en latín. Por otro lado Boshof y Nienaber, 1932; dicen que se trata de una contradicción de “dollen os” o “juego” en holandés antiguo o “buey” en africano. La primera derivación es una declaración de una referencia a un punto de unión de los huesos de los nudillos de un buey, usados en las prácticas de adivinación de ságomas de los curanderos del África Meridional, que poco se parece a estos huesos. La segunda es una referencia a los huesos de los nudillos de los bueyes o corderos utilizados por los niños africanos.

El nombre se atribuye a este tipo objetos por que cuando el padre de Aubrey Kruger, Joe Kruger, quien también era trabajador del puerto llega con su hijo junto con otros niños y los ve jugando con los huesos y les pregunta ¿Por qué estás jugando al dolo con aquellos niños?

Su diseño es acreditado en Sudáfrica al Ing. Eric Mowbray Merrifield, quien fungía como Jefe de Ingenieros del Puerto del Este de Londres, Sudáfrica en el periodo de 1961-1976.

Esto fue más o menos cuestionable hasta finales de la década de 1990, cuando la reclamación del Sr. Kruger Aubrey adquirió mayor importancia.

La reclamación de Kruger está basada en que él y Merrifield estaban llevando a cabo una idea de una nueva forma de bloques de concreto el cual pudieran utilizar para proteger al Puerto del Este de Londres, con un rompeolas con coraza artificial y que a su vez resguardara a la ciudad, puesto que en 1963 había sido azotada por una fuerte tormenta.

El Ing. Merrifield deseaba diseñar un bloque que no se rompiera fácilmente, que sea barato y que no requiriera de una colocación precisa.

Kruger ha declarado que un día en la mañana fue a almorzar a su casa y al final del almuerzo tomo tres pedazos de 14 cm. de un palo de escoba perteneciente a su esposa, y que al unirlos dio forma de una “H”. Del cual el primer palo formaba una “T” con respecto al segundo palo, mientras que el tercer palo formaba una perpendicular con respecto al segundo. Después de regresar del almuerzo Kruger le mostro la pequeña figura a Merrifield quedando intrigado.

Kruger no ha recibido oficialmente el crédito por la invención del dolo. Mientras que Merrifield ganó el prestigioso premio de Diseño de Shell y la medalla de oro de la Asociación Sudafricana de la Sociedad de Ciencias y Tecnología.

La muerte de Merrifield en 1982, ha puesto esta polémica más allá de la prueba en ambos sentidos.

Excepcionalmente el diseño del dolo no está sujeto a la protección de una patente, puesto que Merrifield no adoptó las medidas necesarias antes de su muerte.

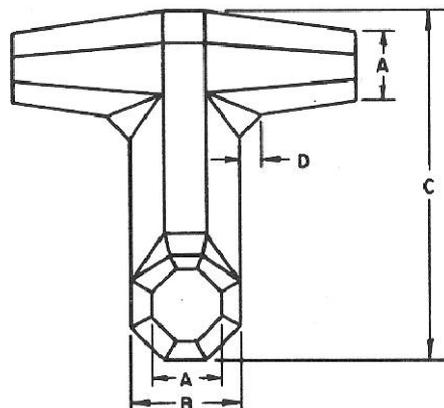
La razón de esto es también un tanto incierta, pero se conocen dos motivos por lo que se presentó este fracaso: Una por Merrifield y la otra por Kruger. Merrifield dijo que el dolo no cumple al 100% con la protección requerida que él deseaba y Kruger alega que Merrifield recibió asesoramiento jurídico de una forma incorrecta y que la unidad fue diseñada en horas de oficina mientras trabajaban en la Administración de Puertos y Ferrocarriles Sudafricana, y que en ese momento fue incapaz de proteger su diseño.

## **II.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL DOLO.**

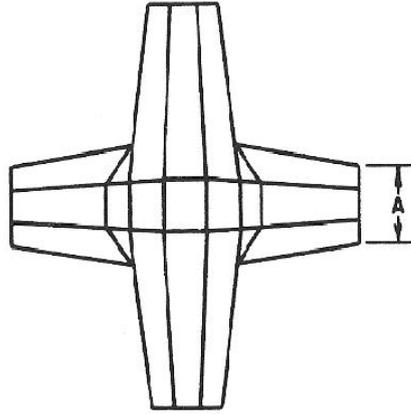
### **II.2.1 GEOMETRÍA Y FORMA.**

En él [Shore Protection Manual, 1984 y CFE, 1984] se describe la geometría de esta unidad precolada de concreto o elemento artificial de concreto, la cual está dada de la siguiente manera:

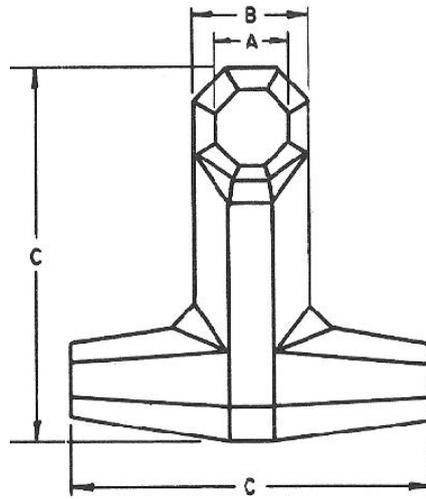
En las (*figuras 2.1, 2.2, 2.3 y 2.4*) se muestra la geometría. En las (*tablas 2.1, 2.2, 2.3 y 2.4*), sus dimensiones y volumen en función del peso deseado, así como los espesores de la coraza formada por dos capas y el número de elementos por cada 100 m<sup>2</sup> de área de la capa.



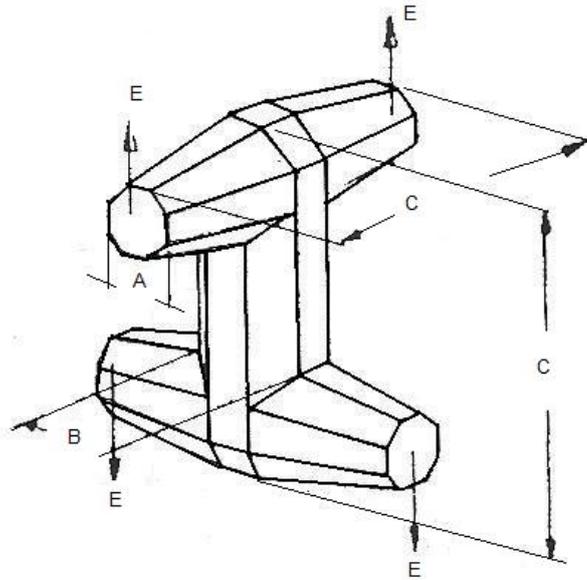
**Figura 2.1 Vista frontal del dolo.**  
**Fuente: Shore Protection Manual, 1984.**



**Figura 2.2 Vista en planta del dolo.**  
**Fuente: Shore Protection Manual, 1984.**



**Figura 2.3 Vista en perfil del dolo.**  
**Fuente: Shore Protection Manual, 1984.**



**Figura 2.4 Vista en perspectiva del dolo.**  
**Fuente: Shore Protection Manual, 1984.**

Donde:

*A = Espesor de los brazos o patas.*

*B = Espesor del alma.*

*C = Altura total del dolo.*

*D = Espesor del chaflán.*

*E = Altura medida de la base de apoyo del dolo al centro de sus brazos.*

Para las dimensiones del elemento (véase la tabla 2.1):

VARIABLE	DIMENSIONES DEL ELEMENTO (m)											
<b>A</b>	0.216	0.271	0.344	0.466	0.588	0.671	0.741	0.796	0.847	0.880	0.883	
<b>B</b>	0.344	0.436	0.548	0.744	0.939	1.073	1.183	1.274	1.353	1.426	1.490	
<b>C</b>	1.082	1.362	1.716	2.329	2.935	3.359	3.697	3.987	4.234	4.456	4.660	
<b>D</b>	0.061	0.076	0.087	0.131	0.168	0.189	0.210	0.226	0.241	0.283	0.265	

**Tabla 2.1 Dimensiones de la unidad dolo.**  
**Fuente: CFE, 1984.**

Nota: La forma y dimensiones obtenidas en modelos el inventor recomienda  $0.32C < B < 0.36C$  dependiendo del peso de los elementos.

Mientras que para el volumen y peso de un elemento se tiene que:

El volumen de concreto "V" del dolo puede ser determinado utilizando la siguiente ecuación [Zwamborn, 1980].

$$V = 0.675r^{1.285}h^3 = \frac{W}{\rho_s} \dots \dots 2.1$$

Donde:

$V =$  Volumen del dolo en  $m^3$ .

$r =$  Relación entre el el talle o cintura y la altura del dolo.

$W =$  Peso del dolo en  $N$ .

$\rho_s =$  Densidad del concreto  $\left(2.4 \frac{kg}{m^3}\right)$ .

$h =$  Altura de ola significativa en  $m$ .

El [CERC, 1985] propone que el volumen y peso del dolo sea obtenido mediante la utilización de la (**tabla 2.2**).

VOLUMEN DE UN ELEMENTO ( $m^3$ )												
	0.202	0.405	0.809	2.023	4.045	6.068	8.090	10.113	12.136	14.158	16.181	
Peso espe- cífico del concreto en Kgf/m <sup>2</sup>	PESO DE UN ELEMENTO (t)											
	<b>2240.0</b>	0.45	0.91	1.81	4.55	9.06	13.59	18.12	22.65	27.18	31.71	36.25
	<b>2400.0</b>	0.48	0.97	1.94	4.88	9.71	14.56	19.42	24.27	29.13	33.98	38.83
	<b>2500.0</b>	0.51	1.01	2.02	5.08	10.11	15.17	20.23	25.28	30.34	35.39	40.45
	<b>2600.0</b>	0.53	1.05	2.10	5.28	10.51	15.78	21.03	26.29	31.55	36.81	42.07

**Tabla 2.2 Volumen y peso del dolo.**

**Fuente: CFE, 1984.**

Volumen de un elemento =  $0.16C^3$

Donde:

$A = 0.20C$

$B = 0.32C$

$C =$  dimención mayor

$D = 0.057C$

Espesor de la capa(2 elementos) =  $1.020C$

Y por último el número de elementos necesarios por cada  $100 m^2$  se tiene:

NÚMERO DE ELEMENTOS POR CADA $100 m^2$ (UNA CAPA CON DOS ELEMENTOS COLOCADOS AL AZAR)											
<b>240.00</b>	<b>112.50</b>	<b>95.27</b>	<b>51.78</b>	<b>32.62</b>	<b>24.87</b>	<b>20.56</b>	<b>17.65</b>	<b>15.72</b>	<b>14.10</b>	<b>12.92</b>	

**ESPESOR MEDIO MEDIDO DE UNA CAPA CON DOS ELEMENTOS COLOCADOS AL AZAR (m)**

1.097	1.402	1.737	2.377	2.987	3.413	3.933	4.054	4.328	4.541	4.755
-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

**Tabla 2.3 y 2.4 Número de elementos y espesor medio de una capa.**  
**Fuente: CFE, 1984.**

En él [Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE, 1984] se citan las siguientes ecuaciones:

El espesor “E”, ya sea de la coraza o de la capa secundaria, se determina:

$$E = nK_{\Delta} \left( \frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3} \dots \dots 2.2$$

Mientras que el número de elementos en un área “A” del talud está dada por:

$$N = nK_{\Delta} \left( 1 - \frac{P}{100} \right) \left( \frac{\gamma_s}{W} \right)^{\frac{2}{3}} A \dots \dots 2.3$$

Donde:

*N = Número de elementos.*

*A = Área de la capa; generalmente se escoge un área unitaria de 10 a 100 m<sup>2</sup>.*

*n = Número de elementos que forman la capa.*

*P = Porosidad en porcentaje, la cual se obtiene de la (tabla 2.5).*

*K<sub>Δ</sub> = Coeficiente de capa, el cual se obtiene de la (tabla 2.6).*

*W = Peso de los elementos que forman la coraza.*

UNIDAD DE CORAZA	n	COLOCACIÓN	COEFICIENTE DE CAPA K <sub>Δ</sub>	POROSIDAD (P) EN %
Dolo	2	Volteo	1.00	63

**Tabla 2.5 Coeficientes de capa y porosidades del dolo.**  
**Fuente: CFE, 1984.**

[Holtzhausen y Zwamborn, en 1990], proponen las siguientes ecuaciones para calcular el espesor de la capa de coraza con dolos y el número total de dolos requeridos para un área determinada a sí que:

El espesor “t” de la capa de coraza con dolos está dada por la ecuación:

$$t = nCV^{\frac{1}{3}} \dots \dots 2.4$$

Donde:

$n$  = Número de dolos en una capa (normalmente  $n = 2$ )

$C$  = Factor de forma del dolo, el cual es relacionado con la densidad de empaçado

$V$  = Volumen del dolo en  $m^3$

Mientras que el número total de dolos “N” que cubren una determinada área “A” se encuentra con la ecuación:

$$N = AnC \left[ 1 - \frac{p}{100} \right] V^{-\frac{2}{3}} \dots \dots 2.5$$

Donde:

$p$  = Porosidad de la capa de coraza con dolos en %

$A$  = Área de la capa

El valor de “C” y “p” puede ser evaluado con la (tabla 3.6), aplicando para el dolo valores diferentes de “r”.

RELACIÓN DE CINTURA (r)	0.32	0.36	0.38
<b>C</b>	1.18	1.09	1.05
<b>p (%)</b>	54.9	52.7	50.5

**Tabla 2.6 Evaluación de los parámetros C y p.**  
**Fuente: Departamento de Transporte Sudafricano.**

Pero actualmente los valores del coeficiente de estabilidad ( $K_D$ ), el coeficiente de capa, densidad de empaçado y la porosidad, para el dolo han sido modificados para el diseño bajo el concepto de oleaje irregular que es el que se emplea actualmente, quedando estos valores como sigue:

1.- Coeficiente de estabilidad:

Con oleaje rompiente en el morro: 7 a 8

Con oleaje no rompiente en el morro: 14 a 16

Con oleaje rompiente en el cuerpo: 16

Con oleaje no rompiente en el morro: 28

2.- Coeficiente de capa

$$K_{\Delta} = 0.94$$

3.- Densidad de empaçado

Packing density = 0.83

4.- Porosidad

P = 0.56

[Negro V. V. y Varela O. C., 2002; CEM, 2005]

Estos cambios en las características del dolo se deben a la fragilidad del elemento al embate del periodo del oleaje, comportamiento irregular a la incidencia oblicua del oleaje, etcétera.

A raíz de esto, la forma y dimensiones se modificaron con relación a la propuesta inicial, aumentando el grosor del alma, variando la relación de alas y achaflanando las uniones con el objetivo de aumentar la resistencia estructural y la estabilidad de la pieza.

Melby J. A., 2008, para lograr una mayor estabilidad en los dolos propone que sea modificada la forma, robusteciendo el alma (C) y la parte superior del brazo (D), mediante la utilización de la siguiente ecuación:

$$r = \frac{B}{C} \dots\dots 2.6$$

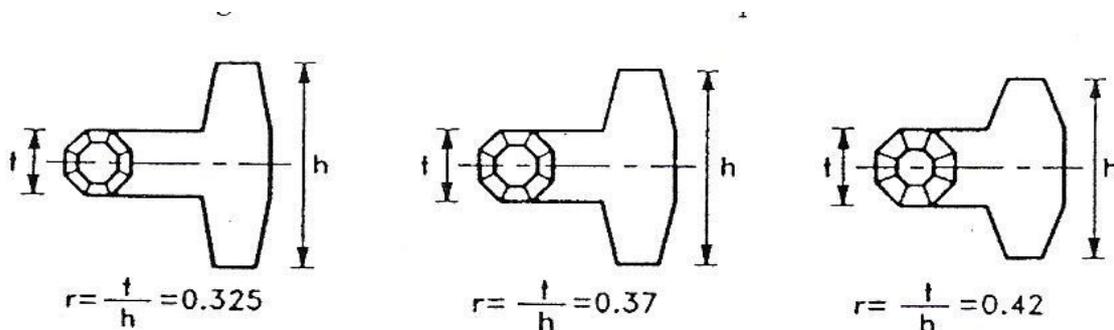
Donde:

*r* = Relación existente entre el espesor del alma del dolo y su altura total

Pero los valores que puede tomar “*r*”, pueden tomar valores que varían de:

$$r = 0.44, r = 0.38 \text{ y } r = 0.32 \dots\dots 2.7$$

[Negro V. V. y Varela O. C., 2002], mencionan que el dolo es una pieza frágil de fallo instantáneo por lo que se han optado por darle a esta unidad diferentes tipos de formas como las que se presentan en la siguiente figura:



**Figura 2.5 Diferentes propuestas de diferentes tipos de formas que puede adoptar el dolo.**

**Fuente: Diseño de rompeolas, 2005.**

Con lo que respecta a la forma del dolo, en la (**figura 2.6**) se puede observar la forma del dolo que se asemeja a la forma de “H” ó de un ancla de un barco, originalmente el dolo en su diseño original de su superficie fue desarrollada una forma octagonal que le proporciona una mayor trabazón entre dos ó más elementos.



**Figura 2.6 Forma general del dolo.**  
Fuente: *picasaweb.*

Esta forma octagonal es complicada y costosa de llevar a cabo, porque la cimbra para colar la unidad es especial de acero, a si como el concreto tiene que cumplir con las especificaciones necesarias de resistencia, flexibilidad, compatibilidad, densidad específica, tamaño etc. Para poder resistir los embates del oleaje (*ver figuras 2.7 y 2.8*).



**Figura 2.7 y 2.8 Cimbra utilizada para dolos.**  
Fuente: *wikimedia.*

También cabe mencionar que por su forma y geometría de esta unidad es fácil de cimbrar, colar y almacenar en los diferentes patios asignados para llevar a cabo tales actividades (*ver figura 2.9*).



**Figura 2.9 Patios de almacenamiento para dolos.**  
**Fuente: flickr.**

A si mismo este elemento como ya se menciona, es colocado en dos capas al azar con la ayuda de una grúa de pórtico o una grúa de orugas (ver figura 2.10)



**Figura 2.10 Grúa de pórtico utilizada en patios de almacenamiento.**  
**Fuente: wikipedia.**

Para posteriormente ser desplazadas del patio de almacenamiento y ser colocadas en la obra de protección (ver figura 2.11).



**Figura 2.11 Colocación del dolo en la obra de protección.**  
**Fuente: blogspot.**

### **II.3 CARACTERIZACIÓN DE DAÑOS EN LOS DOLOS.**

La determinación de daños en cualquier elemento artificial precolado de concreto es de gran importancia porque el diseñador tiene que tomar en cuenta criterios como pueden ser, por ejemplo; el clima si la estructura va a estar expuesta a cambios bruscos de temperatura (congelación y descongelación), así como llevar a cabo una intensa selección de la materia prima, etc. (ver capítulo II), ya que para cualquier diseño de un elemento artificial que vaya a ser colocado en una obra de protección los anteriores aspectos son de vital importancia.

Así como ya se mencionó en el capítulo anterior, este tipo de unidades no requiere acero de refuerzo por la razón de que el mismo acero junto con el concreto al entrar en contacto con el agua de mar, ocasiona una reacción química que provoca con el paso del tiempo que la unidad se hinche para posteriormente reventar al elemento.

Es importante que el elemento que sea colocado no sea removido de su posición original, a causa del embate periódico del oleaje, corrientes, vientos y/o mareas que provocaría la degradación acelerada del elemento creando fallas o roturas en brazos o almas de la unidad, disminuyendo drásticamente la estabilidad hidráulica del dolo.

Al comenzar a fallar un elemento, se puede dar el caso de que este mismo se salga de posición original dejando un hueco provocando que otros elementos circundantes a él tengan el mismo problema.

Entonces hablemos acerca del daño que en la capa de coraza se caracteriza por el número de unidades desplazadas o por la medición del perfil de la superficie erosionada en el talud de la coraza del rompeolas. En ambos casos el daño está relacionado con la duración específica de un estado de mar.

La caracterización de los daños sobre la base de la sección transversal erosionada  $A_e$  alrededor del N.M.M. fue utilizada por [Iribarren, 1938] y por [Hudson, 1958].

Iribarren define al mismo parámetro "D" como el límite de los daños graves que se producen cuando la erosión de la capa de coraza ha alcanzado una profundidad  $D_n$ .

Hudson define "D" como el porcentaje de erosión del volumen original.

[Losada en 1986], define los niveles de daño de una obra de protección, según un criterio de observación de la obra. Los niveles que él propone son los del inicio de falla, falla de Iribarren y destrucción.

En [1991, el investigador Vidal] propone un cuarto nivel de avería, entre la falla de Iribarren y la de destrucción, la cual es inicio de destrucción. A continuación se presenta la definición de cada uno de estos niveles de falla:

#### 1.- Inicio de falla (IF)

El nivel de inicio de falla es el primer grado de daño que alcanza una obra de protección. A este nivel de daño se llega cuando algunas piezas de la coraza son desplazadas de su posición original y son depositadas a más de un diámetro de distancia. Se puede notar claramente el desplazamiento de las piezas, ya que el hueco creado es claramente mayor a los huecos que dejan las unidades entre sí.

#### 2.- Falla de Iribarren (FI)

Se alcanza este nivel de falla cuando los huecos de la capa exterior de la coraza son lo suficientemente grandes para dejar al descubierto piezas de la capa interior de la misma coraza. El oleaje comienza a actuar sobre la capa interior de la coraza, pero en este nivel de daño todavía no se puede apreciar ningún movimiento de las unidades.

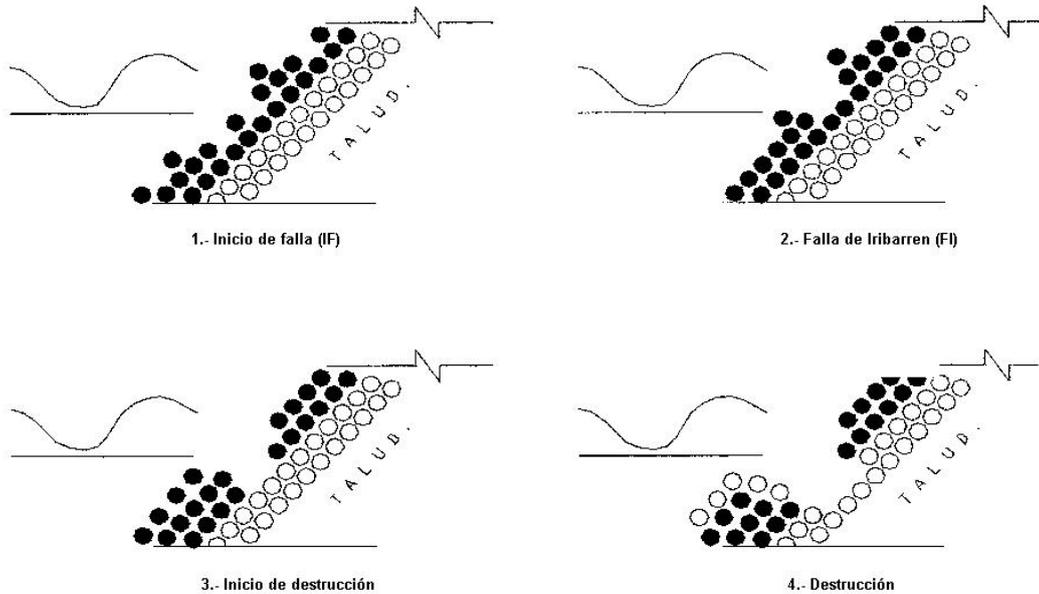
#### 3.- Inicio de destrucción

El nivel de inicio de destrucción de la obra de protección, se define como el inicio de daño de la capa interior del manto principal, observándose huecos y dejando al descubierto a la capa secundaria.

#### 4.- Destrucción

Este nivel de daño se inicia cuando las piezas de la capa secundaria comienzan a ser extraídas. Una vez alcanzado este nivel de daño, si las condiciones de oleaje se mantienen, el daño se incrementa exponencialmente dejando inservible a la estructura.

En la (*figura 2.12*) se muestran los distintos niveles de daño para la capa de coraza.



**Figura 2.12 Diferentes niveles de daño para la capa de coraza.**

**Fuente: [Bruun, 1985, Govaere, 1998]**

En [Coastal Engineering Manual, 2005] se menciona acerca del método de conteo que se basa en la clasificación de algunos de los movimientos de la coraza, por ejemplo:

1. No hay movimiento
2. Oscilación sencilla de las unidades de coraza
3. Desplazamiento sencillo de las unidades de coraza de su posición original en una distancia mínima, por ejemplo:  $D_n$  o  $h_a$ , donde  $h_a$  es la longitud (altura) de la unidad que se estén tratando.

Los desplazamientos pueden ser expresados en términos de las unidades retiradas de la coraza o del deslizamiento de las unidades a lo largo del talud de la estructura. En caso de pendientes fuertes, el deslizamiento también podría ser debido al deslizamiento de la coraza, a causa de la compactación o pérdida de apoyo de la estructura sobre el fondo del mar.

El daño en términos de las unidades desplazadas es generalmente dado como el desplazamiento relativo "D" y definido como **la proporción de unidades desplazadas en relación con el número total de unidades o preferiblemente como el número de unidades dentro de una zona específica entorno al nivel medio del mar (NMM)**. La razón para limitar el daño a una determinada zona es que de lo contrario sería difícil de comparar con otro tipo de estructuras que tienen otro tipo de elementos en sus corazas, puesto que los daños se relacionan con diferentes totales de unidades para

cada estructura. Prácticamente todos los movimientos de las unidades de coraza tendrán un lugar dentro de los niveles de la altura de ola significativa ( $\pm H_s$ ), alrededor del nivel medio del mar (N.M.M.), el número de unidades dentro de esta zona se utiliza a veces como número de referencia.

Sin embargo, debido a este número, se recomienda que con  $H_s$  sea especificado un valor de  $H_s$  correspondiente a un determinado nivel de daño. Como el propuesto por [Burcharth y Liu, 1992] ó usar el número de unidades dentro del nivel medio del mar  $\pm nD_n$ , donde  $n$ , es elegido de modo que casi todos los movimientos tengan lugar dentro de estos niveles. Por ejemplo, para los dolos se utiliza  $n = 6$ .

El daño puede estar relacionado con cualquier definición de movimientos incluyéndose balanceos. El número relativo de unidades balanceadas puede también estar relacionado con el número total de unidades dentro del ancho de una franja vertical que va desde  $D_n$  hasta la parte inferior de la franja hasta la parte superior de la misma franja. Para este desplazamiento en la franja [Van der Meer, 1988], utilizó la definición del término  $N_{od}$  para las unidades desplazadas fuera de la capa de coraza y  $N_{or}$  para unidades que son solamente balanceadas. La desventaja de  $N_{od}$  y  $N_{or}$  es la dependencia en la longitud de la pendiente.

Broderick en 1983, definió el parámetro dimensional de daño para rompeolas que en sus corazas tienen rocas como:

$$S = \frac{A_e}{D_{n50}^2} \dots \dots 2.8$$

Donde:

$A_e = \text{Área de la sección erosionada}$

Que es independiente de la longitud de la pendiente y toma en cuenta los asentamientos verticales, pero no los asentamientos ni deslizamientos paralelos a la pendiente de la estructura. "S" puede ser interpretado como el número de cubos con longitud lateral igual a  $D_{n50}$  erosionando una franja con un ancho igual a  $D_{n50}$  de la capa de coraza. El parámetro de daño "S" es menos adecuado para unidades de concreto como dolos y tetrápodos debido a la dificultad de definir el perfil de la superficie de la capa de coraza.

Si los asentamientos son tomados en cuenta, la siguiente relación entre  $N_{od}$  y S es válida:

$$N_{od} = G(1 - p)S \dots \dots 2.9$$

Donde:

$G = \text{Factor que depende de la gradación de la capa de coraza igual a uno para}$

*unidades de concreto.*

*p = Porosidad de la capa de coraza.*

Como resumen de lo anterior se presentan a continuación la definición de los parámetros de daños D, N<sub>od</sub> y S.

1.-Desplazamiento relativo dentro de un área

$$D = \frac{\text{Número de unidades desplazadas}}{\text{Número de unidades referidas entre un área}} \dots\dots\dots 2.10$$

Este tipo de desplazamiento ha sido definido por ejemplo; como el cambio de posición más la distancia D<sub>n</sub>; o el desplazamiento fuera de la capa de coraza. El área de referencia puede tener la definición, como por ejemplo; el área de la capa de coraza completa o el área entre dos niveles o sea el Nivel Medio del Mar (N.M.M.) ± H<sub>s</sub>; donde H<sub>s</sub> corresponde a un determinado daño, ó N.M.M. ± nD<sub>n</sub>, donde ± nD<sub>n</sub> indica el límite de desplazamientos de la coraza.

2.- Número de unidades desplazadas entre la franja de acuerdo con el ancho de D<sub>n</sub> [Van der Meer, 1988]

$$N_{od} = \frac{\text{Número de unidades desplazadas fuera de la capa de coraza}}{\text{Ancho de la sección probada}/D_n} \dots\dots\dots 2.11$$

3.- Número relativo de unidades desplazadas entre la altura total de la capa de coraza [Van der Meer, 1998]

$$\frac{N_{od}}{N_{\alpha}} \dots\dots\dots 2.12$$

Donde:

*N<sub>α</sub> = Es el número total de unidades dentro de una franja con ancho D<sub>n</sub>*

$$\frac{N_{od}}{N_{\alpha}} = D \dots\dots\dots 2.13$$

En caso que D este dentro de la altura total de la capa de coraza, sea considerada y no corrediza > D<sub>n</sub> de las unidades paralelas a la superficie de la pendiente toman su lugar.

4.- Volumen original del porcentaje de erosión [Hudson, 1958]

$$D = \frac{\text{Perfil promedio del área erosionada}}{\text{Perfil promedio original del área}} \times 100\% \dots\dots\dots 2.14$$

5.- Área relativa erosionada (**ver ecuación 2.4**).

A partir de lo anterior se puede dar una clasificación de los diferentes tipos de daños que se presentan en las diferentes unidades, pero particularmente en los dolos.

Partiendo de la investigación del estado del arte se tiene lo siguiente:

[Holtzhausen y Zwanborn, 1992], investigaron la estabilidad de los dolos de una manera básica y similar a la investigación llevada a cabo sobre los cubos, tetrápodos y acrópodos. El daño fue definido, como las unidades que se desplazan más de un diámetro y la oscilación o los movimientos no es considerado. El aspecto de la oscilación se debe considerar para el dolo que pesa de 10 t a 15 t.

El número de daño  $N_{od}$ , que es utilizado para otros elementos es el mismo empleado para el dolo, así que la fórmula para calcular la estabilidad de los dolos es:

$$N_{od} = 6250 \left[ \frac{H_s}{\Delta^{0.74} D_n} \right]^{5.26} S_{op}^3 W_r^{20 S_{op}^{0.45}} + E \dots \dots \dots 2.15$$

Donde:

$W_r$  = Relación de cintura de los dolos

$E$  = Término de error

$N_{od}$  = Carácter de daño o número de daño

$H_s$  = Altura de ola significativa en el frente del rompeolas

$\Delta = (\rho_s / \rho_w) - 1$

$D_n$  = Longitud del cubo equivalente

El término de error representa la confiabilidad de la ecuación anterior. Esto normalmente distribuido y tiene un valor promedio igual a cero, y una desviación estándar  $\sigma(E)$  igual a:

$$\sigma(E) = 0.01936 \left[ \frac{H_s}{\Delta^{0.74}} \right]^{3.32} \dots \dots \dots 2.16$$

[Phelp D., 1994] este investigador sudafricano hace un extensivo monitoreo en campo, concluyendo que el largo periodo de estabilidad y las tormentas intermitentes al presentarse en un rompeolas constituido de enrocamiento tiene un considerable interés para los diseñadores, constructores y autoridades responsables del mantenimiento. Dependiendo esto del severo ataque del oleaje, y que el rompeolas en su coraza es amenazado y deteriorado rápidamente si no se le da un apropiado mantenimiento.

Así el daño visible ha sido categorizado dentro de tres grados de movimiento de los dolos los cuales se presentan a continuación:

- 1.- Movimientos menores de 0.5 m
- 2.- Movimientos entre 0.5 m y 1.5 m
- 3.- Movimientos mayores de 1.5 m

[Basco D. R. en 2001] en el curso de sistemas de protección de costas, impartido en Dominica, este investigador en su presentación da a conocer su caracterización del prototipo de daño en modelo, la cual es la siguiente:

- 1.- Menor  $0 < D < 3\%$

Pocas de las unidades pertenecientes a la capa de coraza son desplazadas, pero no hay espacios en la parte superior de la capa de coraza y no pasan de más de cuatro unidades y las capas inferiores quedan intactas.

- 2.- Moderado  $3 < D < 30\%$

Los agujeros en la capa superior son de más de seis unidades, solo se presenta un ligero desplazamiento en la parte inferior de la estructura.

- 3.- Principales  $5 < D < 30\%$

La capa superior de la coraza desaparece dejando una gran área, la capa inferior de la coraza es eliminada, quedando no más de dos unidades

- 4.- Total  $D > 30\%$

Los dos elementos que componen a la capa de la coraza desaparece de en una zona, dejando expuestas a las capas inferiores (núcleo y capa secundaria)

[Romanoski A., 2002], llevo a cabo un estudio para visualizar el movimiento de los dolos en campo (Puerto de Crescent, California); en el monitoreo incluye estudios de pronóstico de oleaje, movimiento y fractura de los dolos y mediciones de esfuerzos y resistencia de los dolos, para llevar a cabo el monitoreo correspondiente al movimiento utilizó un helicóptero a baja altitud y mediciones con técnicas fotogramétricas. Las inspecciones de fractura fueron hechas usando fotografías aéreas.

En 2005, en el [Coastal Engineering Manual, 2005], se presenta una clasificación de daños y valuación de parámetros de daños relacionados: D,  $N_{od}$  y S.

- 1.- No daño. No hay desplazamiento de unidades.
- 2.- Inicio de daño. Pocas unidades son desplazadas

Este nivel de daño corresponde al nivel de no daño usado en el [Shore Protection Manual, 1977 y 1984], en relación al coeficiente de la fórmula de estabilidad de Hudson, donde el nivel de no daño es definido de 0 a 5 % de unidades desplazadas dentro de la zona extendida desde la mitad de la altura de la cresta de la cara del lado mar de la estructura.

### 3.- Daño intermedio que va de moderado a daño severo

Las unidades son desplazadas, pero sin causar la exposición de la capa de secundaria.

### 4.- Falla

La capa secundaria y de núcleo queda expuesta al ataque directo del oleaje.

En [Cooper A. K., 2008] en su modelo físico de los dolos interactuando el uno con el otro hace referencia a la estabilidad hidráulica de un rompeolas, la cual puede ser evaluada teóricamente por la exposición del mismo rompeolas a las tormentas y a las secuencias de tormenta en el modelo. En este contexto, es importante determinar cuántas tormentas, y de cuales son aquellos rompeolas que puedan estar expuestas a lo largo de su vida útil. Es por ello que en algunos estudios se examina la frecuencia de las tormentas y se trata de definir un máximo de 30 a 100 años de periodo de retorno, a fin de determinar si las estructuras son de aceptable estabilidad. Esta estabilidad depende de las técnicas de embalaje, cuando las unidades son de corazas artificiales. Sin embargo, hay indicios de que los rompeolas con dolos bien embalados son más estables, en contraste con los que son indistintamente embalados, muestran significativamente menos degradación a largo de su vida.

[Melby J. A., 2008], realizó una investigación en modelo con unidades de coraza de concreto, para llevar a cabo la modelación se llevaron a cabo:

#### 1.- Definiciones de daño

#### 2.- Estudios de estabilidad

#### 3.- Análisis de esfuerzos

Dentro de las definiciones de daños para este modelo fueron consideradas las siguientes definiciones:

$$1. - D(\text{daño}) = \frac{\text{número de unidades desplazadas}}{\text{número total de unidades sin movimiento en la misma región}} \dots \dots 2.17$$

$$2. - N_{od}(\text{número de daño}) = \frac{\text{número de unidades desplazadas}}{\text{número total de unidades en toda la franja}} \dots \dots 2.18$$

3.- El inicio de daño (D) está entre 0% a 2%, para todos los taludes.

4.- La falla se presenta cuando  $D > 15\%$ .

Nota: Cabe aclarar que este estudio estuvo enfocado a varios elementos pero estos datos son específicamente para dolos.

Para la estabilidad de dolos puede utilizarse la fórmula de [Hudson, 1984], con un valor recomendado para  $K_D=8$  cuando el oleaje es rompiente y existe balanceo de las unidades.

1. Las unidades en el modelo no se rompen
2. Por lo tanto los daños que son presentados en porcentaje son bajos y no son representativos.
3. Las corazas que tienen elementos de concreto pueden llegar a ser menos estables con oleaje incidiendo oblicuamente, ocasionando que la coraza sea menos estable en la transición.

#### **II.4 CRITERIOS DE DISEÑO.**

Para el correcto funcionamiento de una obra de protección (rompeolas o escolleras), en la capa de coraza, la cual es la más importante porque va a ser la que necesita resistir el embate diario del oleaje, mareas, vientos y cambios bruscos en la temperatura. Además de que alberga a los elementos más pesados.

Como ya se mencionó anteriormente la capa de coraza puede estar constituida de rocas o de elementos precolados de concreto. Esta elección depende de factores de factibilidad como: si la roca no cumple con los requisitos indispensables para su explotación, transporte y distancia a la obra, pues tendrá que ser desechada y optar por las unidades de concreto.

Pero como en esta tesis se trata de elementos precolados de concreto, se deben de considerar principales factores a tomar en cuenta en el diseño y datos necesarios en el mismo, los cuales a continuación se enuncian:

1. Se debe de conocer la forma de los mismos y el peso específico del concreto.
2. Se selecciona de antemano un ángulo de inclinación del talud de la obra. Se pueden seleccionar dos o tres para finalmente escoger el de diseño.

3. Forma en que se colocarán los elementos de la coraza (al azar o acomodados).
4. Si la sección por diseñar pertenece al tronco o al morro de la estructura.
5. Características del oleaje de diseño en aguas profundas asociado a un periodo de retorno, generalmente la altura y periodo de la ola significativa.
6. Características de ese oleaje cerca de la estructura e influenciado por la batimetría.
7. Si la ola frente a la estructura es rompiente o no rompiente.

#### **II.4.1 CON OLEAJE REGULAR E IRREGULAR**

##### **II.4.1.1 CON OLEAJE REGULAR**

Los primeros cálculos de estabilidad de unidades de concreto fueron realizados por Iribarren en 1938, sus trabajos, fueron desarrollados hasta los años sesentas, las cuales establecían el peso de las unidades en función de la altura de ola, la densidad del material y una función de estabilidad de las unidades dependientes del tipo de material, del coeficiente de rozamiento y el talud. (ver **ecuaciones 2.19, 2.20 y 2.21**)

$$P = cQRA^3 \dots\dots\dots 3.19$$

$$Q = \frac{N}{(f \cos \alpha - \text{sen} \alpha)^3} \dots\dots\dots 3.20$$

$$R = \frac{d}{(d - 1)^3} \dots\dots\dots 3.21$$

*Donde:*

*P = Peso de las unidades*

*Q y R = Parámetros que dependen de la densidad y el coeficiente de estabilidad*

*c = Coeficiente de incidencia oblicua*

*N = Coeficiente de estabilidad*

*A = Altura de la ola*

*d = densidad del material*

$F = \text{Rozamiento}$

Todos los ensayos de calibrado de la fórmula de Iribarren se llevaron a cabo con un talud indefinido con oleaje regular, incidencia normal y sin rompimiento de la ola. La altura de la ola se calcula con una fórmula determinística que relaciona la propia altura y el fetch, (*ver ecuación 2.22*).

$$A = 1.2\sqrt[4]{F} \dots \dots 2.22$$

Dicha altura, para poder ser introducida en la fórmula de cálculo deberá ser modificada con los planos de oleaje y mayor a un 25%.

A sí se comienza el desarrollo estadístico del oleaje que Iribarren propone utilizar como altura de cálculo:

$$H_{1/10} = 1.4H_{1/3} \dots \dots 2.23$$

Tomando en consideración los párrafos anteriores se procede al diseño del elemento artificial, que va a ser empleado en la coraza de la obra de protección.

Además de la fórmula de Iribarren han sido desarrolladas numerosas fórmulas de estabilidad del manto principal pero la más usada es la propuesta por [Hudson, 1953] se lleva a cabo el análisis de la obtención de pesos de los elementos de la coraza (*ver ecuación 2.19*). [Primer Encuentro Iberoamericano Sobre Intercambio Tecnológico Portuario, 2000].

Esta ecuación es la más comúnmente utilizada para el predimensionamiento de unidades de corazas, y fue establecida mediante ensayos de laboratorio y oleaje irregular sin tener en cuenta el periodo y la duración temporal (número de olas) y no describe el nivel de daño (*ver ecuación 2.23*).

$$W = \frac{\gamma_s H_D^{\frac{1}{3}}}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha} \dots \dots 2.23$$

Donde:

$W = \text{Peso de un elemento en la capa de coraza, en t.}$

$\gamma_s = \text{Peso específico del elemento que va a formar la coraza, en } \frac{t}{m^3}$

$S_s = \text{Densidad de sólidos, igual a } \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$

$H = \text{Altura de la ola de diseño frente a un tramo de rompeolas, en m.}$

$\theta = \text{Ángulo del talud de la estructura con respecto a la horizontal, en grados.}$

$K_D$  = *Coefficiente de estabilidad*.

Para la selección del coeficiente de estabilidad, hay que tomar en cuenta las siguientes variables:

1. Forma de los elementos que constituyen la escollera o el rompeolas, es decir, rocas o elementos artificiales, como son para este caso los dolos
2. Número de unidades que forman el espesor de la coraza; generalmente se utilizan dos capas.
3. Manera de colocar los elementos, al azar o acomodados.
4. Tipo de ola que incide sobre la estructura: rompiente o no rompiente.
5. Parte de la estructura que se está diseñando, cuerpo o morro.
6. Ángulo que forma el talud con respecto a la horizontal.
7. Porcentaje de daño aceptado al actuar el oleaje de diseño.

En la siguiente tabla se indican los valores del  $K_D$  y en ellos se considera un posible daño entre 0 y 5 por ciento.

TIPO DE ELEMENTOS EN LA CORAZA	n (1)	COLOCACION	CUERPO DE LA ESCOLLERA $K_D$		MORRO DE LA ESCOLLERA $K_D$		TALUD cot $\theta$
			OLA ROMPIENTE	OLA NO ROMPIENTE	OLA ROMPIENTE	OLA NO ROMPIENTE	
Roca de cantera lisa y redondeada	2	Azar	2,1	2,4	1,7	1,9	1.5 a 3.0
Lisa y redondeada	>3	Azar	2,8	3,2	2,1	2,3	"5"
Rugosa y angulosa	1	Azar	"2"	2,9	"2"	2,3	"5"
Rugosa y angulosa	2	Azar	3,5	4	2,9	3,2	1,5
					2,5	2,8	2
					2	2,3	3
Rugosa y angulosa	3	Azar	3,9	4,5	3,7	4,2	
					2	Especial	4,8
Tetrápodo y Cuadrípodo	2	Azar	7,2	8,3	5,9	6,6	1,5
					5,5	6,1	2
					3,7	4,1	3
Tribar	2	Azar	9	10,4	8,3	9	1,5
					7,8	8,5	2
					7	7,7	3
<b>Dolos</b>	<b>2</b>	<b>Azar</b>	<b>22 "6"</b>	<b>25 "6"</b>	<b>15</b> <b>13,5</b>	<b>16,5</b> <b>15</b>	<b>2 "7"</b> <b>3</b>
Cubo modificado	2	Azar	6,8	7,8		5	"5"
Hexápodo	2	Azar	8,2	9,5	5	7	"5"
Tribar	1	Uniforme	12	15	7,5	9,5	"5"

**Tabla 2.7 Valores recomendados de  $K_D$  para determinar el peso de los elementos de coraza.**

**Fuente: CFE, 1984.**

"1" Número de elementos de la capa de coraza.

"2" El uso de una capa de coraza formada con un solo elemento de roca sujeta a olas rompientes no es recomendada y sólo bajo condiciones especiales para olas no rompiente

"3" Colocación especial con el eje longitudinal de la roca puesto en dirección perpendicular al paramento de la escollera.

"4" Aplicable a taludes comprendidos entre 1.5:1 y 5:1

"5" Hasta no tener más información disponible acerca de la variación de  $K_D$  con respecto al talud, el  $K_D$  deberá limitarse a taludes comprendidos entre 1.5:1 y 3:1

"6" Datos disponibles únicamente para taludes 2:1

"7" Pendientes mayores de 2:1 no son recomendables en la actualidad.

[Carver y Heimbaugh, 1989; CEM, 2005] proponen una ecuación (*ver ecuación 2.24*) para determinar la estabilidad del morro de un rompeolas, tal estudio lo hicieron utilizando rocas y dolos, también hicieron incidir oleaje monocromático sobre la estructura.

Además de que la mayoría del oleaje incidente sobre la estructura es oleaje irregular y en algunos casos se presenta oleaje regular, el oleaje es rompiente y no rompiente y los ángulos de incidencia del oleaje que fueron utilizados son: 0°, 45°, 90°, y 135°, nótese que el ángulo 0° en su cresta es perpendicular al cuerpo de la estructura.

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = A\xi^2 + B\xi + C_c \dots \dots 2.24$$

Donde:

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

$H$  = Altura de ola característica

$D_{n50}$  = Longitud del cubo equivalente a una roca mediana

$\rho_s$  = Densidad específica de la roca

$\rho_w$  = Densidad específica del agua

$$\Delta = \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1$$

$L$  = Longitud de la ola cuando esta toca el pie de la estructura, se mide localmente

$\alpha$  = Pendiente que tienen las unidades de coraza respecto a la estructura

$A, B, C_c$  = Coeficientes empíricos

Para la obtención de los coeficientes empíricos, estos investigadores proponen la utilización de la **tabla 2.8**:

TIPO DE CORAZA	A	B	$C_c$	PENDIENTE	RANGO DE $\xi$
Roca	0.272	-1.749	4.179	1.5H	2.1 – 4.1
Roca	0.198	-1.234	3.289	2.0H	1.8 – 3.4
Dolo	0.406	-2.800	6.881	1.5H	2.2 – 4.4
Dolo	0.840	-4.466	8.244	2.0H	1.7 – 3.2

**Tabla 2.8 Coeficientes empíricos para rocas y dolos.**

Fuente: CEM, 2005.

### II.4.1.2 CON OLEAJE IRREGULAR

En [1992, Burcharth y Lui] proponen una ecuación (*ver ecuación 2.25*) para calcular el número de daño en rompeolas que tienen por corazas dolos, mediante el concepto de oleaje irregular y es válida para condiciones de oleaje rompiente y no rompiente, dos capas de dolos colocadas aleatoriamente con un talud de 1:1.5. Además de:

$$0.32 < r < 0.42$$

$$0.61 < \varphi < 1$$

$$1\% < D < 15\%$$

$$2.49 < \xi_0 < 11.7$$

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = (47 - 72r)\varphi_{n=2} D_n^{\frac{1}{3}} N_z^{-0.1} \quad \text{ó} \quad \dots \dots \dots 2.25$$

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = (17 - 26r)\varphi_{n=2}^{2/3} N_{od}^{1/3} N_z^{-0.1}$$

Donde:

$N_s$  = Número de estabilidad

$H_s$  = Altura de ola significativa en el frente del rompeolas

$\rho_s$  = Densidad específica del concreto

$\rho_w$  = Densidad específica del agua

$$\Delta = \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1$$

$D_n$  = Longitud del cubo equivalente ó longitud del cubo con el mismo volumen de un dolo

$r$  = Relación de cintura del dolo

$\varphi$  = Densidad de embalaje

$D$  = Número de unidades relativas dentro de los niveles SWL  $\pm 6.5 D_n$  desplazado a una altura  $h$  del dolo o más, por ejemplo para 2% de desplazamiento  $D = 0.02$

$N_{od}$  = Número de unidades desplazadas dentro de una franja de un ancho

*equivalente a la longitud del cubo  $D_n$*

$N_z =$  Número de olas. Para  $N_z \geq 3,000$  olas usar  $N_z = 3,000$  olas

## **II.5 PAÍSES QUE TIENEN EN SUS ROMPEOLAS DOLOS POR CORAZA.**

Dentro de los países que tienen en sus obras de protección dolos por coraza se tienen:

1.- Sudáfrica

Nombre del Puerto: Este de Londres

Año de construcción de la obra de protección: 1964

Tipo de estructura: Escolleras

Tipo de Construcción: Original

Longitud: 1, 245 m

Peso del dolo: 18 toneladas



**Figuras 2.13 y 2.14 Puerto y parte de las escolleras del Puerto de Este de Londres.  
Fuente: Google earth, 2009.**

En el Puerto del Este de Londres (*ver figuras 2.13 y 2.14*) fue donde se utilizó en 1966, por primera vez la unidad prefabricada de concreto llamada dolo.

A causa de que una fuerte tormenta azotara al puerto, destrozando más del 60% del rompeolas.

Nombre del Puerto: Bahía Richard (*ver figuras 2.15 y 2.16*).

Año de construcción de la obra de protección: 1973

Tipo de estructura: Rompeolas

Tipo de Construcción: Original

Longitud: 1,690 m

Peso del dolo: 20 toneladas



**Figuras 2.15 y 2.16 Puerto y parte del rompeolas del Puerto Bahía Richard.**  
Fuente: Google earth, 2009.

Nombre del Puerto: Durban (*ver figuras 2.17 y 2.18*).

Año de construcción de la obra de protección: 1982

Tipo de estructura: Rompeolas

Tipo de Construcción: Original

Longitud: 1,035 m

Peso del dolo: 20 toneladas



**Figuras 2.17 y 2.18 Puerto y parte del rompeolas del Puerto Durban.**  
Fuente: Google earth, 2009.

Nombre del Puerto: Elizabeth (*ver figuras 2.19 y 2.20*)

Año de construcción de la obra de protección: 1978

Tipo de estructura: Rompeolas

Tipo de Construcción: Original

Longitud: 1,800 m

Peso del dolo: 10 toneladas



**Figuras 2.19 y 2.20 Puerto y parte del rompeolas del Puerto Elizabeth.  
Fuente: Google earth, 2009.**

Nombre del Puerto: Ciudad del Cabo (*ver figuras 2.21 y 2.22*)

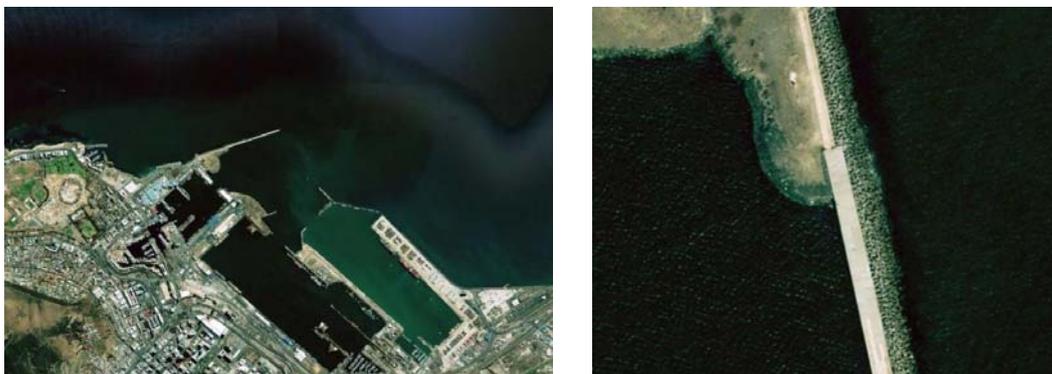
Año de construcción de la obra de protección: 1988

Tipo de estructura: Rompeolas

Tipo de Construcción: Original

Longitud: 1,800 m

Peso del dolo: 25 toneladas



**Figuras 2.21 y 2.22 Puerto y parte del rompeolas del Puerto de Ciudad del Cabo.  
Fuente: Google earth, 2009.**

## 2.- Estados Unidos

En Hawái se encuentran los siguientes puertos:

Nombre del Puerto: Bahía de Pohoiki (*ver figuras 2.23 y 2.24*)

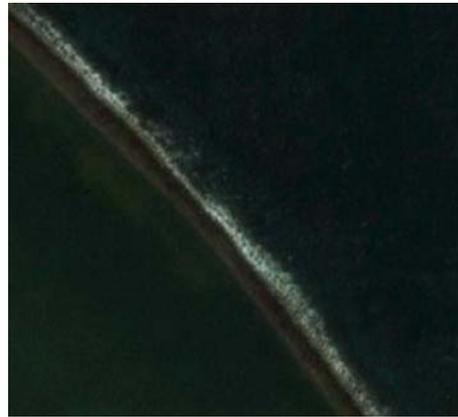
Año de construcción de la obra de protección: 1979

Tipo de estructura: Rompeolas

Tipo de Construcción: Original

Longitud: 2, 904 m

Peso del dolo: 6 toneladas



**Figuras 2.23 y 2.24 Puerto y parte del rompeolas de la Bahía de Pohoiki.  
Fuente: Google earth, 2009.**

Nombre del Puerto: Puerto de Nawiliwili (*ver figuras 2.25 y 2.26*).

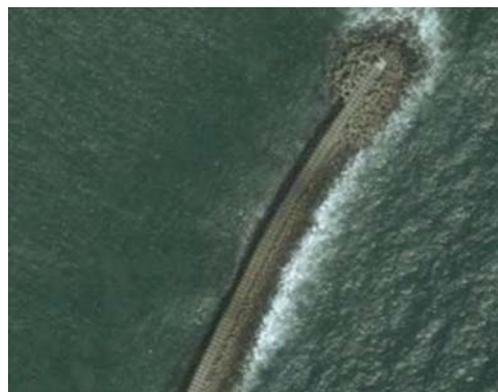
Año de construcción de la obra de protección: 1977

Tipo de estructura: Rompeolas

Tipo de Construcción: Rehabilitación

Longitud: 624 m

Peso del dolo: 11 toneladas



**Figuras 2.25 y 2.26 Puerto y parte del rompeolas del Puerto de Nawiliwili.  
Fuente: Google earth, 2009.**

Nombre del Puerto: Puerto de Kahului (*ver figuras 2.27 y 2.28*).

Año de construcción de la obra de protección: 1977

Tipo de estructura: Rompeolas este y oeste

Tipo de Construcción: Rehabilitación

Longitud: 1548 m

Peso del dolo: 20 a 30 toneladas



**Figuras 2.27 y 2.28 Puerto y parte del rompeolas del Puerto de Kahului.  
Fuente: Google earth, 2009.**

Nombre del Puerto: Bahía de Humboldt (*ver figuras 2.29 y 2.30*)

Año de construcción de la obra de protección: 1971 - 1972

Tipo de estructura: Escolleras norte y sur

Tipo de Construcción: Rehabilitación

Longitud: 1,682 m

Peso del dolo: 42 a 43 toneladas



**Figuras 2.29 y 2.30 Puerto y parte del rompeolas del Puerto de la Bahía de Humboldt.  
Fuente: Google earth, 2009.**

La rehabilitación se llevó a cabo utilizando dolos en el morro de las escolleras dando por concluida la construcción de la obra de protección.

Nombre del Puerto: Estuario de Manasquan (*ver figuras 2.31 y 2.32*).

Año de construcción de la obra de protección: 1980

Tipo de estructura: Escollera

Tipo de Construcción: Rehabilitación

Longitud: 287 m

Peso del dolo: 16 toneladas



***Figuras 2.31 y 2.32 Estuario y parte de la escollera del Estuario de Manasquan.  
Fuente: Google earth, 2009.***

Cabe hacer notar que la obra de protección de este estuario, son encontrados los dolos en el morro de la escollera.

Nombre del Puerto: Crescent City (*ver figuras 2.33 y 2.34*).

Año de construcción de la obra de protección: 1957

Tipo de estructura: Rompeolas

Tipo de Construcción: Original

Longitud: 1,128 m

Peso del tetrápodo: 25 toneladas



**Figuras 2.33 y 2.34 Puerto y parte de rompeolas del Puerto de Crescent City.  
Fuente: Google earth, 2009.**

Posteriormente en 1974 se llevo a cabo una rehabilitación en el rompeolas utilizando dolos con un peso de 40 t. [Shore Protection Manual, 1984]

En 1985 se realizo una nueva rehabilitación con dolos en el rompeolas de 42 t. [Coastal Engineering, 2002].

### 3.- Japón

Nombre del Puerto: Kametoku (*ver figuras 2.35 y 2.36*).

Año de construcción de la obra de protección: 1988

Tipo de estructura: Rompeolas

Tipo de Construcción: Original

Longitud: 1,800 m

Peso del dolo: 50 toneladas



**Figuras 2.35 y 2.36 Puerto y parte de rompeolas del Puerto de Kametoku.  
Fuente: Google earth, 2009.**

De del Nombre del Puerto: Naha (*ver figuras 2.37 y 2.38*).

Año de construcción de la obra de protección: 1980

Tipo de estructura: Rompeolas

Tipo de Construcción: Original

Longitud: 5,639 m

Peso del dolo: 40 toneladas

Cabe hacer notar que el rompeolas está conformado de una batería de tres rompeolas principales encargados de la protección del puerto y que los dolos se encuentran ubicados en los morros y en las deflexiones de los rompeolas (*ver figuras 2.37 y 2.38*).



**Figuras 2.37 y 2.38 Puerto y parte de rompeolas del Puerto de Naha.  
Fuente: Google earth, 2009.**

#### 4.- México

En nuestro país actualmente se tienen en funcionamiento dos estructuras, las cuales son supervisadas y controladas por la Comisión Federal de Electricidad (CFE), que no precisamente cumplen con las funciones requeridas de un rompeolas o una escollera. Estas estructuras llamadas obras de toma cumplen con la función principal de encausar el agua que se utiliza en el sitio de enfriamiento de la termoeléctrica.

Estas plantas termoeléctricas se encuentran ubicadas en los estados de Veracruz y Baja California Norte.

La primera llamada Termoeléctrica Adolfo López Mateos fue construida en 1984, siendo concluida la obra de toma en 1991, en el Municipio de Tuxpam Rodríguez de Cano, Veracruz. Actualmente tiene una capacidad instalada de generación de energía eléctrica de 535 mw (*ver figura 2.39*).



**Figuras 2.39 Termoeléctrica Adolfo López Mateos.**  
**Fuente: Google earth, 2009.**

En la obra de toma (escolleras) se encuentran actualmente dolos en la coraza de las escolleras, con un peso que varía de 6 a 7 t (*ver figura 2.40*).



**Figuras 2.40 Obra de toma de la Termoeléctrica Adolfo López Mateos.**  
**Fuente: Google earth, 2009.**

Cabe destacar que se realizó una visita a la Termoeléctrica de Tuxpam, con el motivo de asegurarse de que existieran en la obra de toma dolos en la coraza de las escolleras.

La segunda es la Central Termoeléctrica de Rosarito, también conocido como Playas de Rosarito, fue construida en 1990, siendo concluida la obra de toma en el mismo año, se encuentra ubicada en el Municipio de Rosarito, Baja California Norte. Actualmente tiene una capacidad instalada de generación de energía eléctrica de 600 mw (*ver figura 2.41*).



**Figuras 2.41 Central termoeléctrica de Rosarito.**  
**Fuente: Google earth, 2009.**

En la obra de toma (escolleras) se encuentran actualmente dolos en la coraza de las escolleras, con un peso que varía de 6 a 7 t (ver figura 2.42).



**Figuras 2.42 Obra de toma de la central termoeléctrica de Rosarito.**  
**Fuente: Google earth, 2009.**

**CAPÍTULO III.****OBJETIVOS E HIPÓTESIS.****III.1 OBJETIVOS.**

Los objetivos planteados en el presente trabajo de investigación son los siguientes:

1. Investigar, analizar y estudiar la estabilidad de un rompeolas que tiene por coraza dolos, a través de la investigación del estado del arte, para poder tener un mejor entendimiento del caso de estudio.
2. Construir un modelo físico reducido de una obra de protección que nos permita aplicar la metodología propuesta con el fin de poder comprobar la hipótesis.
3. Con el modelo, su experimentación y el análisis de resultados, validar la fórmula de diseño de rompeolas de dolos bajo el concepto de oleaje irregular.

### **III.2 HIPÓTESIS.**

El empleo de modelos físicos ha permitido obtener soluciones a diferentes problemas hidráulicos tanto costeros como portuarios, ya que en la naturaleza los fenómenos llegan a ser tan complejos que es necesario emplear técnicas experimentales, para la obtención de soluciones prácticas y confiables.

Por lo anterior se establece la siguiente hipótesis de partida de nuestra investigación:

***A través de un estudio experimental en un modelo físico reducido se puede realizar la validación de una fórmula de diseño de rompeolas con dolos bajo el concepto de oleaje irregular.***

**CAPÍTULO IV.****METODOLOGÍA.**

1. Recopilación, revisión, clasificación y análisis de la bibliografía existente sobre el fenómeno de investigación.
2. Acondicionamiento del canal de oleaje angosto y mantenimiento del equipo a utilizar ubicado en el Laboratorio de Ingeniería Hidráulica de la ESIA- UNIDAD, ZACATENCO del Instituto Politécnico Nacional, con la finalidad de tener las condiciones propicias para simular el fenómeno de estudio.
3. Comprensión del funcionamiento del generador de oleaje irregular y el equipo de medición.
4. Construcción de un modelo físico reducido, el cual consistió en una sección trapecial de un rompeolas superficial permeable a talud dentro del canal de oleaje angosto.
5. Calibración del modelo.
6. Realización de los ensayos que permitieron observar y analizar los movimientos y desplazamientos de los dolos.
7. Análisis y procesamiento de los resultados producto de los ensayos, a través del software con que cuenta el equipo.
8. Validación de la ecuación de diseño de rompeolas con dolos bajo el concepto de oleaje irregular.
9. Formulación de conclusiones y recomendaciones.

## **CAPITULO V.**

### **MODELACIÓN FÍSICA HIDRÁULICA.**

#### **V.1 GENERALIDADES DE LA MODELACIÓN HIDRÁULICA.**

La modelación a escala reducida se puede definir como la máxima representación de un fenómeno dado, utilizando como ayuda, la tecnología de instrumentos de medición y equipos generadores de fenómenos a escala. Logrando con esto un alto grado de certidumbre con respecto a lo que pueda ocurrir en el prototipo, obteniéndose resultados en aspectos de funcionalidad, estabilidad y economía de la estructura que intervendrá en el fenómeno.

El empleo de un modelo hidráulico implica establecer un programa definido de investigación experimental sobre todas las variables que intervienen, en forma particular o en grupo.

Partiendo de la necesidad de ejecutar trabajos experimentales sobre algún problema en particular, es recomendable planear dicha experimentación, en la cual se determinan, ordenan y analizan, en forma adecuada, todos los aspectos que integran esta actividad para cumplir los objetivos en el menor tiempo, con la máxima exactitud y el menor costo. Lo anterior hace posible eliminar, en muchas ocasiones, gastos infructuosos; de otra manera solo hasta el final el investigador se da por enterado que los datos no contienen suficiente información, la metodología empleada no fue la apropiada, o bien, algunos factores fueron ignorados.

Puesto que de la experimentación es una forma de resolver un problema de forma científica, es por tanto un tipo de investigación y una forma del método científico, cuya definición versa en el conjunto de reglas que señalan el procedimiento para llevar a cabo una investigación cuyos resultados sean aceptados como válidos por la comunidad científica. Así, la metodología de un trabajo experimental permite establecer relaciones empíricas entre variables, o comprobar la veracidad de una hipótesis, ley o modelo, por medio de un experimento controlado. Es decir, controlar las variables que intervienen en el problema en forma planeada previamente, con la posibilidad de repetir el experimento y, por tanto, reproducir iguales resultados bajo las mismas condiciones.

Para asegurar el mejor resultado de la aplicación de un modelo físico reducido, deben cumplirse las siguientes reglas:

- a) Identificar y definir el objeto de la investigación o problema.- Aquí se establece el conjunto de factores que intervienen en el problema y la forma en que lo hacen.

- b) Planteamiento de la hipótesis de trabajo.- Este concepto implica definir la forma de cómo resolver el problema de estudio.
- c) Decisión del experimento.- Este concepto considera el aspecto financiero y su duración; incluyendo la disponibilidad de los recursos humanos, instalaciones y equipo que determinará la decisión de realizar el experimento.
- d) Construcción del modelo.- Con base en las variables seleccionadas que intervienen en el problema, establecidos los rangos y exactitud de los valores de los datos de cada variable, tamaño y número de las mediciones, se seleccionará el tipo y tamaño de las instalaciones y equipo de medición para que se construya o adquiera en el mercado. Se especifican los materiales y las normas de seguridad que se deben de seguir durante la operación del equipo, así como el control de los registros de datos y del experimento en general.
- e) Realización del experimento.- Inicialmente, se procede a calibrar el equipo y a efectuar ensayos de prueba o verificación, efectuándose las modificaciones necesarias, incluyendo el procedimiento y el equipo utilizado. A continuación, se efectúa el programa de ensayos y se registra la información generada.
- f) Análisis de la información.- Aquí se establecen los métodos de procesamiento de la información y el análisis de los resultados, presentándolos en formatos adecuados, donde la relación entre las variables sea explícita y fácil de utilizar.
- g) Conclusiones.- Del análisis de la información procesada se debe de dar respuesta a las preguntas originalmente planteadas, indicar si la hipótesis es válida o no, si hay preguntas sin respuestas, o si se crearon nuevas teorías o hipótesis a comprobar.
- h) Informe.- Es la publicación parcial o total de los trabajos sucesivos del experimento terminados puntalmente según lo estimado, conteniendo la definición del problema, procedimiento experimental, resultado y conclusiones. Es importante que el informe se escriba en lenguaje técnico accesible y explícito, sin dar a lugar confusiones.

[Vergara, 1993].

También este tipo de modelos tienen ventajas y desventajas las cuales se enuncian a continuación:

Los modelos físicos construidos y operados en una escala reducida ofrecen una buena alternativa para examinar diferentes tipos de fenómenos que se presentan más allá de nuestra habilidad analítica. Dalrymple, 1985, indicó cuatro ventajas que se obtienen al emplear modelos hidráulicos para representar procesos cercanos a las obras de protección:

1. En los modelos físicos se integran las ecuaciones apropiadas y no requieren las simplificaciones realizadas en los modelos analíticos.
2. El tamaño reducido de los modelos, permite de manera más sencilla la recopilación de datos a un menor costo.
3. El grado de control experimental, permite simular condiciones variadas que se encuentran en el ambiente a la conveniencia del investigador.
4. Tiene la factibilidad de obtener una realimentación visual del modelo.

Le Méhauté, 1990 planteó seis razones para seguir utilizando modelos físicos reducidos para estudiar y resolver problemas de ingeniería portuaria [Hughes, 1993].

1. La tecnología para modelar a escala permite que el costo sea mínimo, considerando el tamaño y magnitud de los proyectos marítimos, así mismo, los modelos físicos hidráulicos agregan certeza y credibilidad a los estudios.
2. Las nuevas técnicas de experimentación en laboratorio siempre serán una de las herramientas más útiles en la ingeniería marítima.
3. Las nuevas técnicas para el procesamiento de datos permite el tratamiento de una gran cantidad de ellos, y por tanto, las relaciones más complejas entre más variables del proceso pueden ser establecidas.
4. Los modelos físicos pueden ser controlados mediante computadoras, permitiendo la reproducción de las condiciones de frontera más complejas.
5. Los modelos físicos a menudo dan la oportunidad de controlar y medir la física en un ambiente controlado.
6. El contacto físico con el elemento líquido es la mejor forma para el descubrimiento intuitivo. El modelo físico demuestra visualmente y con credibilidad, lo que acontece en la experimentación.

Pero aun así dentro de todas las ventajas enunciadas anteriormente, es necesario tener en consideración que no siempre en un modelo sale todo lo planeado, ya que el modelo posee inconvenientes que deben ser tomados en cuenta [Hughes, 1993].

1. Los efectos de escala que ocurren en modelos que son muy pequeños en relación al prototipo, pues no son posibles de simular todas las variables importantes.
2. Los efectos creados y provocados en el laboratorio pueden influir en el proceso de simulación hasta el punto de llegar a una aproximación inadecuada.
3. Excepto en casos extraordinarios, los modelos físicos son más costosos de operar que los modelos numéricos.

Tomando en cuenta lo anterior y aplicándolo a un problema específico, como en el caso de ejecutar un trabajo experimental sobre un modelo hidráulico, a continuación se presentan las consideraciones principales para el diseño del mismo.

Se inicia estableciendo en forma amplia el tipo de problema a estudiar y, de acuerdo a las limitaciones de espacio, presupuesto, instalaciones y equipo, materiales y personal, se determina lo siguiente: tipo de modelo, selección de escalas, tipo de rugosidades y material del fondo [Vergara, 1995].

Existen dos tipos de modelos hidráulicos uno de fondo fijo y otro de fondo móvil.

Los primeros son empleados para reproducir fenómenos en donde la variación de niveles y las velocidades del flujo son parámetros determinantes, llevar a cabo estudios de oleaje, corrientes o algún otro fenómeno hidrodinámico que sea similar en el laboratorio bajo circunstancias controladas, también se utilizan para estudiar las fuerzas hidrodinámicas de los cuerpos sólidos (pilas, rompeolas, etc.). Los modelos de fondo fijo tienen fronteras sólidas que no permiten que sean modificados progresivamente por los procesos hidrodinámicos que se presentan en el modelo. Cabe aclarar que el estudio que se llevo a cabo y que es redactado en esta tesis consistió de un modelo de este tipo.

Los modelos de fondo móvil utilizan un material que puede reaccionar cuando se presentan las fuerzas hidrodinámicas, otra característica de este tipo de modelos es que pueden ser a corto plazo o a largo plazo, y se emplean para estudiar los problemas relacionados con la estabilización de playas, comportamiento del oleaje, corrientes y mareas dentro del recinto portuario y la estabilización de las obras de protección. [Vergara, 1993], [Hughes, 1993].

**V.2 CONDICIONES DE SIMILITUD Y ANÁLISIS DIMENSIONAL.**

El uso de los modelos físicos reducidos, llamados simplemente modelos hidráulicos, implica que estos deben ser semejantes al prototipo, para lo cual debe satisfacerse las leyes de similitud geométrica, cinemática y dinámica, que en conjunto relacionan las magnitudes físicas homólogas definidas entre ambos sistemas, el prototipo  $A_p$  y el modelo  $A_m$ .

La similitud geométrica con la que se puede llegar a definir lados, superficies y volúmenes homólogos, entre otras, mismos que resulta en una relación constante para cualquier longitud  $L$ , la cual resulta ser  $\frac{L_p}{L_m} = E_L$ , llamada escala de líneas o de longitudes.

Cuando existe una comparación entre  $A_p$  y  $A_m$  con respecto a un movimiento, entonces se establece la similitud cinemática, y que se cumple cuando la forma de los patrones de flujo homólogos son iguales en cualquier tiempo, es decir, hay similitud de movimiento de los sistemas; por lo que la relación de velocidades en puntos homólogos debe ser constante  $\frac{V_p}{V_m} = E_v$ , llamada escala de velocidades, mientras que  $\frac{T_p}{T_m} = E_T$ , llamada escala de tiempos. Pero como puede observarse, es un requisito que la similitud geométrica se cumpla para que se logre la similitud cinemática.

Pero el movimiento del fluido tanto en el modelo como en el prototipo, para que sea similar en forma completa, se necesita considerar la acción de fuerzas sobre las partículas del fluido, tales como fricción, tensión superficial, de gravedad o peso, de inercia, de coriolis, etc., lo que manifiesta que la relación de fuerzas homólogas sea un factor constante en todo el sistema, es decir, existe similitud dinámica, por tanto:

$$\frac{F_{\sigma p}}{F_{\sigma m}} = \frac{F_{\tau p}}{F_{\tau m}} = \frac{F_{gp}}{F_{gm}} = \frac{F_{lp}}{F_{lm}} = \frac{F_{C1}}{F_{C2}} + E_F \dots \dots \dots .5.1$$

Si en un experimento modelo se pueden crear las mismas razones geométricas y de fuerza que ocurren en la unidad a escala completa, entonces la solución adimensional para el modelo es válida también para el prototipo. Frecuentemente como se verá, no es posible tener todas las razones iguales en el modelo y el prototipo. Entonces se trata de planear la experimentación de manera tal que las razones de fuerza dominantes sean tan iguales como sea posible. Los resultados que se obtienen con tal modelo incompleto son a veces suficientes para describir el fenómeno con el detalle que se desea.

Al aplicar el teorema Pi, fueron obtenidos cuatro parámetros  $\pi$  los cuales son el producto de las variables físicas, y que son definidas como el número de variables físicas que intervienen en un fenómeno menos el número de magnitudes físicas fundamentales, las cuales son las siguientes:

El parámetro  $\pi_1$ ; relaciona a la longitud de la ola en aguas profundas y a la altura de la ola incidente, siendo esto el inverso de la relación de esbeltez.

$$\pi_1 = \frac{L_0}{H_l} \dots \dots 5.2$$

El parámetro  $\pi_2$ ; relaciona las fuerzas de inercia y las de gravedad.

$$\pi_2 = \frac{T^2 g}{H_l} \dots \dots 5.3$$

El parámetro  $\pi_3$ ; relaciona a las fuerzas de inercia con las fuerzas viscosas.

$$\pi_3 = \frac{T\nu}{H_l} \dots \dots 5.4$$

Y por último el parámetro  $\pi_3$ ; es una variable física la cual está en función de la pendiente del rompeolas.

$$\pi_4 = \alpha \dots \dots 5.5$$

Por lo tanto  $Ev \neq 1$ , lo que nos quiere decir que el fluido en el modelo es diferente al fluido en el prototipo, entonces para que se cumpla la condición de similitud de Reynolds y Froude, es necesario que las viscosidades tanto como el modelo como el prototipo sean diferentes, pero considerando que en la naturaleza el oleaje es propagado debido a la fuerza de gravedad, y sabiendo que los efectos de la fuerza de viscosidad son mínimos y que el fluido es el mismo tanto en el modelo como el prototipo, la condición a cumplir es la Froude, por la razón de que el número de Reynolds no es considerado una condición de similitud para este caso. Por lo que, solo se verificará que el flujo esté trabajando como flujo turbulento.

### **V.3 SELECCIÓN DE ESCALAS.**

Para la selección de la escala de líneas (horizontal y vertical), se buscará siempre que el modelo sea lo más grande posible, tomando en consideración que el efecto de escala sea el menor posible; este efecto es la diferencia resultante entre las condiciones del modelo y el prototipo causada por la imposibilidad práctica de lograr que actúen simultáneamente todas las fuerzas en el modelo, o sea que al no conseguir la semejanza dinámica total entre el modelo y el prototipo, y la dificultad de realizar las mediciones cuando se construye el modelo a una escala demasiado pequeña, causan errores que se denominan efectos de escala, que para oleaje con periodos cortos son más importantes aquellos debidos a la tensión superficial, fricción interna y la fricción con el fondo en la capa límite, mismos que tienden a amortiguar el oleaje.

A sí entonces para representar el fenómeno a reproducir en los ensayos, en éste caso la estabilidad de la coraza (dolos) sobre el talud lado mar del rompeolas bajo la acción del oleaje, se propuso un modelo sin distorsión (escala de líneas vertical y horizontal iguales) y de fondo fijo.

Las fuerzas que imperan en el fenómeno de estudio son las gravitacionales y de inercia, por lo tanto la condición de similitud a reproducir es la de Froude. Con base a lo anterior, en los ensayos preliminares y tomando en cuenta las características de los oleajes y niveles a reproducir en las pruebas, se seleccionó una escala de líneas que varía de 1:20 a 1:60 para un modelo de fondo fijo y sin distorsión.

En este caso en el canal de oleaje intervienen directamente con la selección de escalas, pues está limitado por su geometría y por los requerimientos del generador de oleaje, por lo que no se puede construir un modelo sin que se presenten efectos de escala, teniendo que evitar dentro de lo posible que se vean afectados los resultados de los ensayos. El efecto de escala se puede definir como la resultante entre las condiciones del modelo y el prototipo, causadas por la imposibilidad práctica de lograr que se simulen simultáneamente todas las fuerzas del prototipo en el modelo.

En base a lo anterior se propuso para el desarrollo de este modelo una escala de líneas de 1:40 y por lo tanto en función de la ley de similitud que gobierna al modelo y a la escala de líneas se obtuvieron las siguientes relaciones de escala (*ver tabla 5.1*).

TIPO DE ESCALA	NOTACION	RELACIÓN	ESCALAS
<b>Escalas de líneas horizontales</b>	$E_{LH}$	$E_x$	40.00
<b>Escalas de líneas verticales</b>	$E_{LV}$	$E_y = E_x$	40.00
<b>Escala de longitudes de onda</b>	$E_L$	$E_L = E_x$	40.00
<b>Escala de alturas de ola</b>	$E_H$	$E_H = E_x$	40.00
<b>Escala de periodos de ola</b>	$E_T$	$E_T = \sqrt{E_x}$	6.32
<b>Escala de celeridades de ola</b>	$E_C$	$E_C = \sqrt{E_x}$	6.32
<b>Escala de fuerzas</b>	$E_F$	$E_F = E_x^3$	64000.00
<b>Escala de pesos</b>	$E_W$	$E_W = E_x^3$	64000.00

**Tabla 5.1 Escalas utilizadas durante le modelación física.**

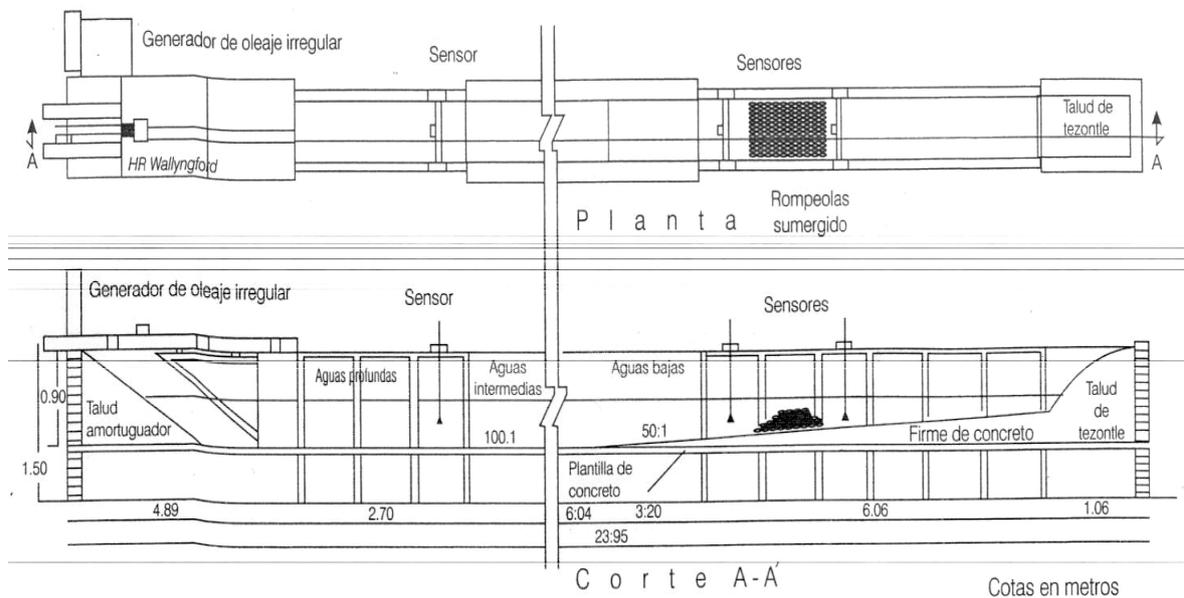
**V.4 INSTALACIÓN Y EQUIPO.**

La modelación física se llevo a cabo en las instalaciones del Laboratorio de Ingeniería Hidráulica de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Unidad Zacatenco (*ver figura 5.1*).



**Figura 5.1 Fachada del Laboratorio de Ingeniería Hidráulica.**

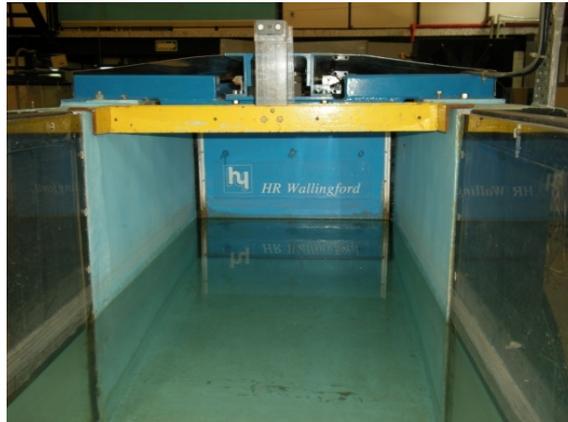
Dentro del laboratorio se encuentra un canal de oleaje angosto construido con paredes de concreto y paredes de acrílico, con las siguientes dimensiones; 24.45 m de longitud aproximada, 0.66 m de ancho aproximadamente y 0.90 m de profundidad aproximada (*ver figura 5.2*).



**Figura 5.2 Vista en planta y corte del canal de oleaje angosto.**

El canal cuenta en uno de sus extremos con un generador de oleaje, el cual es capaz de reproducir oleaje regular e irregular, con una paleta de tipo pistón de movimiento traslacional accionado mediante un gato hidráulico, cuyo control se

efectúa por procedimientos electrónicos controlados por computadora (*ver figura 5.3*).



**Figura 5.3 Vista de la paleta tipo pistón.**

Para la operación del generador de oleaje, el equipo cuenta con un software llamado WAVEGEN, el cual permite la simulación de condiciones de mar de una manera flexible y variada. El programa genera oleaje irregular utilizando dos métodos; El primero llamado Ruido Blanco Filtrado (Filtered White Noise Generator) y el segundo llamado método de Fourier (Fourier Method Wave Generator). Antes de ser generado un cierto tipo de oleaje irregular, se requiere que a través del mismo programa de cómputo, sean generados archivos de las señales de oleaje a ser reproducidas, para lo anterior el programa cuenta con las siguientes funciones (*ver figura 5.4*):

1. Generación de señales de oleaje de ruido blanco filtrado de registro simple (Filtered White Noise Sea State).
2. Generación de señales de oleaje de ruido blanco filtrado de registro múltiple (Filtered White Noise Sea State).
3. Generación de señales de oleaje de Fourier (Fourier Sea State).

Para cualquiera de las opciones antes mencionadas, se pueden utilizar los siguientes espectros de oleaje

1. Espectro de JONSWAP.
2. Espectro de Pierson-Moskowitz.
3. Espectro del Congreso Internacional de Estructuras de Barco (ISSC).

4. Espectro del Congreso Internacional de Remolque de Buques Tanque. (ITTC).
5. Espectro de oleaje BTTP.
6. Espectro de oleaje costera Darbyshire.
7. Espectro de oleaje oceánico Darbyshire.
8. Espectro de oleaje de Numann.



**Figura 5.4 Equipos de cómputo para control del generador y de medición de oleaje.**

Para el desarrollo de este trabajo se utilizó el espectro de Pierson-Moskowitz, puesto que es el espectro idóneo para condiciones de fetch largo que se presentan en las costas mexicanas.

El software cuenta con una opción de secuencias definidas por el usuario, el cual permite que sean utilizados datos de oleaje medidos en campo contenidos en un archivo.

Para medir el oleaje incidiendo sobre la estructura (rompeolas), se colocaron dos sensores de oleaje de tipo capacitivo para medir el oleaje en aguas profundas (pie del generador), en las cercanías de la estructura (oleaje incidente). Las señales analógicas transmitidas por los sensores de oleaje, se amplificaron a través de un ológrafo, para luego enviarse a un convertidor de señales A/D (analógico/digital) con que cuenta el equipo de cómputo; ya digitalizadas se analizaron con un programa de cómputo y se enviaron a una impresora (*ver figura 5.5*).



**Figura 5.5 Sensores de oleaje de tipo resistivo.**

El equipo cuenta con un programa de cómputo llamado HR WAVES, dicho programa se utiliza para registrar el oleaje generado, permitiendo la medición y análisis del oleaje. Este programa de cómputo tiene las siguientes opciones de aplicación:

1. Subrutina de calibración de sensores (CAL).
2. Subrutina de medición y análisis de oleaje por espectros de oleaje (SPEC).
3. Subrutina de medición y análisis de oleaje por tiempo o por número de olas (WARP).
4. Subrutina de utilerías (UTILS).
5. Subrutina de salida (EXIT).

### **V.5 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO.**

En el estudio realizado fue necesaria la construcción de un modelo físico reducido de un rompeolas superficial permeable a talud, constituido en su capa de coraza de elementos artificiales (dolos), empleando un criterio de no rebase del oleaje sobre la estructura.

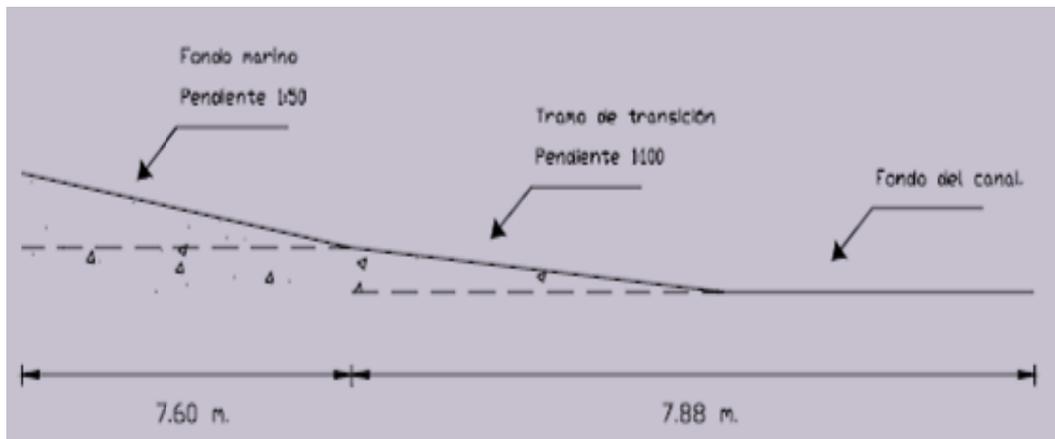
Los datos que se consideraron para la construcción del rompeolas, fueron tomados de un análisis en diferentes obras de protección con elementos artificiales de Puertos Mexicanos. Para la construcción del modelo se considero un peso de los dolos de 19 ton., la altura de la ola de diseño igual a 7.57 m., el ángulo del talud de la estructura igual a 1.5, el cual se consideró igual para el lado mar y para el lado puerto.

Para efectuar la construcción del modelo, se realizaron una serie de trabajos en el canal angosto con el fin de habilitar la instalación para el estudio. Los trabajos que se realizaron, fueron los siguientes:

Se empezó retirando el amortiguador de oleaje de pendiente simple con fibra y el tezontle que se encontraba en el extremo contrario al generador.

A continuación se procedió a demoler el perfil playero existente (firme de mortero cemento-arena), con el fin de reproducir el nuevo perfil que será utilizado durante todos los ensayos.

Se procedió a realizar el relleno (granzón) necesario para el perfil playero. Posteriormente el granzón se apisonó dándole una pendiente 1:50 en una longitud de 7.60 m de fondo marino y un tramo de transición de 7.88 m con una pendiente de 1:100 (ver figura 5.6), por último se coló un firme de mortero cemento-arena de 2.0 cm. de espesor.



**Figura 5.6 Esquema del fondo marino reproducido dentro del canal de oleaje.**

Se procedió a limpiar y pintar el canal en sus paredes y piso, y se limpiaron los acrílicos (ver figura 5.7).



**Figura 5.7 Pintando el canal.**

Después se dio mantenimiento al amortiguador de oleaje, teniendo por objeto la disminución de la reflexión del mismo. Como primer paso se limpio el tezontle, se limpio y pinto el amortiguador aplicándole primer y una aplicación de pintura de aceite de color negro (ver figuras 5.8, 5.9). Por último se colocó el amortiguador de oleaje (ver figura 5.10 y 5.11)



**Figuras 5.8, 5.9 Limpieza del tezontle, colocación del tezontle y vista final de la colocación.**



**Figura 5.10 y 5.11 Vista final de la colocación del tezontle y colocación del amortiguador de oleaje.**

Finalizada la habilitación del canal se procedió a realizar el diseño del modelo físico del rompeolas a talud aplicando un criterio de no rebase del oleaje sobre la estructura.

El diseño del rompeolas se realizó aplicando la fórmula de Burchart y Liu (1992) para rompeolas superficiales permeables con coraza de dolos bajo el concepto de oleaje irregular. De la (ecuación 2.25, CAPÍTULO II)

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = (47 - 72r)\phi_{n=2} D^{\frac{1}{3}} N_z^{-0.1}$$

Los valores de algunas de las variables de la ecuación, se encuentran limitadas a los rangos que se muestran a continuación:

$$0.32 < r < 0.42$$

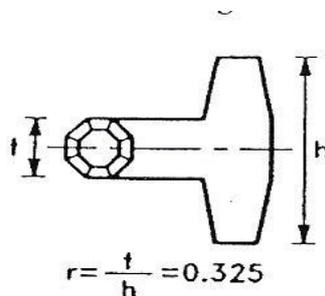
$$0.61 < \varphi < 1$$

$$1\% < D < 15\%$$

$$2.49 < \xi_0 < 11.7$$

Donde las variables toman los siguientes valores:

De la (figura 2.5, del **CAPÍTULO II**), se toma la relación de cintura ( $r$ ), igual a **0.325**, puesto que es la que se relaciona con el tipo de dolo utilizado durante el estudio.



Según él [CEM, 2005], el valor de la densidad de embalaje ( $\varphi$ ), se considera recomendable, igual a **0.83**.

El número de unidades relativas según él [CEM, 2005] dentro de los niveles de aguas tranquilas  $\pm 6.5 D_n$  desplazado a una altura  $h$  del dolo o más, se consideró **3.5%**, el cual corresponde al inicio de daño.

De la aplicación de la (ecuación A.1, de los **ANEXOS**), el parámetro de similitud de rompiente para oleaje irregular ( $\xi_0$ ), resulta 4.59.

El número de olas recomendado a utilizar en los ensayos según él [CEM, 2005] es de **3,000** olas.

$\Delta$  es obtenida de la siguiente manera:

$$\Delta = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{2240}{1000} - 1 = \mathbf{1.24}$$

De la (ecuación 2.1, del **CAPÍTULO II**), se obtiene el volumen del dolo.

$$V = \frac{W}{\rho_s} = \frac{19000}{2240} = \mathbf{8.48 m^3}$$

Al sustituir valores en la ecuación de Burchart y Liu, se tiene:

$$N_s = \frac{7.57}{1.24 D_n} = [47 - 72(0.325)][(0.83)(0.035^{1/3})(3,000^{-0.1})]$$

$$\frac{7.57}{1.24 D_n} = 2.8772$$

$$7.57 = 3.5677D_n$$

$$D_n = \frac{7.57}{3.5677} = 2.12$$

Pero se sabe que el volumen de un cubo es:  $V = L^3$ ; sustituyendo la longitud del cubo equivalente ( $D_n$ ) por uno de los lados del cubo ( $L$ ); resulta:

$$V = L^3 = 2.12^3 = 9.52 \text{ m}^3$$

Al observar la (*tabla 2.2*, del **CAPÍTULO II**), se tiene:

VOLUMEN DE UN ELEMENTO (m <sup>3</sup> )											
	0.202	0.405	0.809	2.023	4.045	6.068	8.090	10.113	12.136	14.158	16.181
<b>Peso específico del concreto en Kg/m<sup>2</sup></b>	<b>PESO DE UN ELEMENTO (t)</b>										
<b>2240.0</b>	0.45	0.91	1.81	4.55	9.06	13.59	18.12	22.65	27.18	31.71	36.25
<b>2400.0</b>	0.48	0.97	1.94	4.88	9.71	14.56	19.42	24.27	29.13	33.98	38.83
<b>2500.0</b>	0.51	1.01	2.02	5.08	10.11	15.17	20.23	25.28	30.34	35.39	40.45
<b>2600.0</b>	0.53	1.05	2.10	5.28	10.51	15.78	21.03	26.29	31.55	36.81	42.07

Que el volumen calculado de  $9.52 \text{ m}^3$  sería aproximadamente de un peso de 19 t.

Los elementos de enrocamiento de la capa secundaria y núcleo según [C.F.E., 1984] fueron W/10 a W/20 y W/200 a W/4000 respectivamente, siendo W el peso de los elementos de coraza (dolos); es importante mencionar que el material de enrocamiento utilizado en la construcción del modelo tiene un peso específico de  $2.57 \text{ t/m}^3$ .

El ancho de los coronamientos de las capas del rompeolas, según [C.F.E., 1984] se calculó con la siguiente expresión.

$$B = nK_{\Delta} \left( \frac{W}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}} \dots \dots \dots 5.6$$

De donde se obtuvo para la corona del núcleo  $B = 4.00 \text{ m.}$ , para la capa secundaria  $B = 6.00 \text{ m.}$  y la capa de coraza  $B = 6.94 \text{ m.}$  El espesor de las capas según [C.F.E., 1983], se obtiene con la siguiente ecuación.

$$E = nK_{\Delta} \left( \frac{W}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}} \dots \dots \dots 5.7$$

Donde para la capa de secundaria B = 2.00 m. y para la capa de coraza B = 3.90 m.

En [C.F.E., 1983], se muestra una ecuación para calcular el número de elementos en el talud.

$$N = nK_{\Delta} \left( 1 - \frac{\rho}{100} \right) \left( \frac{\gamma_s}{W} \right)^{\frac{2}{3}} A \dots \dots \dots 5.8$$

Donde de las ecuaciones 4.20 a 4.21 se tiene:

$W$  = Peso de un elemento

$n$  = Número de elementos

$K_{\Delta}$  = Coeficiente de capa

$\gamma_s$  = Peso específico del elemento

$H$  = Altura de ola de diseño

$\theta$  = Ángulo del talud de la estructura con respecto a la horizontal

$P$  = Porosidad

$A$  = Área de capa, generalmente área unitaria de 10 a 100 m<sup>2</sup>

De acuerdo con lo anterior, se presenta la (**tabla 4.3**) donde se puede apreciar con mayor claridad la relación de estos parámetros entre el modelo y el prototipo.

Después de realizado el diseño de la sección del rompeolas, se procedió al trazo y elaboración un escantillón, el cual tendría la función de servir de guía para el trazo de la estructura en la pared de acrílico del canal, con el fin de construirlo adecuadamente (**ver figura 5.14**).

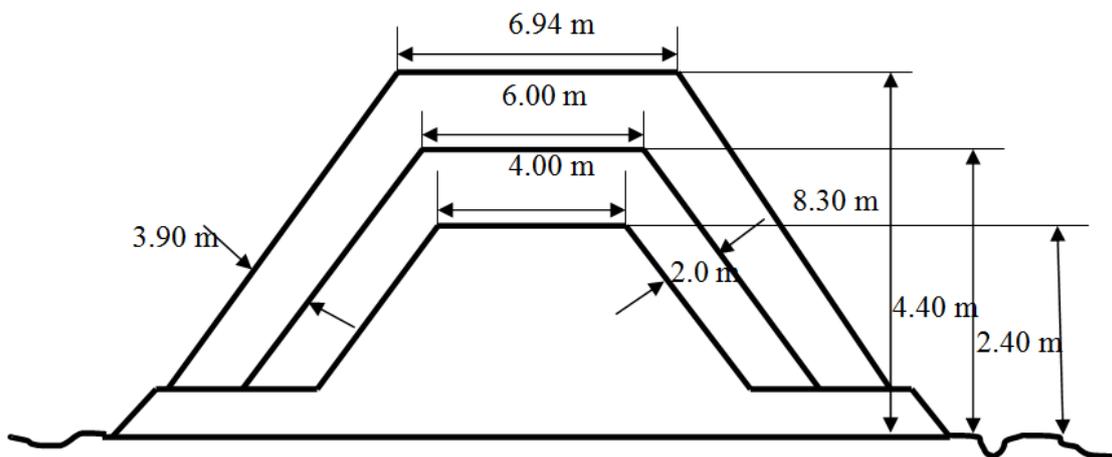


**Figura 5.14 Elaboración de escantillones.**

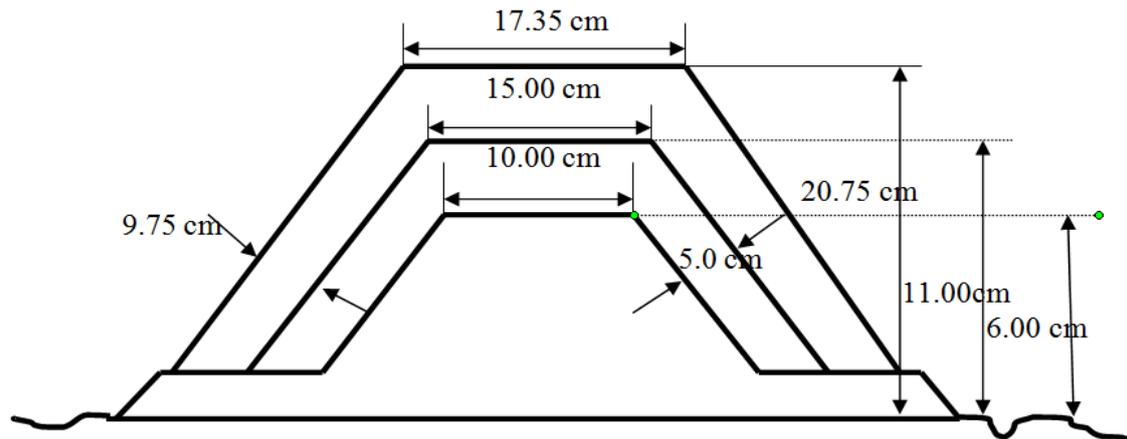
PARÁMETRO	PROTOTIPO	MODELO
<b>Peso de los elementos</b>		
Coraza	19.0 t	296.88 gr
Capa secundaria	1.90 a 0.95 t	29.70 a 14.85 gr
Núcleo	95 a 5 kg	2 gr
<b>Altura de la ola de diseño</b>	7.67 m	19.15 cm
<b>Ancho de corona</b>		
Coraza	6.94 m	17.35 cm
Capa secundaria	6.00 m	15.00 cm
Núcleo	4.00 m	10.00 cm
<b>Cotas de coronamiento</b>		
Coraza	8.30 m	20.75 cm
Capa secundaria	4.40 m	11.00 cm
Núcleo	2.40 m	6.00 cm
<b>Espesor de las capas</b>		
Coraza	3.90 m	9.75 cm
Capa secundaria	2.00 m	5.00 cm

**Tabla 5.2 Relación de parámetros de diseño, modelo-prototipo.**

A continuación (*en las figuras 5.12 y 5.13*) se presenta la altura, longitudes y espesores de las diferentes capas que conforman la estructura en prototipo y en modelo.



**Figuras 5.12 Sección Transversal en prototipo y modelo del rompeolas.**



**Figuras 5.13 Sección Transversal en prototipo y modelo del rompeolas.**

A continuación, se trazaron con cinta adhesiva las líneas correspondientes a la sección geométrica de la estructura en las ventanas del canal (*ver figura 5.15*).



**Figura 5.15 Colocación de los escantillones sobre el acrílico del canal.**

Una vez habilitado el canal y el amortiguador, se seleccionó el material pétreo que conformaría de la capa secundaria y el núcleo del rompeolas; cabe mencionar que para la roca utilizada capa secundaria, se cribó y peso para determinar cuáles entraban en el rango de peso (*ver figura 5.16*).



**Figura 5.16 Habilitado y clasificación del material.**

Las rocas pertenecientes a la capa secundaria fueron pintadas utilizando aerosol de color rojo y verde.

En cuanto a dolos que conformarían a la capa de coraza del rompeolas, estos se mandaron a fabricar con un particular. El material empleado fue resina y se les colocó adicionalmente un núcleo para cumplir con el peso (*ver figura 5.17*); con el fin de detectar posibles movimientos de los elementos y determinar el daño que presentaría la estructura (se dividió en tres franjas de 32 cm en el talud lado mar). Al igual que las rocas de capa secundaria, los dolos también fueron pintados con aerosol pero de tres diferentes colores (verde, azul y rojo).



**Figura 5.17** Aplicación de pintura en aerosol para los dolos.

Antes de construir la sección, se elaboró una escuadra de madera para poder apoyarse en ella de tal manera que se construyera el rompeolas en forma alineada, colocando los elementos simulando el procedimiento constructivo de los rompeolas; esto es:

Primero se colocó la roca perteneciente a la capa de núcleo.- Tal actividad se llevó a cabo utilizando un cucharón. Se da por terminada la colocación de la roca de núcleo cuando se cubre la primera franja (primer trapecio), (*ver figuras 5.18 y 5.19*).



**Figuras 5.18 y 5.19** Colocación de la roca de núcleo.

Después de la capa de núcleo, se procedió a la colocación de la roca perteneciente a la capa secundaria, tal actividad se llevo a cabo utilizando un cucharón (ver figura 5.20).



**Figura 5.20 Colocación de la roca de capa secundaria.**

Como último paso de la construcción, los dolos son colocados en forma aleatoria sobre la capa secundaria, utilizando una polea y un gancho. Estas herramientas antes mencionadas son utilizadas, puesto que los dolos en la obra son colocados utilizando una grúa.

Hay que mencionar que los dolos que son empleados durante la colocación son de tres colores diferentes: rojo, azul y verde. Y que durante la colocación se tienen que ir contabilizando el número de piezas por cada color, con el motivo de poder evaluar fácilmente posteriormente el daño provocado por el oleaje (ver figuras 5.21, 5.22 y 5.23).



**Figura 5.21 y 5.22 Colocación de dolos.**



**Figura 5.23 Rompeolas construido en su totalidad.**

## **CAPITULO VI.**

### **ENSAYOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.**

#### **VI.1 CONDICIONES DE LOS ENSAYOS.**

En la ejecución de las pruebas del modelo, se establecieron las siguientes condiciones de ensayo:

1. Se utiliza el espectro de Pierson–Moskowitz para generar las señales de oleaje, para todos los ensayos.
2. En todos los ensayos se reproducen 1,000 olas.
3. Cada estructura se somete una incidencia de 10,000 olas ó más en caso necesario.
4. En todos los ensayos se mide el daño cada 1000 olas, el cual es acumulativo.
5. En todos los ensayos se mide el coeficiente de reflexión.
6. En todos los ensayos se mide el oleaje en dos puntos diferentes (al pie del generador de oleaje y al pie del rompeolas).

Para llevar a cabo las pruebas del modelo en la fase experimental, se estableció el programa de ensayos (*ver tabla 5.1*):

<b>NÚMERO DE SEÑAL</b>	<b>T PROTOTIPO (s)</b>	<b>T MODELO (s)</b>	<b>H PROTOTIPO (m)</b>	<b>H MODELO (cm)</b>
<b>1</b>	8.22	1.30	2.68	6.70
<b>2</b>	8.85	1.40	3.11	7.78
<b>3</b>	9.49	1.50	3.57	8.93
<b>4</b>	10.12	1.60	4.06	10.15
<b>5</b>	10.75	1.70	4.59	11.48
<b>6</b>	11.38	1.80	5.14	12.85
<b>7</b>	12.02	1.90	5.76	14.40
<b>8</b>	12.65	2.00	6.36	15.90
<b>9</b>	13.28	2.10	6.96	17.40
<b>10</b>	13.91	2.20	7.57	18.93

**Tabla 6.1 Señales de oleaje para cada ensayo.**

## **VI.2 PROCEDIMIENTO DE LA EXPERIMENTACIÓN.**

Con el objeto de poder observar, cuantificar, medir y obtener resultados confiables, se realizó el siguiente procedimiento para la ejecución de los ensayos en la experimentación:

Ensayos para obtener los coeficientes de reflexión del rompeolas; para lo cual, se procede de la siguiente manera:

1. Se colocan tres sensores de oleaje entre el generador de oleaje y el rompeolas, a una distancia mayor de una longitud de ola (función está del período de oleaje correspondiente al ensayo) y separados entre sí de acuerdo con el período del oleaje del ensayo.
2. Se genera oleaje y se mide la energía de ola incidente y la reflejada en la estructura por cada uno de los tres sensores de oleaje.
3. Se calcula el coeficiente de reflexión promediando las energías del oleaje incidente y reflejado [Ruiz, 2008].

Ensayos para la medición del daño en el rompeolas (dolos) vs. oleaje incidente. Esto se lleva a cabo mediante el proceso siguiente:

1. Se genera oleaje para cada uno de los ensayos, en tiempo suficiente para tener una incidencia de 1000 olas sobre la estructura en prueba.
2. Con base en los datos de oleaje transmitidos por los sensores y el equipo de cómputo, se calculan las alturas y periodos de ola significativa para cada ensayo.
3. Se mide el daño presentado en la estructura cada 1000 olas, cuantificando el número de dolos desplazados.

### **VI.2.1 PROGRAMA DE ENSAYOS.**

A continuación se presenta la programación de ensayos para evaluar la estabilidad de los dolos en el rompeolas. Esta programación consistió en cinco series cada una de diez ensayos y están distribuidas de la siguiente manera (*ver tablas 6.2 y 6.3*):

SERIE	ENSAYO	OBJETIVO	T <sub>p</sub> (s)	H <sub>s</sub> (m)
<b>1</b>	1	Medición de periodos, alturas de ola Incidente y alturas de ola transmitida	8.22	2.68
	2		8.85	3.11
	3		9.49	3.60
	4		10.12	4.05
	5		10.75	4.59
	6	Ensayos preliminares para revisar el comportamiento de la estructura.	11.38	5.13
	7		12.02	5.76
	8		12.65	6.36
	9		13.28	6.96
	10		13.91	7.57

*Tabla 6.2 Programa de ensayos preliminares.*

SERIE	ENSAYO	OBJETIVO	T <sub>p</sub> (s)	H <sub>s</sub> (m)
<b>2,</b>	1	Medición de periodos, alturas de ola Incidente y alturas de olas transmitida	8.22	2.68
	2		8.85	3.11
	3		9.49	3.60
<b>3,</b>	4		10.12	4.05
	5		10.75	4.59
<b>4 y</b>	6	Observación de los movimientos de los dolos y desplazamientos de los mismos.	11.38	5.13
	7		12.02	5.76
	8		12.65	6.36
<b>5</b>	9		13.28	6.96
	10		13.91	7.57

*Tabla 6.3 Pruebas del modelo.*

### **VI.3 OBSERVACIÓN DE LOS ENSAYOS.**

Tomando en cuenta la programación de los ensayos, se realizaron las pruebas preliminares, generando las señales de oleaje, comprobando que para periodos mayores a 12.65 s y alturas de ola significante mayores a 6.36 m se presenta el rompimiento del oleaje antes de llegar a la estructura disipando su energía, esto se puede deber a la relación de esbeltez y al efecto de fondo, debido a las características geométricas del canal.

Los coeficientes de reflexión obtenidos en los ensayos fueron aceptables, tal y como se marca en el estado del arte para este tipo de estructuras, la cual no debe de ser mayor al 30 %, mientras que en el estudio el coeficiente alcanzó un 27 %.

De las observaciones realizadas en la primera serie se pudo concluir, que no es necesario describir todos los ensayos de todas las series, ya que solamente en los últimos ensayos (ensayo 7 al ensayo 10), es donde se pudieron observar desplazamientos importantes de los dolos (*ver tablas 6.4 a 6.7*).

### **Serie No. 2.**

En la (*tabla 6.4*), se muestra la serie número dos, donde se puede apreciar que el número de dolos colocados en la estructura igual a 217 piezas, teniendo la siguiente distribución:

70 piezas son dolos de color rojo.

76 piezas son dolos de color verde.

71 piezas son dolos de color azul.

Mientras que el acumulado de olas al final de los ensayos es de 10,000 olas.

SERIE	ALTURA DE OLA (m)	PERIODO DE OLA (s)	NÚMERO DE OLAS	NÚMERO DE DOLOS	DOLOS DESPLAZADOS
<b>2</b>	2.68	8.22	1,000	217	0
	3.11	8.85	1,000	217	0
	3.60	9.49	1,000	217	0
	4.05	10.12	1,000	217	0
	4.59	10.75	1,000	217	0
	5.13	11.38	1,000	217	0
	5.76	12.02	1,000	217	0
	6.36	12.65	1,000	217	0
	6.96	13.28	1,000	217	2
	7.57	13.91	1,000	217	4

**Tabla 6.4 Ensayos serie dos.**

En los primeros ocho ensayos se pudo observar que no existió ningún tipo de desplazamientos de los dolos. El máximo ascenso se presentó hasta la mitad de la franja roja y algunas veces hasta la mitad de la franja azul, el máximo descenso se alcanzó a dar hasta la mitad de la franja verde. En algunos casos se llegaron a observar rompientes totales.

En el ensayo número nueve se presentaron dos desplazamientos, un dolo de color verde ubicado en la parte central de la misma franja y el otro dolo de color azul ubicado en el lado derecho de la franja azul.

En el ensayo número diez se presentaron otros dos desplazamientos pertenecientes a la franja roja ubicados uno del lado derecho y el otro al centro de la misma franja roja. Para un total acumulado de cuatro dolos desplazados.

Durante la observación de estos dos últimos ensayos se pudo apreciar que el máximo ascenso del oleaje llega hasta la corona de la estructura y el descenso máximo del oleaje se presenta hasta la mitad de la franja verde.

Se han podido observar tres rebases totales y varios rebases parciales, el oleaje rompe totalmente sobre los dolos pertenecientes a la franja azul.

Toda esta incidencia del oleaje sobre la estructura provocó que se hagan apreciables varios huecos entre los dolos de la coraza.

### **Serie No. 3.**

Para la serie número tres (*ver tabla 6.5*), donde se puede apreciar que el número de dolos colocados en la estructura es igual a 222 piezas, se tiene que:

76 piezas son dolos de color verde.

75 piezas son dolos de color azul.

71 piezas son dolos de color rojo.

Mientras que el acumulado de olas al final de los ensayos es de 10,000 olas.

SERIE	ALTURA DE OLA (m)	PERIODO DE OLA (s)	NÚMERO DE OLAS	NÚMERO DE DOLOS	DOLOS DESPLAZADOS
<b>3</b>	2.68	8.22	1,000	222	0
	3.11	8.85	1,000	222	0
	3.60	9.49	1,000	222	0
	4.05	10.12	1,000	222	0
	4.59	10.75	1,000	222	0
	5.13	11.38	1,000	222	0
	5.76	12.02	1,000	222	0
	6.36	12.65	1,000	222	2
	6.96	13.28	1,000	222	5
7.57	13.91	1,000	222	6	

**Tabla 6.5 Ensayos serie tres.**

En los primeros siete ensayos, al igual que en la serie anterior, se pudo observar que no existió ningún tipo de desplazamientos de los dolos. El

máximo ascenso se presentó hasta la mitad de la franja roja y algunas veces hasta la mitad de la franja azul, el máximo descenso se alcanzó a dar hasta la mitad de la franja verde. En algunos casos se llegaron a observar rompientes totales.

En el octavo ensayo se apreciaron dos dolos desplazados: uno perteneciente a la franja verde ubicado en el lado izquierdo y el otro de color rojo ubicado en la frontera con la franja azul.

Para el noveno ensayo fueron registrados tres desplazamientos más: el primero de color rojo ubicado al centro de la franja roja y los dos últimos de color azul, ubicados al centro del lado derecho respectivamente.

Para el último ensayo de esta serie se detectó un solo desplazamiento de un dolo color azul ubicado en la corona del rompeolas del lado izquierdo. Para un total acumulado de seis dolos desplazados.

Se pudo apreciar que durante últimos tres ensayos de esta serie, que la rompiente es total golpeando sobre la franja azul y la franja roja.

Existieron cinco rebases de oleaje totales.

El ascenso máximo se presentó en la mayoría de las oportunidades hasta el coronamiento de la estructura, mientras que el descenso máximo llegó en unas ocasiones hasta la mitad de la franja verde y extraordinariamente se pudo observar algunos descensos hasta el pie de la estructura.

Al igual que en serie anterior se crearon huecos a causa de la incidencia del oleaje y el asentamiento de la estructura.

#### **Serie No. 4.**

En la cuarta serie (*ver tabla 6.6*), donde se puede apreciar que el número de dolos colocados en la estructura es igual a 218 piezas, se tiene que:

68 piezas son dolos de color rojo.

76 piezas son dolos de color azul.

74 piezas son dolos de color rojo.

Mientras que el acumulado de olas al final de los ensayos es de 10,000 olas.

SERIE	ALTURA DE OLA (m)	PERIODO DE OLA (s)	NÚMERO DE OLAS	NÚMERO DE DOLOS	DOLOS DESPLAZADOS
<b>4</b>	2.68	8.22	1,000	218	0
	3.11	8.85	1,000	218	0
	3.60	9.49	1,000	218	0
	4.05	10.12	1,000	218	0
	4.59	10.75	1,000	218	0
	5.13	11.38	1,000	218	0
	5.76	12.02	1,000	218	0
	6.36	12.65	1,000	218	0
	6.96	13.28	1,000	218	1
	7.57	13.91	1,000	218	2

**Tabla 6.6 Ensayos serie cuatro.**

Al igual que en la serie número dos, en los primeros ocho ensayos se pudo observar que no existió ningún tipo de desplazamientos de los dolos. El máximo ascenso se presentó hasta la mitad de la franja roja y algunas veces hasta la mitad de la franja azul, el máximo descenso se alcanzó a dar hasta la mitad de la franja verde. En algunos casos se llegaron a observar rompientes totales.

El noveno ensayo se observó un movimiento de un dolo color azul ubicado al centro de la misma franja.

Para el décimo ensayo fue observado otro movimiento de otro dolo azul, pero este ubicado en la corona del rompeolas. Para un total acumulado de dos dolos desplazados.

La rompiente es total y al igual que en serie anterior el oleaje golpeaba con toda su energía en la franja azul y en la franja roja.

Fueron detectados solo dos rebases.

Se apreció que el ascenso máximo del oleaje se dio hasta el coronamiento de la estructura y mientras que el descenso máximo hasta la mitad de la franja verde.

### **Serie No. 5**

Y por último la serie número cinco (*ver tabla 6.7*), donde se puede apreciar que el número de dolos colocados en la estructura es igual a 216 piezas, se tiene que:

66 piezas son dolos de color rojo.

76 piezas son dolos de color azul.

74 piezas son dolos de color rojo.

Mientras que el acumulado de olas al final de los ensayos es de 10,000 olas.

SERIE	ALTURA DE OLA (m)	PERIODO DE OLA (s)	NÚMERO DE OLAS	NÚMERO DE DOLOS	DOLOS DESPLAZADOS
<b>5</b>	2.68	8.22	1,000	216	0
	3.11	8.85	1,000	216	0
	3.60	9.49	1,000	216	0
	4.05	10.12	1,000	216	0
	4.59	10.75	1,000	216	0
	5.13	11.38	1,000	216	0
	5.76	12.02	1,000	216	1
	6.36	12.65	1,000	216	3
	6.96	13.28	1,000	216	4
	7.57	13.91	1,000	216	6

**Tabla 6.7 Ensayos serie cinco.**

En los primeros seis ensayos, se pudo observar que no existió ningún tipo de desplazamientos de los dolos. El máximo ascenso se presentó hasta la mitad de la franja roja y algunas veces hasta la mitad de la franja azul, el máximo descenso se alcanzó a dar hasta la mitad de la franja verde. En algunos casos se llegaron a observar rompientes totales.

Durante el séptimo ensayo se pudo apreciar un desplazamiento de un dolo color verde ubicado al centro de la franja verde.

En el octavo ensayo se observaron dos desplazamientos más ubicados en la franja roja, el primer dolo al centro de la franja y el segundo del lado derecho.

Para el noveno ensayo se detectó un dolo de color azul ubicado del lado derecho.

Y en el décimo ensayo se registraron dos desplazamientos de dos dolos ubicados al centro, en la corona de la estructura. Para un total acumulado de seis dolos desplazados.

La rompiente es total y al igual que en serie anterior el oleaje golpeaba con toda su energía en la franja azul y en la franja roja.

En total en toda la serie se registraron cuatro rebases.

Se apreció que el ascenso máximo del oleaje se dio hasta el coronamiento de la estructura y mientras que el descenso máximo hasta la mitad de la franja verde.

En esta última serie se apreció un desplazamiento en el séptimo ensayo, en el octavo ensayo tres, cuatro en el noveno ensayo y seis en el décimo ensayo.

A manera de resumen se puede decir que los resultados presentados en las (*tablas 6.4, 5.5, 6.6 y 6.7*), se puede apreciar que el número de elementos (dolos) desplazados fue reducido, de donde podemos apreciar que la fórmula de diseño de rompeolas superficiales con coraza de dolos bajo el concepto de oleaje irregular aplicada en nuestro caso, presenta resultados adecuados en el diámetro y peso de los elementos obtenidos (19 ton) con los datos de proyecto previamente establecidos.

#### **VI.4 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.**

Al finalizar el programa y observación de los ensayos, se dio paso al procesamiento de la información.

Para llevar a cabo el procesamiento de los resultados producto de los ensayos, para calcular el daño (desplazamiento de los dolos) del rompeolas, se realizaron una serie de hojas de cálculo (*ver tablas 6.8 a 6.11*).

En las (*tablas 6.8 a 6.11*) se puede observar el cálculo del daño provocado al rompeolas, en donde el daño es calculado mediante la relación que existe entre el número total de unidades desplazadas y el número total de unidades que conforman la coraza.

SERIE	ALTURA DE OLA (m)	PERIODO DE OLA (s)	NUMERO DE DOLOS (pza.)	DOLOS DESPLAZADOS (pza.)	DAÑO (%)
<b>2</b>	2.68	8.22	217	0	0
	3.11	8.85	217	0	0
	3.60	9.49	217	0	0
	4.05	10.12	217	0	0
	4.59	10.75	217	0	0
	5.13	11.38	217	0	0
	5.76	12.02	217	0	0
	6.36	12.65	217	0	0
	6.96	13.28	217	2	0.92
	7.57	13.91	217	4	1.84

**Tabla 6.8 Medición del daño de la coraza del rompeolas, serie 2.**

SERIE	ALTURA DE OLA (m)	PERIODO DE OLA (s)	NUMERO DE DOLOS (pza.)	DOLOS DESPLAZADOS (pza.)	DAÑO (%)
<b>3</b>	2.68	8.22	222	0	0
	3.11	8.85	222	0	0
	3.60	9.49	222	0	0
	4.05	10.12	222	0	0
	4.59	10.75	222	0	0
	5.13	11.38	222	0	0
	5.76	12.02	222	0	0
	6.36	12.65	222	2	0.90
	6.96	13.28	222	5	2.25
	7.57	13.91	222	6	2.70

*Tabla 6.9 Medición del daño de la coraza del rompeolas, serie 3.*

SERIE	ALTURA DE OLA (m)	PERIODO DE OLA (s)	NUMERO DE DOLOS (pza.)	DOLOS DESPLAZADOS (pza.)	DAÑO (%)
<b>4</b>	2.68	8.22	218	0	0
	3.11	8.85	218	0	0
	3.60	9.49	218	0	0
	4.05	10.12	218	0	0
	4.59	10.75	218	0	0
	5.13	11.38	218	0	0
	5.76	12.02	218	0	0
	6.36	12.65	218	0	0
	6.96	13.28	218	1	0.46
	7.57	13.91	218	2	0.92

*Tabla 6.10 Medición del daño de la coraza del rompeolas, serie 4.*

SERIE	ALTURA DE OLA (m)	PERIODO DE OLA (s)	NUMERO DE DOLOS (pza.)	DOLOS DESPLAZADOS (pza.)	DAÑO (%)
5	2.68	8.22	216	0	0
	3.11	8.85	216	0	0
	3.60	9.49	216	0	0
	4.05	10.12	216	0	0
	4.59	10.75	216	0	0
	5.13	11.38	216	0	0
	5.76	12.02	216	1	0.46
	6.36	12.65	216	3	1.39
	6.96	13.28	216	4	1.85
	7.57	13.91	216	6	2.78

Tabla 6.11 Medición del daño de la coraza del rompeolas, serie 5.

### VI.5 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN.

Ya procesados los datos se analizó esta información, utilizando gráficas que nos permitan comprender objetivamente el fenómeno de estudio y comparar aspectos teóricos recabados en el estado del arte.

Realizado el análisis de los datos producto de los ensayos, se desarrollaron una serie de gráficas, en la cual se relacionaron la altura de la ola significativa y el daño percibido por la estructura.

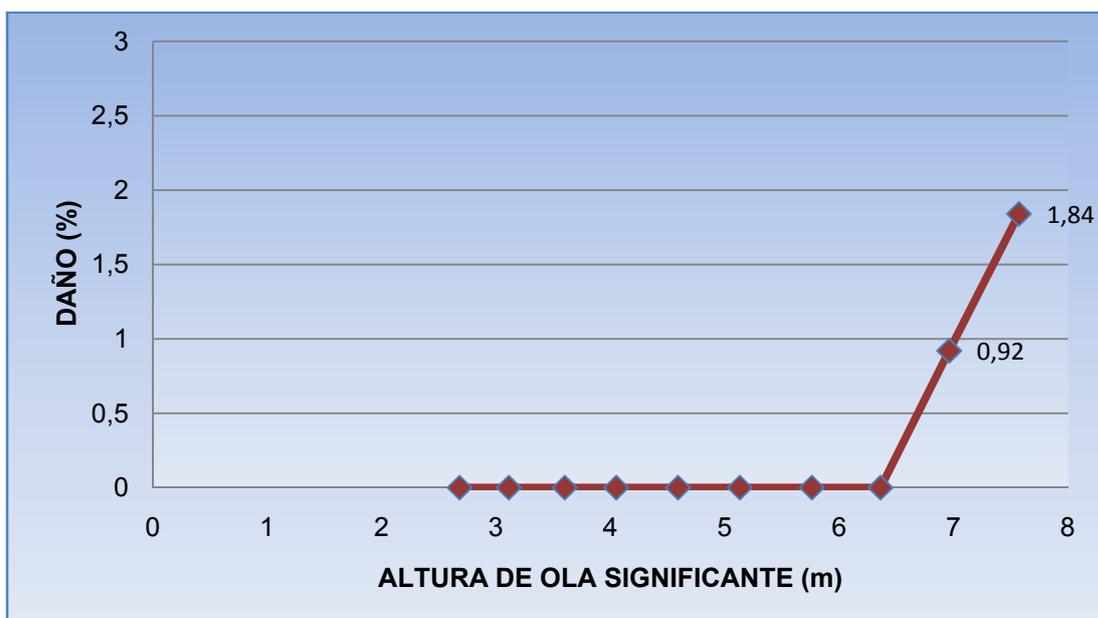
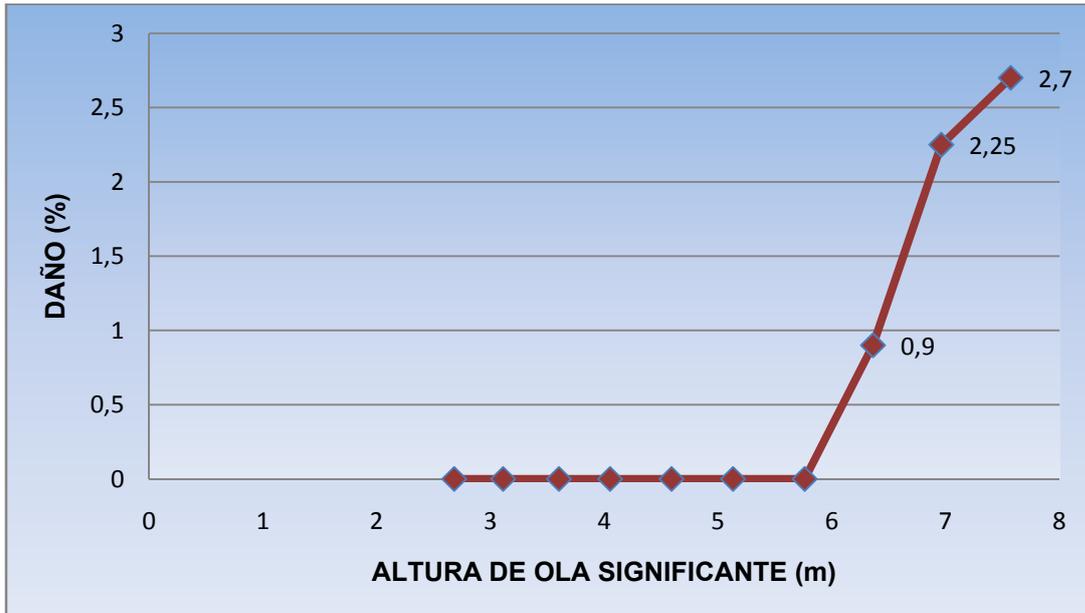


Figura 6.1 Gráfico daño de la coraza (dolos) vs. Altura de ola incidente, serie 2.  
Fuente: Ruíz, 2008.

En la (*figura 6.1*), se puede apreciar lo siguiente:

En los primeros ocho ensayos no es reportado ningún tipo de desplazamiento, pero al considerar que el daño es acumulativo durante todos los ensayos, no quiere decir que no hayan existido desplazamientos parciales de los dolos.

El máximo porcentaje de daño calculado se da en el ensayo número 10, en el cual se alcanza un valor de 1,84, mientras que 0,92 corresponde al noveno ensayo.



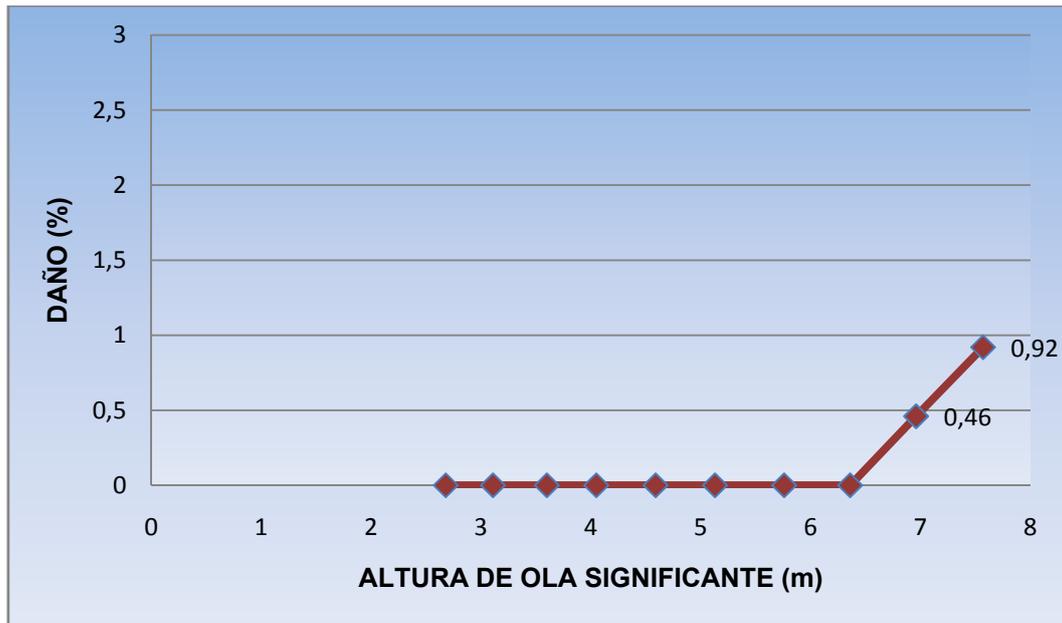
**Figura 6.2 Gráfico daño de la coraza (dolos) vs. Altura de ola incidente, serie 3.**

**Fuente: Ruíz, 2008.**

En la (*figura 6.2*), se puede apreciar lo siguiente:

En los primeros siete ensayos no es reportado ningún tipo de desplazamiento, pero al considerar que el daño es acumulativo durante todos los ensayos, no quiere decir que no hayan existido desplazamientos parciales de los dolos.

El máximo porcentaje de daño calculado al igual que en serie anterior se presenta en el ensayo número 10, en el cual se alcanza un valor de 2,7, mientras que 2,25 corresponde al noveno ensayo y 0,9 para el octavo ensayo.

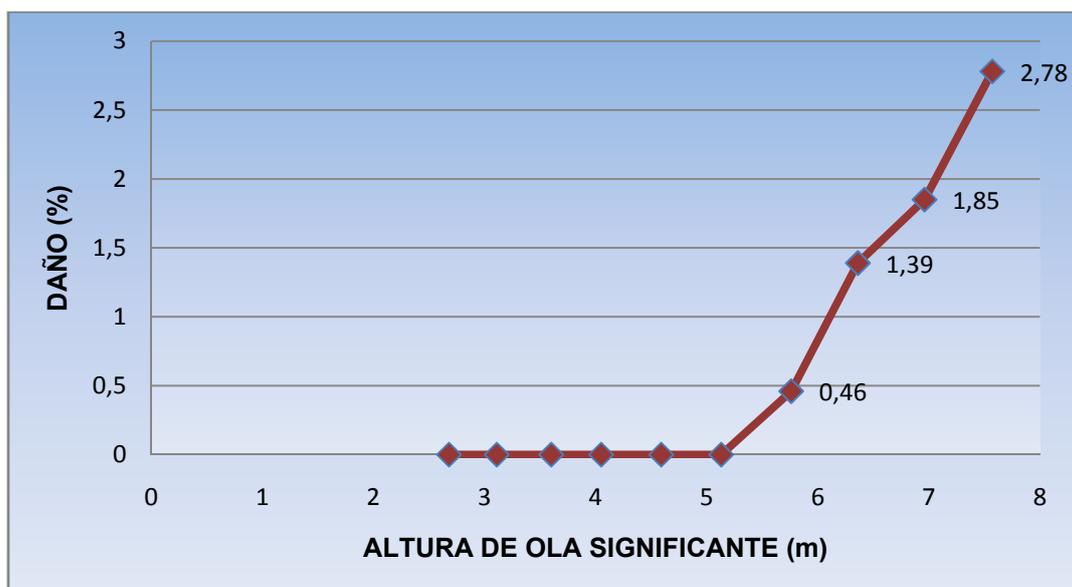


**Figura 6.3 Gráfico daño de la coraza (dolos) vs. Altura de ola incidente, serie 4.**  
Fuente: Ruíz, 2008.

En la (figura 6.3), se puede apreciar lo siguiente:

En los primeros ocho ensayos no es reportado ningún tipo de desplazamiento, pero al considerar que el daño es acumulativo durante todos los ensayos, no quiere decir que no hayan existido desplazamientos parciales de los dolos.

El máximo porcentaje de daño calculado al igual que en serie número uno se dan desplazamientos en los dos últimos ensayos; en el ensayo número 10, en el cual se alcanza un valor de 0,92, mientras que 0,46 corresponde al noveno ensayo.



**Figura 6.4 Gráfico daño de la coraza (dolos) vs. Altura de ola incidente, serie 5.**  
Fuente: Ruíz, 2008.

Y en la (*figura 6.4*), se puede apreciar lo siguiente:

En los primeros siete ensayos no es reportado ningún tipo de desplazamiento, pero al considerar que el daño es acumulativo durante todos los ensayos, no quiere decir que no hayan existido desplazamientos parciales de los dolos.

En esta serie se presenta el mayor número de desplazamientos en donde, el máximo porcentaje de daño calculado se da en el último ensayo, el cual alcanza un valor igual a 2,78 casi cerca del inicio de falla, mientras que un poco más abajo en el noveno ensayo se calcula un valor igual a 1,85 y 1,39 y 0,46 corresponden al octavo y séptimo ensayo.

### **VI.5.1 VALIDACIÓN DE LA ECUACIÓN DE DISEÑO.**

Al ser analizada la información recabada durante la experimentación, se procede ahora a la validación de la ecuación de diseño utilizando el máximo daño calculado durante el mismo proceso. Este proceso es presentado a continuación:

De la (*ecuación 2.25, CAPÍTULO II*)

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = (47 - 72r)\varphi_{n=2} D^{\frac{1}{3}} N_z^{-0.1}$$

Los valores de algunas de las variables de la ecuación, se encuentran limitadas a los rangos que se muestran a continuación:

$$0.32 < r < 0.42$$

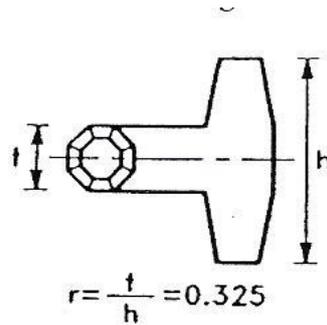
$$0.61 < \varphi < 1$$

$$1\% < D < 15\%$$

$$2.49 < \xi_0 < 11.7$$

Donde las variables toman los siguientes valores:

De la (*figura 2.5, del CAPÍTULO II*), se toma la relación de cintura ( $r$ ), igual a **0.325**, puesto que es la que se relaciona con el tipo de dolo utilizado durante el estudio.



Según él [CEM, 2005], el valor de la densidad de embalaje ( $\varphi$ ), se considera recomendable, igual a **0.83**.

El número de unidades relativas según él [CEM, 2005] dentro de los niveles  $SWL \pm 6.5 D_n$  desplazado a una altura  $h$  del dolo o más, se consideró **2.78%** el cual es el porcentaje de daño más grande calculado durante la etapa de análisis de la información.

De la aplicación de la (**ecuación A.1**, de los **ANEXOS**), el parámetro de similitud de rompiente para oleaje irregular ( $\xi_0$ ), resulta **4.59**.

El número de olas recomendado según él [CEM, 2005] es de **3,000** olas.

$\Delta$  es obtenida de la siguiente manera:

$$\Delta = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{2240}{1000} - 1 = 1.24$$

De la (**ecuación 3.1**, del **CAPÍTULO III**), se obtiene el volumen del dolo.

$$V = \frac{W}{\rho_s} = \frac{19000}{2240} = 8.48 \text{ m}^3$$

Al sustituir valores en la ecuación de Burchart y Liu, se tiene:

$$N_s = \frac{7.57}{1.24 D_n} = [47 - 72(0.325)][(0.83)(0.0278^{1/3})(3,000^{-0.1})]$$

$$\frac{7.57}{1.24 D_n} = 2.6646$$

$$7.57 = 3.3041 D_n$$

$$D_n = \frac{7.57}{3.3041} = 2.2$$

Pero se sabe que el volumen de un cubo es:  $V = L^3$ ; sustituyendo la longitud del cubo equivalente ( $D_n$ ) por uno de los lados del cubo ( $L$ ); resulta:

$$V = L^3 = 2.2^3 = 10.64 \text{ m}^3$$

Al observar la (*tabla 2.2*, del **CAPÍTULO II**), se tiene:

Peso espe- cífico del concreto en Kgf/m <sup>2</sup>	VOLUMEN DE UN ELEMENTO (m <sup>3</sup> )										
	0.202	0.405	0.809	2.023	4.045	6.068	8.090	10.113	12.136	14.158	16.181
	PESO DE UN ELEMENTO (t)										
<b>2240.0</b>	0.45	0.91	1.81	4.55	9.06	13.59	18.12	22.65	27.18	31.71	36.25
<b>2400.0</b>	0.48	0.97	1.94	4.88	9.71	14.56	19.42	24.27	29.13	33.98	38.83
<b>2500.0</b>	0.51	1.01	2.02	5.08	10.11	15.17	20.23	25.28	30.34	35.39	40.45
<b>2600.0</b>	0.53	1.05	2.10	5.28	10.51	15.78	21.03	26.29	31.55	36.81	42.07

Que para el volumen calculado de  $10.64 \text{ m}^3$ , se tiene aproximadamente un peso de 19 t. y la ecuación de Burchart y Liu es válida para las condiciones propuestas de peso y volumen.

## **CAPITULO VII.**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

#### **VII.1 CONCLUSIONES.**

Como primer paso dentro de las conclusiones, es importante mencionar que con los resultados obtenidos de los ensayos sobre la estructura y del análisis de estos, se pudo validar la hipótesis de partida la cual fue la siguiente: **A través de un estudio experimental en modelo físico reducido se puede lograr la validación de una fórmula para el diseño de rompeolas con dolos bajo el concepto de oleaje irregular.**

1. El rompeolas se comportó satisfactoriamente durante los ensayos. A pesar que hay que hacer notar que aunque en los primeros ensayos no fueron detectados ningún tipo de desplazamientos, la incidencia continua del oleaje fue provocando, asentamientos, huecos y leves movimientos de los dolos.
2. En base a los resultados mostrados en las (*figuras 6.1 a 6.4, CAPÍTULO VI*), se aprecia que los porcentajes de daños calculados son muy pequeños (2,78%). Por lo que este porcentaje de daño, cuando es comparado con el estado del arte, resulta que el porcentaje se encuentra dentro del daño permisible para este tipo de estructuras [CEM, 2005].
3. Por lo anterior se puede decir que la fórmula de diseño de rompeolas superficiales de dolos bajo el concepto de oleaje irregular (Burchart y Liu), cumple su validación, ya que presenta resultados adecuados en cuanto a dimensiones y peso de los elementos de coraza (dolos) propuestos para el rompeolas en estudio bajo las condiciones de oleaje normal y de tormenta previamente establecidas.

En lo que concierne a la aplicación de la técnica de imágenes digitales (fotografías) por medio del programa Armour Tracking, se concluye lo siguiente:

1. Se aprecia que en el manejo de pares de imágenes por cada uno de los ensayos de la serie a través del programa (tomas fotográficas al inicio y final de cada ensayo), a medida que se incrementa la altura de ola se incrementa el número de dolos que entra en movimiento. De acuerdo con lo presentado en el estado del arte, estos movimientos continuos de los dolos, generaran a largo plazo fracturas y rotura de los brazos del elemento; acarreando con esto la falla posterior de la estructura.

2. Un resultado preliminar arroja que el número de dolos desplazados (una altura igual a un dolo), de su posición original es de 4 dolos, mientras que el movimiento constante de los 11 restantes. Estos desplazamientos y movimientos, provocarían la falla de la estructura en un tiempo determinado. Por tanto el porcentaje de daño preliminar calculado con la técnica de parpadeo es igual al 6.76% que es mayor al 5% del inicio de daño presentado en el estado del arte.

## **VII.2 RECOMENDACIONES.**

Del presente estudio, se considera pertinente establecer las siguientes recomendaciones:

1. Sería conveniente continuar el estudio en modelo físico reducido, implementando nuevas estructuras en las que varíen los pesos de los elementos de coraza (dolos), para ampliar la gama de pruebas.
2. Ampliar el programa de ensayos considerando mayores periodos y alturas de oleaje, al igual que diferentes condiciones de simulación, como es un mayor número de olas y un mayor tiempo de ensayo.
3. En cuanto a la técnica utilizada para el manejo de imágenes digitales, es conveniente ampliar su aplicación con más experimentos y con elementos de otros pesos.
4. Con base en los análisis de imágenes digitales, sería conveniente utilizar sensores para medir presión en el interior de los dolos en modelo, y poder determinar cuándo se presenta el límite de falla del concreto material con el que son fabricados estos elementos en prototipo (*ver figura 7.1*).



**Figura 7.1 Sensores de presión en dolos.**  
**Fuente: Melby J. A.**

## **CAPÍTULO VIII**

### **NUEVAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.**

#### **VIII.1 TECNOLOGÍA DE IMÁGENES DIGITALES COMO UNA HERRAMIENTA DE MEDICIÓN DE DAÑOS EN ROMPEOLAS.**

Cuando se estaban llevando a cabo los ensayos, una de las tareas que se tenían que realizar era la observación del oleaje incidiendo sobre la estructura, para detectar movimientos de los dolos, rebases, asentamientos de la estructura, etcétera.

Durante los ensayos realmente estaban ocurriendo oscilaciones de los dolos que a simple vista son poco perceptibles y al mismo tiempo aparecían huecos entre los mismos dolos.

[Holtzhausen A. H., 2000], a partir de una modelación física en rompeolas que tienen dolos por coraza en el Puerto Sudafricano de Coega, llega a la obtención de una serie de parámetros que afectan a la estabilidad e integridad estructural de los dolos, los cuales se mencionan a continuación:

1. Masa de los dolos,  $M$ .
2. Talle de los dolos en relación con la altura y tamaño del chaflán.
3. Densidad de empaqueo del dolo,  $\phi$ .
4. Ángulo del talud de la coraza,  $\alpha$ .

Los resultados de estabilidad son reportados en términos de la altura de la ola significativa  $H_s$  o las alturas  $H_{2\%}$  ó  $H_{1/10}$ , aplicable para profundidades máximas donde la ola rompe.

Por otra parte mediante un análisis digital, este investigador observo el movimiento de los dolos, utilizando una cámara digital y haciendo uso de un software llamado Armour Tracking, el cual permite visualizar el movimiento hasta con una aproximación de un milímetro en el modelo, también propone una ecuación para calcular el número de daño, que está dada por:

$$D_T = d_H + 0.5d_{0.5H} \dots \dots \dots 8.1$$

*Donde:*

$D_T =$  Daño total estimado, está incluida la rompiente.

$d_H =$  Desplazamiento más grande que la altura del dolo, donde  $H$  es la

*altura del dolo.*

$d_{0.5H}$  = Desplazamiento más grande con relación a la altura del dolo,

donde  $H$  con respecto al desplazamiento más grande es  $H/2$ .

La ecuación anterior es la primera para estimar en prototipo el daño de los dolos basados en movimientos detectados en estudios de modelos físicos reducidos, usando técnicas de imágenes digitales.

Posteriormente [Phelp, 2006], comenta que los avances en la tecnología de imágenes digitales nos han permitido manipular de una forma correcta el uso de estas imágenes. Por lo que se vuelve relativamente rentable el uso de estas tecnologías para medir daños en el rompeolas en modelos físicos.

La captura y manipulación de imágenes digitales de alta resolución se pueden utilizar para dar información útil sobre la dinámica del oleaje, las estructuras portuarias y el movimiento de embarcaciones.

La disponibilidad de cámaras digitales a un costo relativamente bajo, ha permitido una fácil transferencia de imágenes digitales hacia la computadora.

Este apartado trata de los avances más recientes de una serie de aplicaciones, que han sido aplicados con éxito en modelos físicos a escala en el CSIR (Consejo para la Investigación Científica e Industrial) de Sudáfrica.

El CSIR, ha participado durante muchos años en la tecnología para apoyar la vigilancia en prototipo de estructuras portuarias y la interpretación de modelos físicos para estudiar el desempeño del prototipo.

La tecnología de imágenes digitales ha permitido que sea más fácil de capturar, almacenar, transmitir y analizar grandes cantidades de información a través de la grabación y manipulación de imágenes digitales.

Actualmente los programas que trata este tipo de tecnologías son dirigidos a examinar detenidamente pixel por pixel para extraer la información requerida, en forma de animación. Con esta información existe la necesidad de normalizar los métodos actualmente utilizados para llevar a cabo interpretaciones de los daños registrados en los rompeolas en modelos físicos para los diferentes tipos de unidades artificiales que son utilizados en las corazas.

Según [Phelp, COPEDEC, 1999 y ICCE, 2002], esta tecnología puede ser utilizada para determinar el perfil y el tamaño de la roca de coraza en estructuras portuarias, e incluso ha sido utilizada para medir las olas y las corrientes y vigilar el movimiento de embarcaciones.

Esta tecnología ya ha sido aplicada por el CSIR, según comenta [Phelp, ICCE 2000], en estructuras que tienen por coraza dolos, utilizando registros anuales y registros de los rompeolas en torno a la costa Sudafricana.

Debido a que los elementos de artificiales (dolos) no se rompen en el modelo, es necesario estimar el número de unidades que podrían romperse, por medio del monitoreo de las unidades que se balancean. La definición de daño para el modelo de una estructura se define como el número de unidades que se han desplazado más de una unidad de altura del elemento (H), anotando el número de unidades que se han balanceado por un tiempo mayor de las dos terceras partes de la duración del ensayo (CSIR, 1989). El balanceo fue originalmente monitoreado por observaciones visuales o por cámara de fotografía digital.

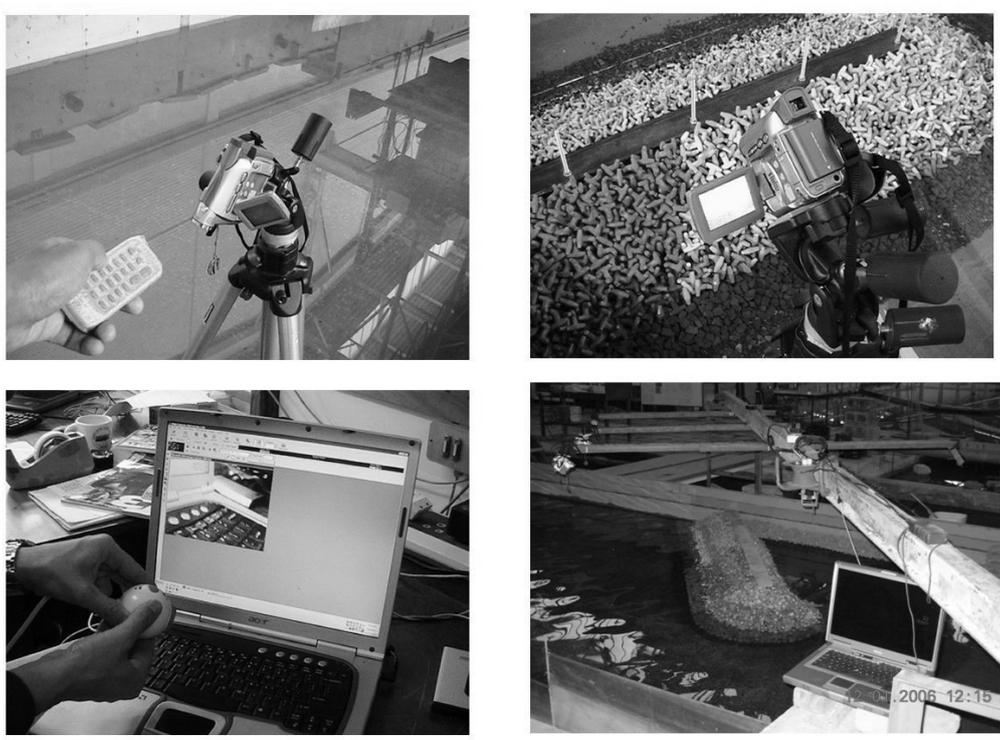
De las extensas pruebas realizadas con dolos, el CSIR encontró que el porcentaje de unidades balanceándose fue más o menos igual al porcentaje de unidades desplazadas una distancia igual a una altura del dolo (Phelp et al, 1994). Esto implica que el daño en el prototipo puede ser superior a dos o más veces el número de unidades desplazadas sobre la característica de longitud (asumiendo que el balanceo de las unidades podrá romperlas). Sin embargo, esto es un problema complejo, y depende de otras variables.

Basados en la interpretación de que la estructura de los dolos en el prototipo es ampliamente aceptada que la mayoría de los dolos se rompen cuando tienden a moverse una distancia mayor de H. La interpretación de los movimientos mayores que H es por lo tanto sencilla. Para movimientos menores, este no sería el caso. Hay necesidad de entender la implicación de los movimientos más pequeños que H en el prototipo. Estimando que la relación entre los pequeños movimientos y el balanceo fue el resultado de estudios de investigación en pruebas en canal de olas conducidas por el CSIR por varios años, en las cuales los movimientos de balanceo fueron registrados. La tecnología de imágenes digitales hace que el registro, análisis y entendimiento de los pequeños movimientos sea fácil y rápida.

El registro inicial de la muestra de unidades del modelo, el cual ocurre solo después se ha llenado con agua y generado las olas, es normalmente pequeño, y contribuye poco al daño total, pero es fácilmente detectado por el análisis digital. Aunque la condición de pre prueba de la estructura es siempre registrada, por facilidad de análisis, la imagen base para la cual los grandes movimientos son registrados (por la técnica de parpadeo digital) es tomada después que el registro inicial de la muestra es completado. En el prototipo, los pequeños desplazamientos registrados sobre un rompeolas nuevo en construcción pueden resultar en grandes esfuerzos y rotura de las unidades, lo cual se adiciona al daño total. Esto fue observado en el Cabo Town (Phelp, ICCE 1994) y en la Bahía de Richards (Pillay, ICCE 1998), ambos en Sudáfrica.

La técnica del parpadeo, es una técnica de procesamiento de imágenes digitales, la cual es usada de interface, en tiempo real, con la imagen con una prevista de una zona del rompeolas antes de que ocurra el daño. Cualquier cambio es detectado entonces como un flacheó estroboscópico justo de una porción de la pantalla donde los cambios han tomado lugar.

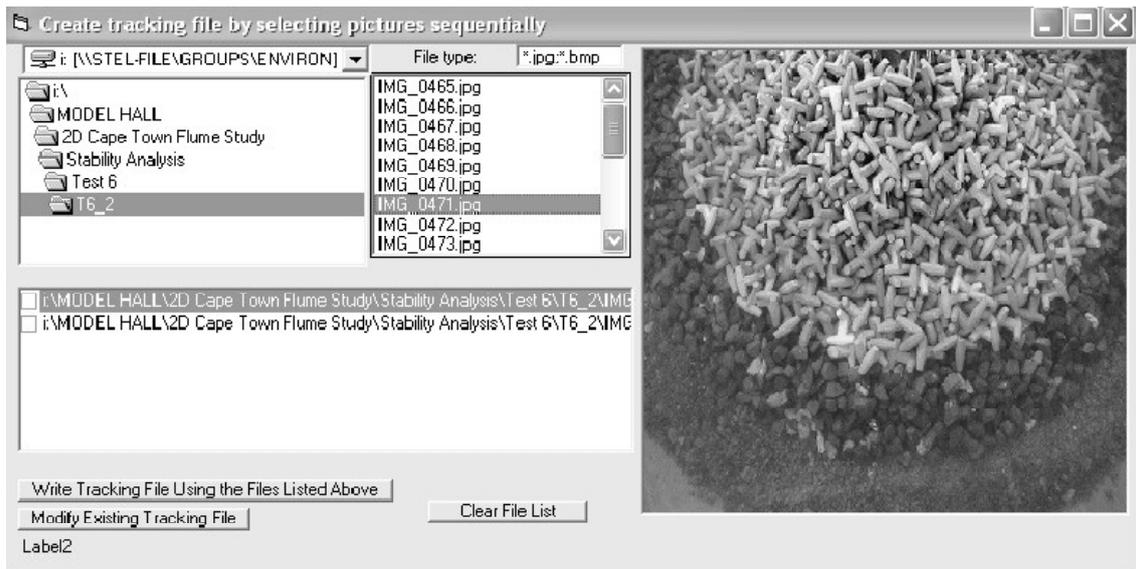
Esta provee un método práctico de costo económico usando equipo personal, tal como una cámara digital u otro dispositivo fijo en una posición perpendicular a la cara del talud de la coraza, que puede ser controlado remotamente. El control remoto permite la toma de imágenes sucesivas sin tocar la cámara. Esto permite una perfecta superposición de imágenes. La (ver *figura 8.1*) muestra el arreglo de la cámara, conectada directamente a una computadora portátil sobre un canal de olas angosto.



**Figura 8.1** Cámara de video digital controlada remotamente en línea con una laptop para captura de datos.

*Fuente: [Phelp, 2006].*

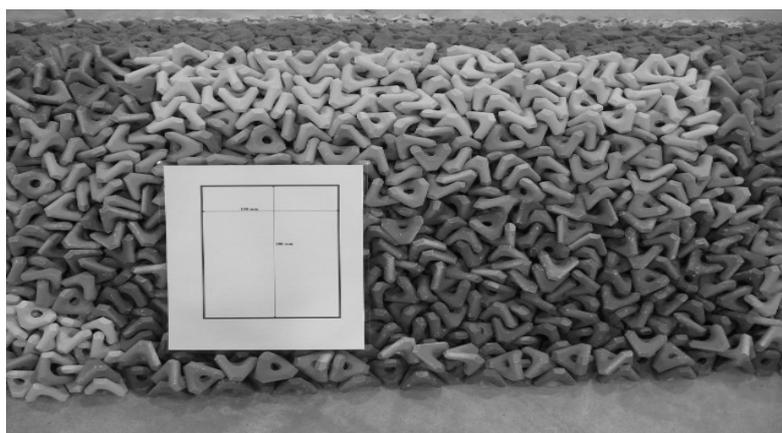
Las fotografías son tomadas antes y después de una condición de prueba y preparadas para su análisis. Dos imágenes son analizadas usando el programa de cómputo de parpadeo para evaluar el desplazamiento que ha ocurrido durante el ensayo. Los rangos de los movimientos son indicados por diferentes colores para diferentes desplazamientos (ver *figura 8.2*).



**Figura 8.2** Captura de imagen y nombrado de archivo, listo para su análisis usando la técnica de parpadeo.

**Fuente:** [Phelp, 2006].

El uso de calibración de imágenes por captura es una referencia de forma de una dimensión conocida como se ilustra en la (ver figura 8.3). Este proceso necesita hacerse solo una vez durante el estudio. Para insertar la imagen de referencia dentro del programa Armour Tracking, uno puede determinar el factor para convertir pixeles a metros dibujando una línea usando el ratón sobre la pantalla. Esta línea da una coordenada de la pantalla relativa a la forma de referencia. Estas coordenadas son usadas para determinar la longitud de la línea en pixeles. El pixel para conocer el factor de escala dimensional es usado para convertir los desplazamientos de las unidades de coraza de pixeles a dimensiones reales.



**Figura 8.3** Calibración de la imagen usando la forma de referencia conocida.

**Fuente:** [Phelp, 2006].

Una vez que las líneas son dibujadas sobre la imagen, son importadas a una hoja de cálculo y convertidas de pixeles a unidades prototipo, después estos desplazamientos son sustituidos en la fórmula de daño. Los desplazamientos de las unidades de coraza son entonces escalados a mediciones en prototipo y convertidas a porcentaje de daño [Phelp and Zwamborn, 2000]. Después los resultados son tabulados en una hoja de cálculo, son representados gráficamente y los movimientos son visualizados en formato de presentación de PowerPoint.

A continuación se presentan dos fotografías digitales de una de la serie de ensayos, tomadas durante los dos últimos ensayos de la serie y que fueron cargadas en el programa Armour Tracking, permitieron la visualización del movimiento de al menos 15 elementos, los cuales pueden presentar a largo plazo posibles fracturas y rompimiento de sus brazos en el prototipo, generando con esto la posterior falla de la estructura.



**Figura 8.4 Programa para manejo de imágenes digitales.**  
**Fuente: Anton H. Holtzhausen, 2006.**

Y que puede traer como consecuencia con el paso del tiempo la pérdida de áreas importantes de la coraza del rompeolas (dolos) y hasta la pérdida de la capa secundaria y núcleo respectivamente (*ver figuras 8.5 y 8.6*).



**Figura 8.5 y 8.6 Fractura y rompimiento de los brazos de los dolos.**  
**Fuente: Reporte de Inspección O & M, 2002.**



**Figura 8.7 Pérdida total de una determinada área de dolos en el rompeolas.**  
**Fuente: Melby A. J., 2008**

Por último, a continuación se describe en forma breve el trabajo realizado durante el modelo con respecto a la técnica de parpadeo de imágenes digitales.

Esta técnica se aplicó durante algunos ensayos, pero no se pudieron llegar a alcanzar resultados que nos indicaran con precisión el daño que tendría la estructura en la capa de coraza. La técnica de parpadeo requiere según el Programa Armour Tracking de lo siguiente:

1. Los movimientos son analizados al hacer parpadear dos imágenes en una pantalla (computadora o televisión).
2. El par de imágenes deberá ser tomada respetando en el mayor grado posible el mismo punto fijo y la misma orientación elegida, para asegurar que las tomas sean igualadas (misma posición y orientación de la cámara).

3. La iluminación juega un papel importante, puesto que al hacer parpadear el par de imágenes, en la pantalla se puede llegar a mostrar reflejos que impedirán la correcta observación de los movimientos de las unidades (dolos).

Se puede apreciar en la (*figura 8.4*), que los requerimientos del Programa Armour Tracking no fueron cumplidos al 100% durante los ensayos realizados, puesto que la iluminación, la posición de la cámara y el desconocimiento inicial en cuanto al funcionamiento del programa, hicieron que no fuera correcta la aplicación de la técnica de parpadeo.

Pero la observación de las fotografías en la computadora nos dio oportunidad de visualizar el movimiento de dolos que no se habían visualizado durante los ensayos.

Durante estos se pudo apreciar que las señales generadas por el equipo permitieron observar (*ver figura 8.4*), el movimiento de por lo menos 15 dolos que en su mayoría se encontraban en la corona de la estructura.

De estos 15; 8 dolos pertenecían a la franja de color azul, 5 a la franja de de color rojo y 2 a la franja de color blanco.

Las fotografías tomadas después de cada uno de los ensayos, permitieron observar que en ensayos donde las alturas y periodos eran los más fuertes existían más movimientos de dolos, puesto que la zona de rompiente de la ola se localizaba de la parte media de la franja azul a la corona de la estructura.

Lo que permite definir que el daño causado por la incidencia del oleaje (de tormenta), sería mayor al (aceptable) inicio de daño equivalente al 5%.

---

**CAPÍTULO IX.****REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.**

- ✓ [Basco D. R., 2001].  
Curso de Sistemas de Protección de Costas, Universidad del Este de las Indias. Julio 2001. Pg. 47-62.
- ✓ [Battjes en 1971].  
Surf Similarity, Proceedings of the 14th International Coastal Engineering Conference, Vol. 1, 1974.
- ✓ [Bonilla y Salinas, 1979].  
Apuntes de Modelos Hidráulicos de la ESIA. Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Unidad Zacatenco. México D.F. Agosto 1979.
- ✓ [British Standard Institution, 2006]  
Certificación de Elementos Precolados de Concreto  
<http://www.bsi-global.com>
- ✓ [Bruun, 1985]  
Desing and Construction of Mounds for Breakwaters and Coastal Protection, Elsevier Science Ltd., Vol. 37. Pg. 340-580.
- ✓ [Bucharth, 2001].  
Hans F. Bucharth and Steven A. Hughees, Fundamental of Desing, Coastal Engineering Manual, 2001, Chapter VI.
- ✓ [Burcharth y Hughes, 2005].  
Coastal Engineering Manual, 2005, Capítulo 5 Fundamentos de Diseño. Pg. VI.5.7.
- ✓ [Burcharth y Liu, 1992].  
Materials Structural Design of Armour Units. Proceedings of Seminar on Rubble. *Mound Breakwaters*, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, Bulletin No. TRITA-VBI-120.
- ✓ [Burcharth y Lui, 1992].  
Dolos, Non Overtopped Slopes, Coastal Engineering Manual 2003. U.S. Army Corps, Part VI, Chapter 5. Pg. VI-5-74 y VI-5-75.
- ✓ [Catastro portuario, 2007]  
Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Dirección General De Marina Mercante, México D.F., 2007.

- 
- ✓ [CEM 2005].  
Coastal Engineering Manual 2005. U.S. Army Corps, Part VI, Chapter 4.
  - ✓ [Coastal Engineering Manual, 2005].  
Types and Functions of Coastal Structures. Part VI, Chapter 2, Pg VI.2.20.
  - ✓ [CERC, 1985]  
[Concrete Armor Unit Fabrication](#). Coastal Engineering Research Center (CERC). Pg 1-7.  
[www.wes.army.mil/REMR/pdf/co/rr-1-7.pdf](http://www.wes.army.mil/REMR/pdf/co/rr-1-7.pdf)
  - ✓ [CFE, 1984].  
Manual de Diseño de obras Civiles. Comisión Federal de Electricidad, Hidrotecnia, A.2.13, México, D.F., 1984.
  - ✓ [CONTECH®].  
Construction Products INC.  
<http://www.contech-cpi.com>
  - ✓ [Coastal, Estuary and Offshore Engineering Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, 2003].  
Development of Concrete Breakwater Armour Units, Pieter Bakker, The Netherlands, 2003
  - ✓ [COPEDEC, 1999]  
Desarrollo en Ingeniería Portuaria y Costera.  
<http://www.pianc-copedec.com>
  - ✓ [Costal, 1994].  
Coastal Engineering, 1994 Proceedings of the Twenty-four International Conference, Edit: by Billy L. Edge. ASCE (American Society of Civil Engineers), Vol., 1, 2 y 3.
    - Juhl Jorgen, Wave Overtopping of Breakwaters Under Oblique Waves, Chapter 86, Pg. 1182.
    - Allsop N.W. Overtopping of Sea Walls Under Random Waves, Chapter 82, Pg. 1130.
    - Phelp D. Et.al Results of Extensive Field Monitoring of Dolos Breakwaters. Chapter 109, Pg. 1511.

- ✓ [Costal, 1998]  
Coastal Engineering, 1998, Conference Proceeding, Edit. By Billy L. Edge, Edit ASCE (American Society of Civil Engineers, Vol. 1, 2 y 3.
  - Habsgaard M. Wave overtopping of Mound Breakwaters, Pg. 2235.
  - Rouck J. Wave Run-up and overtopping: Prototype Versus Scale Models. Pg. 1039.
  
- ✓ [Costal, 2000].  
Coastal Engineering, 1998, Conference Proceeding, Edit. By Billy L. Edge, Edit ASCE (American Society of Civil Engineers, Vol. 1, 2 y 3.
  - Mendez, Effects of Bi-modal Waves on Overtopping: Application of UK and Dutch Prediction Methods, Pg. 2114.
  - Holtzhausen A. H., Physical Modelling of Dolos Breakwaters: The Coega Results and Historical Perspective.
  - Phelp and Zwamborn, 2000. Correlation Between and Prototype Damage of Dolos Breakwater Armouring.
  
- ✓ [Costal, 2002].  
Coastal Engineering, 2002, Conference Proceeding, Edit. By Jane Mckee Smith, U.S. Army Corp of Engineers, Engineer Research and Development Center, Coastal and Hydraulics Laboratory, Vol. 1, 2 y 3.
  - Schüttrumpf H., Interaction of Wave Overtopping and Clay Properties for Sea Dikes, Pg. 2105.
  - Van Gent M. Wave Overtopping Events and Dikes, Pg. 2203.
  - Lisa A. Romanoski. A 15 Year Monitoring History of Dolosse at Crescent City. Pg. 1561.
  
- ✓ [Cooper A. K., 2008,]  
A Preliminary Physics-Engine Model of Dolosse Interacting With One Another. Sixth South African Conference on Computational and Applied Mechanics. Cape Town, 26-28 March 2008.

- ✓ [DACE-2, 1984]  
  
Department of the Army Corps of Engineers, 1984, Shore Protection Manual, Coastal Engineering Research Center, Corps of Engineers, Vol. 2, Cap. 7, Pg. 39-41, 58-59.
- ✓ [Delta Marine Consultans]  
[http:// www.dmc.nl](http://www.dmc.nl)
- ✓ [Delta Marine Consultants, 2008]  
Concrete Breakwater Armour Unit Classification, Pg. 1-2. Abril 2008  
<http://Concrete%20breakwater%20armour%20unit%20classification%203.pdf>
- ✓ [Engineer Manual, 1995].  
Engineering Manual, Desing of Coastal Revetments, Seawalls and Bulkheads, Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers, Chapter 2, Junio, 1995.
- ✓ [G.I.O.C. – III, 2000].  
Documento de Referencia, Vol. III, Obras, Grupo de Ingeniería Eceanográfica y de Costas, Universidad de Cantabria, Ministerio de Medio Ambiente, Dirección General de Costas, Santander, Diciembre, 2000.
- ✓ [Goda, 2000]  
Random, Seas and Desing of Maritime Structures, University of Tokio Press, Japan, World Scientific Press, Advanced Series on Ocean Engineering. Vol. 15, Pg. 443.
- ✓ [Google Earth, 2009]
- ✓ [Govaere, 1998].  
Tesis Profesional Acción del Oleaje Sobre Estructuras Marítimas No Rebasables, México D.F., División de Estudios de Posgrado UNAM, 1998.
- ✓ [[Guer Ingeniería](http://www.gueringenieria.com), 2006].  
Bloque Atamán, Puerto de Valencia,  
<http://www.gueringenieria.com>
- ✓ [Günbak, 1976].  
Ruble Mound Breakwaters, unpublished D. Eng. Thesis, Norwegain Institute of Technology, Norway, 1976.

- 
- ✓ [HAECON]  
Harbour and Engineering Consultans  
<http://www.haecon.be/>
  
  - ✓ [Herbich, 1990].  
Wave Phenomena and Coastal Structures, Handbook of Coastal and Ocean Engineering, MacGraw-Hill, Vol. 1, 1990.
  
  - ✓ [Holtzhausen y Zwamborn, 1990]  
Guidelines for the Hydraulic Desing and Maintenance of River Crossings Petroria, South Africa, September 1994. Chapter 2, Pg. 2-33.
  
  - ✓ [Holtzhausen y Zwanborn, 1992]  
Desing and Construction of Brakewaters. Proc 23<sup>rd</sup> ICCE. Venice, Italy.
  
  - ✓ [Hudson, 1958]  
Laboratory Investigation of Rubble-Mound Breakwaters. Journal of the Waterways and Harbors Division. ASCE, Vol. 85, No. WW23. September 1959. Pg. 123-152.
  
  - ✓ [Hughes, 1993].  
Physical Models and Laboratory Techniques in Coastal Engineering, World Scientific, Advanced Series on Ocean Engineering, Vol. 7.
  
  - ✓ [Hunt, 1954].  
Desing of Seawalls and Breakwaters, Journal of the waterways and Harbors Division, ASCE, Vol. 85, Septiembre, 1954.
  
  - ✓ [ICCE, 2000].  
Instituciones Colegiales para la Calidad en la Edificación. Feria Internacional de la Piedra Natural y el Cemento.  
<http://www.coaatalicante.org>
  
  - ✓ [INMAR, 2002].  
Ingeniería Marítima, Interacción Olas-Estructura, ETSECCPB, España, 2002. <http://assig-camins.upc.es/op/omc/Olas-Estructuras.pdf>
  
  - ✓ [Iribarren, 1938]  
Estabilidad del Morro de los Diques en Talud, Revista de Obras Públicas. Diciembre 1989.  
[http://ropdigital.ciccp.es/pdf/publico/1989/1989\\_diciembre\\_3286\\_01.pdf](http://ropdigital.ciccp.es/pdf/publico/1989/1989_diciembre_3286_01.pdf)

- 
- ✓ [James Hu Sau-Lon y James L. McCauley, 1997]  
Estimation of Wave Overtopping Rates for Irregular Waves, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 123, No. 5, Pg. 266-273.
  - ✓ [JICA, 1989].  
Características Generadoras del Oleaje, Tomo I y II, Texto para el curso México, 1989.
  - ✓ [Laboratorios Sogreah]  
<http://www.concretelayer.com>
  - ✓ [Lopardo, 1989]  
Una Reflexión Sobre los Modelos Físicos en Hidráulica. Gerente del Instituto Nacional del Agua y del Ambiente.  
<http://www.ina.gov.ar>
  - ✓ [Losada, 1986  
Calibración del Canal de Oleaje CIME para un Ensayo de Estabilidad de Dique en Talud. Anejo V Evaluación de Daño en Diques en Talud y Niveles de Avería. Pg. 144-150.
  - ✓ [Machemehl J.L. y Herbich J.B., en 1970].  
Effects of Slope Roughness on Wave Run-up on Composite Slopes, Texas A&M Sea Grant Program, Report No. 129, Agosto, 1970.
  - ✓ [Mase y Iwagaki, 1984].  
Run-up of Random Waves on Gentle Slopes, Chapter 40, International Conference on Coastal Engineering, ASCE, 1984, Pg 593-609.
  - ✓ [Melby J. A., 2008].  
Diseño de Unidades de Concreto en Corazas. Laboratorio de Hidráulica y Costas, 2008.
  - ✓ [Negro V. V. y Varela C. O. 2002]  
Diseño de Diques Rompeolas. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2002. Pg. 164-165 y 132-143.
  - ✓ [Normas SCT, 2006].  
Obras de Protección, Elementos Precolados de Concreto, N-CTR-PUE-1-02-003/06, SCT 2006, Pg. 1-25.

- ✓ [Peña Trigueños, 2005].  
Ascenso del Oleaje Máximo (Run-up) Sobre Rompeolas Superficiales Permeables a Talud, I.P.N. ESIA-ZACATENCO, Sección De Estudios de Posgrado e Investigación.
- ✓ [Per Bruun, 1989].  
Port Engineering, Volumen I, Gulf Publishing Company.  
Pg. 316-317, 417-424, 600-602.
- ✓ [Phelp, 2006].  
Digital Image Technology as a Measurement Tool in Physical Models. 2006, *Proceedings of the First International Conference on the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection*.
- ✓ [Plan Maestro de Desarrollo Portuario, 2006-2011]  
Administración Portuaria Integral de Altamira, S.A. de C.V., Programa Maestro de Desarrollo Portuario 2006-2011, [www.puertoaltamira.com.mx](http://www.puertoaltamira.com.mx).
- ✓ [Plan Maestro de Desarrollo Portuario, 2006-2011]  
Administración Portuaria Integral de Tampico, S.A. de C.V., Programa Maestro de Desarrollo Portuario 2006-2011, [www.puertodetampico.com.mx](http://www.puertodetampico.com.mx).
- ✓ [Plan Maestro de Desarrollo Portuario, 2006-2011]  
Administración Portuaria Integral de Puerto Madero, S.A. de C.V., Programa Maestro de Desarrollo Portuario 2006-2011, [www.puertochiapas.com.mx](http://www.puertochiapas.com.mx).
- ✓ [Plan Maestro de Desarrollo Portuario, 2008-2013]  
Administración Portuaria Integral de Puerto de Progreso, S.A. de C.V.  
Programa Maestro de Desarrollo Portuario 2006-2011, [www.puerto-de-mazatlan.com.mx](http://www.puerto-de-mazatlan.com.mx)
- ✓ [Plan Maestro de Desarrollo Portuario, 2006-2011]  
Administración Portuaria Integral de Puerto de Progreso, S.A. de C.V., Programa Maestro de Desarrollo Portuario 2006-2011, [www.puertosyucatan.com](http://www.puertosyucatan.com).
- ✓ [Plan Maestro de Desarrollo Portuario, 2006-2011]  
Administración Portuaria Integral de Tuxpan, S.A. de C.V., Programa Maestro de Desarrollo Portuario 2006-2011, [www.puertotuxpan.com.mx](http://www.puertotuxpan.com.mx).

- ✓ [Publicación Sudafricana de Información, 2009]  
SA's wave-breaking dolosse. 10 November 2006.  
<http://www.southafrica.info>
- ✓ [Puerto el Mezquital].  
Puerto el Mezquital, Tamaulipas, SCT, Puertos de México  
[www.puertoelmezquital.com.mx](http://www.puertoelmezquital.com.mx).
- ✓ [Price, 1979].  
Types and Functions of Coastal Structures, Coastal Engineering Manual,  
2005, Part VI, Chapter 2.
- ✓ [Primer Encuentro Iberoamericano Sobre Intercambio Tecnológico  
Portuario, 2000].  
Enrique G. Maciñeira Alonso, Tomo I y II, Cancun, México, Abril 2000.
- ✓ [REMSA].  
[www.remsa.net](http://www.remsa.net)
- ✓ [Rocha, 2003].  
Los Modelos como Herramienta Valiosa para el Diseño Hidráulico.  
Universidad Nacional de Ingeniería, Laboratorio Nacional de Hidráulica,  
Febrero 2003.
- ✓ [Ruiz, 2006].  
Notas Sobre el Curso de Obras Marítimas I, Maestría de Hidráulica, IPN  
ESIA, Sección de Estudios de Posgrado, 2006.
- ✓ [Ruiz, 2008].  
Título del Proyecto: Validación Experimental de Fórmula de Diseño de  
Rompeolas de Dolos Bajo el Concepto de oleaje Irregular, No. de  
Registro: 20082306.
- ✓ [Shore Protection Manual, 1984]  
Structural Design: Physical Factors. Chapter 7. Stability of Rubble  
Structures. Pg. 7-112.
- ✓ [Universidad de Bielefeld, Laboratorio de Ciencias Aplicadas en  
Mecánica de Fluidos, 2001].  
Hallow Cubes, Prof. Dr.-Ing. Fritz Büsching, Alemania, 2001

- 
- ✓ [unican, 2007].  
Curso Interactivo de Regeneración de Playas, Universidad de Cantabria, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2007.
  
  - ✓ [Universidad Politécnica de Valencia, 2005].  
Nuevo Elemento para la Construcción de Diques, Departamento de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes, Laboratorio de Puertos y Costas.  
[www.lpc.upv.es/lpc2/upload/File/.../OT\\_K4952\\_cas%20B01.pdf](http://www.lpc.upv.es/lpc2/upload/File/.../OT_K4952_cas%20B01.pdf)
  
  - ✓ [USACE, 1984].  
USACE. 1984, U.S. Army Corps of Engineers. Shore Protection Manual, Vol. I. 4ta edition Washington, 1984.
  
  - ✓ [Van der Meer, 1988].  
Rock Slopes and Gravel Beaches Under Wave Attack, Delft University of Technology, The Netherlands 1988.
  
  - ✓ [Van der Meer, 1990].  
Wave-Structure Interaction, Chapter 10  
<http://mail.vssd.nl/hlf/f011h10.pdf>
  
  - ✓ [Van Oorschot, J.H. y D'Angremond K., 1968].  
The Effect of Wave Energy Spectral on Wave Run-up, Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Coastal Engineering Conference, Vol. 2, 1968.
  
  - ✓ [Vergara, 1993].  
Técnicas de Modelación en Hidráulica. Alfa Homega, México D.F. Pg. 7-9, 37-58, 217-226.
  
  - ✓ [VOWS, 2000].  
INGRAM, David, Violent Overtopping of Waves at Seawalls (VOWS), the Centre for Mathematical and Flow Analysis (CMMFA).
  
  - ✓ [Wassing, 1957].  
Model Investigations on Wave Run-up and Overtopping Levee Section Lake Okeechobee, Florida, ESWS Technical Report No. 2-449, Jan., 1957. Pg. 337.
  
  - ✓ [Zwamborn, 1980]  
Guidelines for the Hydraulic Design and Maintenance of River Crossings Petroria, South Africa, September 1994. Chapter 2, Pg 2-28, 2-32.

**CAPÍTULO X.****SIMBOLOGÍA Y ANEXOS.****X.1 SIMBOLOGÍA.**

A = Espesor de los brazos o patas del dolo.

A = Área de la capa, generalmente se escoge un área unitaria de 10 a 100 m<sup>2</sup>.

B = Espesor del alma del dolo.

B = Ancho de coronamiento.

C = Altura del dolo.

$d_h$  = desplazamiento más grande que la altura del dolo, entonces H es la altura del dolo.

$d_{0.5H}$  = Desplazamiento más grande que la altura del dolo, entonces H con respecto al desplazamiento más grande es H/2.

D = Espesor del chaflán del dolo.

D = Limite de los daños graves que se producen cuando la erosión de la capa de coraza a alcanzado una profundidad  $D_n$ , (según Iribarren).

D = Porcentaje de erosión del volumen original. (según Hudson).

D = Proporción de unidades desplazadas en relación con el número total de unidades o preferiblemente como el número de unidades dentro de una zona específica de una zona entorno al Nivel Medio del Mar (NMM), según ó número de unidades relativas dentro de los niveles Nivel de Aguas Tranquilas (SWL)  $\pm 6.5 D_n$ , desplazado a una altura h del dolo o más, por ejemplo para 2% de desplazamiento  $D = 0.02$ .

$D_n$  = Longitud del cubo equivalente o longitud del cubo con el mismo volumen de un dolo.

$D_{n50}$  = Longitud del cubo equivalente a una roca mediana.

$D_T$  = Daño total estimado, está incluida la rotura.

E = Altura media de la base de apoyo del dolo al centro de sus brazos.

E = Espesor de capas (núcleo y capa secundaria).

E = Término de error.

$E_c$  = Escala de celeridades de ola.

$E_F$  = Escala de fuerzas.

$E_H$  = Escala de alturas de ola.

$E_L$  = Escala de longitudes de onda.

$E_{LH}$  = Escala de líneas horizontales.

$E_{LV}$  = Escala de líneas verticales.

$E_T$  = Escala de periodos de ola.

$E_W$  = Escala de pesos.

$h$  = Nivel de coronamiento o altura total de la estructura.

$H_s$  = Altura de ola significativa del oleaje incidente en el pie de la estructura.

$H_{1/10}$  = Promedio del décimo de las alturas más altas de un registro.

$K_\Delta$  = Coeficiente de capa del dolo.

$K_D$  = Coeficiente de estabilidad.

$n$  = Número de elementos que forman la capa (dolos).

$N$  = Número de elementos.

$N_{od}$  = Número de unidades desplazadas dentro de una franja de un ancho de una franja de un ancho equivalente a la longitud de un cubo  $D_n$ .

$N_s$  = Número de estabilidad.

$N_z$  = Número de olas. Para  $N_z \geq 3,000$  olas usar  $N_z = 3,000$  olas.

$P$  = Porosidad de la estructura.

$P$  = Porosidad del dolo en porcentaje.

$r$  = Relación entre el talle o cintura y la altura del dolo.

$S_s$  = Densidad de sólidos.

$T_m$  = Periodo medio del oleaje.

$T_p$  = Periodo del oleaje correspondiente al pico más alto del espectro de oleaje.

$V$  = Volumen del dolo.

$W$  = Peso del dolo.

$W_r$  = Relación de cintura de los dolos.

**LETRAS GRIEGAS.**

$\alpha$  = Ángulo del talud de la estructura con respecto a la horizontal.

$\beta$  = Ángulo de incidencia del oleaje.

$\gamma_s$  = Peso específico del elemento que va a formar la coraza.

$\theta$  = Talud de la estructura con respecto a la horizontal.

$\xi_0$  = Parámetro de similitud de rompiente.

$\rho_s$  = Densidad del concreto.

$\rho_w$  = Densidad del agua.

$\varphi$  = Densidad de embalaje.

## **X.2 ANEXOS.**

### **X.2.1 CONCEPTOS FUNDAMENTALES DEL OLAJE Y SUS FENÓMENOS.**

El oleaje regular es válido para llevar a cabo el análisis de un tren de olas que llegan a la costa y que presentan diferentes alturas, periodos y perfiles, que al llegar a la zona de aguas reducidas modifican su estado inicial, presentándose fenómenos como los de difracción, refracción y reflexión. Pero en los últimos años se ha generado el concepto de oleaje irregular que a comparación del oleaje regular presenta grandes diferencias y ventajas a la hora de emplearlo, por lo que en cuestiones de diseño puede representar una disminución de costos importante así como dimensionar adecuadamente cualquier obra costera o portuaria.

Las características geométricas del oleaje regular e irregular son básicamente las mismas pero no la forma de definirlos, ya que la irregularidad del perfil no permite aplicar los mismos conceptos.

La altura de la ola del oleaje irregular se puede establecer empleando solo algunos de los siguientes métodos: La diferencia de la altura vertical media entre el punto más alto y el siguiente de altura mínima, la altura que existe entre la cresta y el valle despreciando las variaciones pequeñas en el perfil, la distancia que hay desde el perfil máximo hasta el mínimo entre dos puntos consecutivos al tiempo al cruzar el nivel medio de la ola o el nivel medio de la ola, en una misma dirección, ya sea hacia arriba o hacia abajo [J.I.C.A., 1989]

Ahora bien, el periodo se define como el intervalo de tiempo que existe entre dos puntos seguidos del nivel medio de la onda. Y para el estudio y el manejo de datos, se utilizan los conceptos de olas representativas las cuales son obtenidas en campo o prediciendo los datos, a continuación se mencionan los más comunes: Altura de ola máxima ( $H_{max}$ ), altura de ola un décimo ( $H_{1/10}$ ), altura de ola significativa ( $H_{1/3}$ ), altura de ola promedio ( $\bar{H}$ ) y el periodo promedio ( $\bar{T}$ ).

Expuesto lo anterior, en este capítulo se realizará una descripción de la interacción del oleaje con una estructura marítima, ya que existe una fuerte relación que se hace visible tanto en su talud lado mar como en su talud lado puerto, por lo que se puede decir que nunca es estable bajo la incidencia del mismo.

Pero el oleaje al incidir sobre las estructuras (rompeolas y/o escolleras), causa oscilaciones verticales en la superficie del agua generando efectos debido a las características de la estructura (forma, pendiente, altura, grado de permeabilidad, etc.). Estos efectos llamados parámetros hidrodinámicos son:

- ✓ Rompiente del oleaje
- ✓ Ascenso de la ola (run-up)

- ✓ Descenso de la ola (run-down)
- ✓ Transmisión del oleaje por rebase (overtopping)

### **ROMPIENTE DEL OLEAJE.**

Este parámetro hidrodinámico se puede definir de la siguiente manera: Es el resultado de la incidencia del oleaje contra una estructura de protección, haciéndose presente cuando el oleaje llega a un estado crítico, el cual se debe principalmente a la relación de esbeltez, por el efecto de fondo, por la transferencia de energía del viento sobre la superficie libre del agua o por la forma de la estructura sobre la cual rompe [C.F.E., 1984]. Los tipos de rompientes pueden ser identificados a través del parámetro de similitud de rompiente  $\xi_b$  [Burcharth y Hughes, 2005], (*ver ecuación A.1*) en dos tipos de rompientes que inciden sobre las estructuras, y que a continuación son descritas.

En una obra de protección, la rompiente tipo surging u ondulante es la que con mayor frecuencia se presenta en la naturaleza, la cual requiere de estructuras con mayor pendiente. Los valores de  $\xi_b$ , son para este tipo de rompiente mayor es de 2.0. Para el caso del oleaje irregular, este tipo de rompiente daña a los elementos de la estructura (*ver figura A.1*).



**Figura A.1 Rompiente tipo surging sobre rompeolas.**  
**Fuente: andaluciaimagen.**

La rompiente tipo Plunging, presenta un valor para  $\xi_b$ , el cual oscila entre 0.4 y 2.0 siendo éste tipo más agresivo que el anterior, ya que se presenta con pendientes más fuertes con relación al anterior, y rompe con una mayor fuerza. Justamente es con este tipo de rompiente, con la que el rompeolas podría verse afectado en cuanto a la estabilidad de sus elementos (*ver figura A.2*).



**Figura A.2 Rompiente tipo plunging sobre rompeolas.**  
**Fuente: andaluciaimagen.**

Las investigaciones realizadas por [Per Bruun, 1989] arrojan que el rompimiento tipo Plunging es el más peligroso ya que daña considerablemente la coraza de la obra de protección a talud, particularmente cuando ésta ocurre en resonancia y cuando la altura de ola rompiente es máxima.

Para oleaje irregular el parámetro de rompiente que incide sobre estructuras queda definido por la ecuación:

$$\xi_{om} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{S_{om}}} \quad \text{o} \quad \xi_{op} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{S_{op}}}, \quad \dots \dots \dots A.1$$

donde  $S_{om}$  y  $S_{op}$  están dados por;

$$S_{om} = \frac{H_s}{L_{om}} = \frac{2\pi H_s}{g T_m^2} \quad \text{y} \quad S_{op} = \frac{H_s}{L_{op}} = \frac{2\pi H_s}{g T_p^2} \quad \text{y}$$

Donde:

$H_s$  = Altura de ola significativa del oleaje incidente en el pie de la estructura

$T_m$  = Periodo medio del oleaje

$T_p$  = Periodo del oleaje correspondiente al pico más alto del espectro de oleaje

$S_{om}$  = Relación de esbeltez para el periodo promedio

$S_{op}$  = Relación de esbeltez para el periodo pico

Hay que tomar en cuenta que  $S_{om}$  y  $S_{op}$  son parámetros empíricos de la relación de esbeltez del oleaje, y que vez, son relaciones estadísticas entre la altura de la ola al pie de la estructura y representativa de la profundidad en aguas profundas.

Sin embargo, en una obra de protección, básicamente el rompimiento del oleaje se puede clasificar en dos formas que a menudo se presentan en la

naturaleza: Cuando la ola rompe parcialmente y cuando la ola rompe completamente.

### **ASCENSO DEL OLEAJE (RUN-UP).**

Para la protección de los puertos y playas, normalmente son utilizadas obras de protección como rompeolas, escolleras, espigones y que por lo general la construcción de este tipo de estructuras es sumamente costosa. La destrucción en las estructuras y los daños sobrevienen en casos de ascensos fuertes del oleaje sobre la estructura, de modo que se podría presentar un rebase sobre la corona del rompeolas que traería como consecuencia la destrucción de la misma corona y la parte posterior de la obra de protección. Pero si se tiene un manejo adecuado de los factores que influyen en este parámetro se podría ayudar a construir obras de protección más confiables.

El ascenso del oleaje, ( $R_u$ ) está referido al nivel medio del mar, al ancho del espectro del oleaje, a la ola incidente, al periodo y dirección del oleaje, a la pendiente de la playa en frente de la estructura, al talud, forma y rugosidad de la obra de protección, etc. [C.F.E, 1984], [Unican, 2007]

A continuación se presenta en forma de función las características de las cuales depende el run-up.

$$R = f[H, L, T, C, E, d, \beta, S_b, \alpha, S, r, \rho, \mu] \dots \dots \dots A. 2$$

*Donde:*

$H$  = Altura de la ola.       $d$  = Profundidad media.       $\rho$  = Densidad de la masa.

$L$  = Longitud de la ola.       $\beta$  = Ángulo de incidencia del oleaje.

$T$  = Periodo de la ola.       $S_b$  = Talud de la playa.       $r$  = Rugosidad relativa.

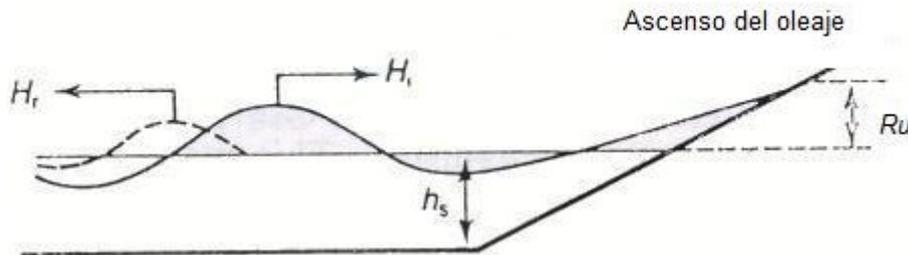
$C$  = Celeridad de la ola.       $\alpha$  = Talud de la estructura.       $\mu$   
= Viscosidad dinámica.

$E$  = Energía de la ola.       $S$  = Forma de la estructura.

Se deben tomar en cuenta tres condiciones al estimar el ascenso máximo del oleaje sobre la capa principal de la estructura [C.F.E., 1984], las cuales se enuncian a continuación:

1. La ola es no rompiente sobre la estructura.
2. La ola rompe sobre el talud de la obra de protección.
3. La ola rompe antes de llegar a la estructura.

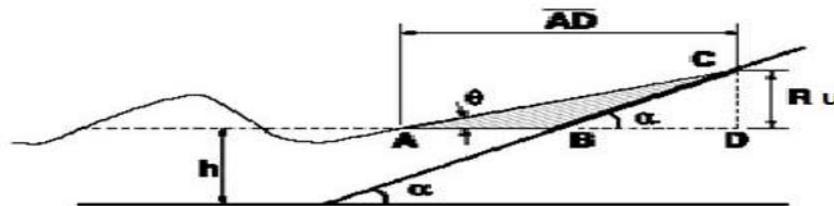
Así entonces podemos definir al ascenso del oleaje ( $R_u$ ), como la distancia vertical entre el nivel medio del mar y el punto más alto alcanzado por la ola sobre el talud de una obra de protección (ver figura A.3).



**Figura A.3 Ascenso máximo del oleaje sobre una estructura.**

*Fuente: unican, 2007.*

El ascenso del oleaje puede ser reducido por el nivel de coronamiento de diseño y por el incremento de la rugosidad o permeabilidad de la estructura, así mismo el oleaje incidente que llega a impactar a la estructura con cierta inclinación también puede reducir el nivel del ascenso de la ola; dicha reducción es expresada en términos de un factor de reducción  $\gamma_r$  (ver figura A.4).



**Figura A.4 Ascenso del oleaje sobre el talud.**

*Fuente: INMAR, 2002.*

En estructuras rugosas, típicas de obras de protección de abrigo de puertos, producen una disipación mayor de la energía incidente y por tanto una reducción del rebase. Esta disminución se debe en parte a la permeabilidad de las capas exteriores y filtro de la propia estructura, así como a la esbeltez de la ola y el periodo del oleaje incidente. Los resultados obtenidos por [Van der Meer, 1988], tienen para estructuras impermeables  $P < 0.4$ , mientras que para estructuras permeables se tiene que la permeabilidad es mayor que 0.4 ( $P > 0.4$ ), [Unican, 2007].

El ascenso de la ola ( $R_u$ ) determina la cota de coronamiento máximo que debe alcanzar la estructura en caso de que ésta sea no rebasable.

Para su cálculo se siguen dos tipos de aproximaciones; Se asume que el oleaje es regular o bien irregular y en ambos casos la predicción se basa en relaciones empíricas simples resultado de una gran variedad de ensayos realizados en canales de oleaje [Unican, 2007].

Por el contrario, cuando se considera oleaje irregular se acepta el hecho de que la altura de ola utilizada no es única sino que representa un conjunto de  $H_i$  que a su vez determinarán distintas respuestas del parámetro  $R_u$ , en este caso, el análisis estriba en determinar el comportamiento probabilístico del rebase (mediante el ajuste de alguna función de densidad de probabilidad) o bien determinar su comportamiento a partir de un cierto umbral de excedencia. A menudo se utiliza el 2% de excedencia ( $R_{u2\%}$ ) como variable de diseño especialmente en estructuras tipo revestimiento. Estudios recientes sobre la distribución probabilística del  $R_u$  sugieren una distribución de tipo Rayleigh para estructuras simples y taludes entre 1:1.33 y 1:2.5. Como norma general puede decirse que en aquellas situaciones de proyecto donde no exista información sobre el  $R_{u2\%}$ , la aproximación de tipo Rayleigh puede ser utilizada obteniéndose la relación:

$$R_{u2\%} = 1.4 R_{us} \dots \dots \dots A.3$$

Donde:

$R_{u2\%}$  = Es el nivel correspondiente excedido igual a un 2%

$R_{us}$  = Es el ascenso significativo (oleaje irregular)

A continuación se mencionan y se describen algunas ecuaciones de diferentes investigadores que han desarrollado al paso de los años aportaciones sobre el ascenso bajo el concepto de oleaje irregular:

Según [Peña Trigueños, 2005], el orden de investigadores es el siguiente:

[Hunt, 1954] desarrolló la (**ecuación A.4**) para evaluar el ascenso máximo sobre taludes permeables con oleaje irregular, obteniendo la siguiente ecuación:

$$\frac{R_u}{H} = I_r \dots \dots \dots A.4$$

Donde:

$I_r$  = Es el parámetro de rompiente para oleaje irregular, definido como:

$$I_r = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{gT_p^2}}} \dots \dots \dots A.5$$

[Van Oorschot y D'Angremond] por su parte en (1968) realizaron investigaciones para estudiar el efecto de la energía espectral con oleaje irregular en el ascenso del oleaje sobre taludes lisos de 1:4 y 1:6, con un rompimiento de  $\xi_{op} < 1.2$ .

[Machemehl J.L. y Herbich J.B., en 1970] realizaron estudios del fenómeno de ascenso del oleaje sobre taludes compuestos y taludes rugosos. El efecto de la rugosidad ( $r$ ) sobre el run-up relativo ( $R/H_0$ ) fue estudiado para comparar los datos del run-up relativo con dos diferentes profundidades de agua ( $d$ ). La medición de la densidad ( $E_\mu$ ) de la energía del oleaje fue obtenida del espectro del oleaje tanto para oleaje monocromático como para oleaje irregular, en cuanto a la rugosidad se utilizaron barras paralelas y bloques simétricos sobre el talud de la estructura para el estudio. De la investigación concluyeron lo siguiente:

1. La profundidad del agua ( $d$ ), afecta al run-up relativo ( $R/H_0$ ) con un rango de oleaje bajo ( $L > d$  y una altura de ola pequeña  $H_0 < d$ ).
2. El run-up relativo está en función de la profundidad relativa ( $d/L_0$ ), de la altura del oleaje relativo ( $H_0/d$ ) y de la relación de esbeltez relativa ( $H_0/T^2$ ).
3. Los elementos (bloques simétricos y las barras paralelas) reducen el run-up relativo sobre el talud. Obteniendo en el run-up relativo con oleaje monocromático una reducción del 15%, mientras que para el run-up relativo con oleaje irregular se redujo aproximadamente el 35%.
4. El ascenso del oleaje fue reducido significativamente por una berma.

[Battjes en 1971], estudió el problema desde el punto de vista teórico para la rompiente del oleaje sobre el talud del rompeolas. El empleó el parámetro adimensional  $R_u/H$ , para la predicción del Run-up con oleaje monocromático; posteriormente, aplicando la "teoría de equivalencia" obtuvo resultados aceptables con oleaje irregular; este estudio de distribución del ascenso normalizado ( $R_{un}$ ) se definió como:

$$R_{un} = \sqrt{Hl} \dots \dots \dots A. 6$$

Donde:

$$H = \frac{H}{\hat{H}} \dots \dots \dots A. 7$$

$$l = \frac{l_0}{L_0} \dots \dots \dots A. 8$$

Donde:

$\hat{H}$  = Altura promedio de la ola

$l$  = Distancia de propagación del oleaje

$H$  = Altura de la ola

$L_0 =$  Longitud de la ola en agua profundas

$l_0 =$  Distancia de propagación en aguas profundas

Asumiendo que las variables  $H$  y  $l$  son parámetros en común, aplicando la distribución de Rayleigh como una función de Run se obtuvieron diferentes niveles de correlación entre  $H$  y  $l$ .

En términos generales, el ascenso del oleaje (run-up), está en función del parámetro de similitud de rompiente definido como:

$$\xi_0 = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{S_0}} \dots \dots \dots A.9$$

Donde:

$\xi_0 =$  Parámetro de similitud de rompiente

$\alpha =$  Ángulo de inclinación del talud

$$S_0 = 2\pi H_{m0} / (gT_{m-1,0}^2)$$

$H_{m0} =$  Altura de ola para el momento del espectro de orden cero

$T_{m-1,0} =$  Periodo de ola para el momento del espectro negativo

$g =$  Aceleración de la gravedad

[Günbak, 1976] llevó a cabo una serie de experimentos sobre taludes utilizando oleaje irregular, en un rango más amplio del número de Iribarren (hasta  $I_r = 6$ ), encontrando que la expresión propuesta por Hunt (1954) solo es válida para rompientes en descrestamiento ( $I_r < 2.5$ ). Con estos datos, se desarrollaron nuevas fórmulas para cubrir un rango mayor de números de Iribarren, [Govaere, 1998], [USACE, 1984].

$$\frac{R_u}{H} = 2 \quad I_r > 4 \dots \dots \dots A.10$$

$$\frac{R_u}{H} = 2.5 - \left( I_r - \frac{2.5}{3} \right) \quad 2.5 I_r > 4 \dots \dots \dots A.11$$

$$\frac{R_u}{H} = I_r \quad I_r < 2.5 \dots \dots \dots A.12$$

Scott, 1982, establece la siguiente expresión para estimar el ascenso máximo sobre estructuras permeables a talud utilizando oleaje irregular. Se basa en la fórmula de [Hunt de 1954] y utiliza los datos de Holman de 1986 y propone eliminar la pendiente ( $\alpha$ ) de la expresión:

$$\frac{R_u}{H} = \frac{1}{\sqrt{H_{mo}/L_0}} \dots \dots \dots A.13$$

La capacidad de predecir el ascenso máximo del oleaje (run-up), es una función del talud de la estructura y de los avances en los diferentes diseños de las estructuras. La importancia del ascenso del oleaje irregular en éstas aparece desde 1977 y en 1984 en el Shore Protection Manual. Basado en publicaciones anteriores se sugiere para el ascenso del oleaje irregular, la distribución de Rayleigh, la cual está dada por la (**ecuación A.14**).

$$\frac{R_p}{R_s} = \left(-\frac{\ln P}{2}\right)^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots A.14$$

Donde P es la probabilidad de excedencia, R<sub>p</sub> es la elevación del run up asociada con P y R<sub>s</sub> es el ascenso del oleaje significativo. En otras palabras, el nivel del ascenso del oleaje de los ascensos se estima con P = 0.02 y se denota como R<sub>s</sub> = 0.02. El Shore Protection Manual, recomienda que el valor del ascenso del oleaje (Run-up) pueda ser determinado a través de nomogramas. Muchos investigadores en países como Holanda, como por ejemplo [Wassing, 1957] han usado una fórmula para estimar el ascenso del oleaje irregular dado por la (**ecuación 1.15**)

$$R_{u2\%} = 8H_{1/3} \tan \alpha \dots \dots \dots A.15$$

Donde:

*R<sub>u2%</sub> = Elevación vertical, donde la superficie libre del agua excede del 2% de de los ascensos del oleaje*

*H<sub>1/3</sub> = Altura de ola significativa*

*α = Ángulo de inclinación de la estructura*

En [1984 los investigadores Mase y Iwagaki] estudiaron el ascenso máximo del oleaje utilizando oleaje irregular incidiendo sobre un talud, de su investigación propusieron dos ecuaciones para medir el ascenso máximo adimensional, (**ver ecuaciones A.16 y A.17**):

$$\frac{R}{H_0} = a(\tan \theta)^b \left(\frac{H_0}{L_0}\right)^c \dots \dots \dots A.16$$

$$\frac{R}{H_0} = d \left( \frac{\tan \theta}{\sqrt{\frac{H_0}{L_0}}} \right)^e \dots\dots\dots A.17$$

Donde:

$\theta$  = Talud de la estructura

$a, b, c, d, e$  = Coeficientes calculados para cada una de la ecaciones

Van de Meer en 1988, realizó investigaciones en el laboratorio de hidráulica de Delf University of Technology, sobre el ascenso del oleaje tanto en estructuras permeables como en estructuras impermeables utilizando oleaje irregular.

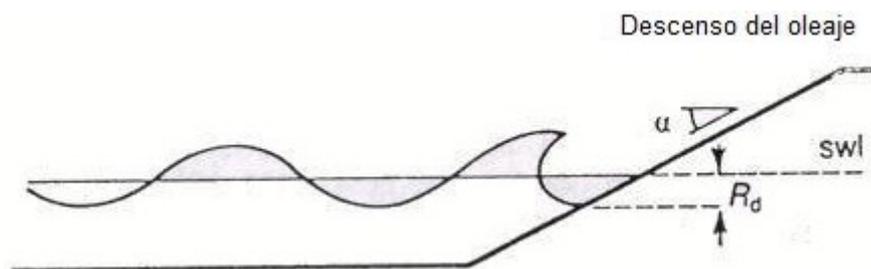
**DESCENSO DE LA OLA (RUN-DOWN).**

Este parámetro al igual que el run-up es un factor importante para el diseño de obras de protección y se encuentra referido a los mismos parámetros del oleaje que el ascenso máximo. [C.F.E, 1984] [Herbich, 1990].

Cuando una ola rompe sobre un rompeolas sobre el nivel medio del agua en reposo, el agua se desplazará sobre él; así el agua al llegar al punto máximo de ascenso tiende normalmente a descender sobre el talud del rompeolas, a este fenómeno se le conoce como descenso máximo o run-down ( $R_d$ ) [C.F.E., 1984].

El interés del descenso máximo del oleaje ( $R_d$ ) reside en el poder extractivo de los elementos de la coraza el cual pueda alcanzar.

El parámetro  $R_d$  se define como la distancia vertical entre el nivel medio del mar en reposo y el punto más bajo que alcanza la superficie libre del agua sobre el talud de la estructura portuaria de protección (*ver figura A.5*).



**Figura A.5 Descenso máximo del oleaje sobre una estructura.**  
 Fuente: Unican, 2007.

El descenso del oleaje es empleado para determinar el alcance más bajo de la capa de coraza.

También permite obtener la distancia máxima vertical debajo del nivel medio del mar, hasta donde colocar las piezas de mayor peso.

Lo que hace de mucho interés el conocer el descenso máximo ya que puede contribuir a disminuir los costos de este tipo de obras sin llegar a exponer su seguridad y funcionalidad. [Engineer Manual, 1995], [Govaere, 1988]

Los niveles del descenso del oleaje en taludes porosos de enrocamiento tienen también influencia en la permeabilidad de la estructura y del parámetro de similitud de rompiente. El nivel de descenso que excede el 2%, fue analizado en las secciones probadas por Van der Meer en 1988, a través de una serie de estudios y concluye con una ecuación que incluye los efectos de la permeabilidad de la estructura y la relación de esbeltez de la ola. (*Ver ecuación A.18*). Cabe señalar que a menudo se utiliza el 2% de excedencia ( $R_{d2\%}$ ) como variable de diseño especialmente en estructuras tipo revestimiento. [Van der Meer, 1998], [C.F.E., 1984], [INMAR, 2002].

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = 2.1\sqrt{\tan\alpha} - 1.2P^{0.15} + 1.5e^{-60S_{om}} \dots \dots \dots A.18$$

Donde:

$R_{d2\%}$  = Descenso del oleaje donde la superficie libre del agua excede del 2% de de los descensos del oleaje más críticos.

$H_s$  = Altura de ola significativa.

$\alpha$  = Ángulo de inclinación del talud del rompeolas.

$P$  = Porosidad de la estructura.

En el caso de la estabilidad de los rompeolas, el descenso del oleaje, juega un papel muy importante, ya que este fenómeno en combinación con la rompiente del oleaje, puede causar inestabilidad en los elementos de coraza de la obra de protección, ya que cuando se presenta sobre el talud una rompiente de tipo surging, en el descenso se generan corrientes con grandes velocidades que en ocasiones suelen provocar movimientos en las piezas superficiales de la capa de coraza e inmediatamente después que se presenta la rompiente de otra ola, lo que genera el desplazamiento de los elementos que quedaron de alguna forma fuera de su posición original.

El ascenso y descenso del oleaje definen pues la cota a la que la estructura queda directamente expuesta a la acción del oleaje, es decir su proyección

sobre el plano de la estructura, que es la zona de rompiente del oleaje. [INMAR, 2002].

Con respecto a la (**ecuación A.19**), Battjes (1974) describe lo investigado sobre el ascenso y descenso de la ola (Run-up, Run-dawn), en los siguientes puntos:

1. En taludes lisos y con valores de  $0.5 < \xi < 2.0$  el ascenso de la ola se puede calcular con la (**ecuación A.13**) de Hunt.

$$\xi = \frac{R_u}{h} \dots \dots \dots A.19$$

2. En taludes lisos el ascenso máximo ocurre para olas rompiendo sobre el talud en el rango de rompiente (Collapsing-Plunging). Esto corresponde a un valor aproximado de  $2 < \xi < 3$ .
3. En rompeolas de enrocamiento, el ascenso de la ola aumenta continuamente con  $\xi =$  aprox. 4, con valores mayores se presenta el rebase del oleaje sobre la estructura u overtopping.
4. El ascenso en taludes permeables e impermeables aumenta con el incremento del valor de  $\xi$  hasta aproximadamente valores iguales a 4.
5. El descenso en taludes lisos, no puede estar por debajo del nivel de aguas tranquilas, para  $\xi < 2.20$ .
6. Las presiones de máximo impacto ocurren para  $\xi$  menor que 2 y mayor de 3 donde la ola rompiente golpea a la obra sin un colchón de agua (coraza descubierta).
7. Se produce un aumento de la presión hidrostática en el interior del enrocamiento debido al ascenso de la ola. Dicho aumento es mayor entre menor sea la permeabilidad y con valores de  $\xi$  crecientes menores que 4.
8. La estabilidad de los rompeolas de enrocamiento, dependen del periodo de la ola, así como también de la altura de la misma. Las fuerzas que tratan de dislocar la coraza son máximas cuando ocurre un descenso profundo simultáneamente y repetidamente, con una rompiente de ola tipo collapsing o plunging, para  $2 < \xi < 3$ , por lo cual la estabilidad, inicial de enrocamiento es más crítica.
9. Un análisis de valores de  $\xi$  por acciones de la ola sobre un talud impermeable como también de enrocamiento incluye presiones como: tipo de rompientes, punto de la rompiente, índice de la rompiente, reflexión, ascenso de la ola, presiones de impacto y máximo ascenso sobre el talud (set up), todo esto en función de  $\xi$ .

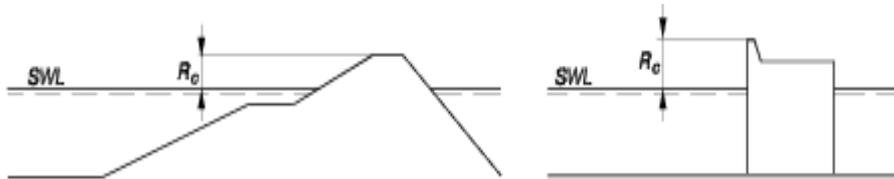
10. Una consecuencia diferente de dichos resultados, es que las populares fórmulas de diseño incluyendo la ola de diseño y el factor  $K_d$ , se consideran hasta cierto punto inadecuadas, sobre todo tratándose de grandes e importantes estructuras. Por lo tanto se recomienda en términos generales emplear el parámetro  $\xi$ , para futuros diseños. [Battjes, 1974], [Ruiz, 2006], [USACE-I, 1984]

### **TRANSMISIÓN DEL OLAJE POR REBASE (OVERTOPPING)**

En determinadas ocasiones, el oleaje es capaz de sobrepasar una obra protección, ya sea a talud o de paramento vertical.

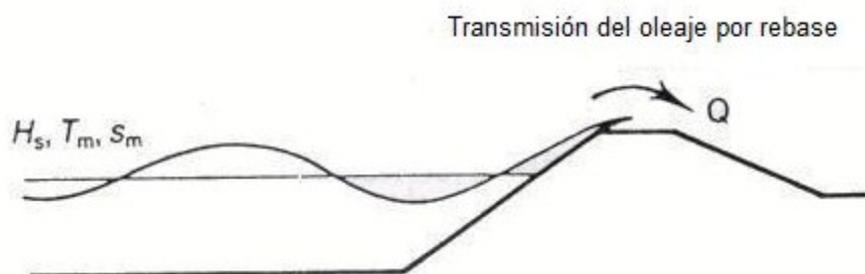
Esta situación que ocurre bajo la acción de oleajes muy severos, debe ser considerada como casi inevitable debiéndose prever en el diseño inicial de forma, haciendo así, que los daños causados sean los menos posibles.

El parámetro hidrodinámico llamado rebase del oleaje es generado cuando el ascenso de la ola sobre la cara de la estructura rebasa el bordo del coronamiento, sobrepasando por tanto la cota de diseño de la obra de protección (ver figura A.6 y A.7).



**Figura A.6 Definición del borde libre de una estructura a talud y otra de paramento vertical.**

**Fuente: Coastal Engineering Practice Committee, 2005.**



**Figura A.7 Rebase del oleaje sobre una estructura.**

**Fuente: unican, 2007**

El agua excedente puede llegar a sobrepasar más de la mitad llegando inclusive a romper sobre la corona de la estructura, cuando el ancho es lo suficientemente amplia, pero si rebasa totalmente a ésta genera severos daños

erosionando el talud interior del rompeolas y provocando agitación dentro del puerto [VOWS, 2000] [Unican, 2007].

La importancia del rebase del oleaje, radica en su participación, o no en el diseño del rompeolas, ya que se deberá decidir si en la obra de protección será permitido el rebase o no lo será, con base a la altura de la ola de diseño.

En él [Coastal-Juhl de 1994], se establece que el overtopping en las estructuras costeras es influenciado por un largo número de parámetros relacionados. Algunos de estos parámetros principales son:

1. Parámetros geométricos: Se refiere a la configuración y ancho de la cresta, profundidad del franco bordo y talud de la coraza.
2. Parámetros del material de construcción: se refieren a porosidad, forma y diámetro de la roca o del elemento prefabricado.
3. Parámetros hidrográficos: Se refieren a la altura de ola, periodo de la ola, ángulo de incidencia del oleaje, relación de esbeltez, secuencia del oleaje, condiciones del viento y nivel del agua.

Según [G.I.O.C. – III en 2000], el rebase, se define como la transmisión de una cantidad importante de agua sobre el coronamiento de una estructura. Esta transmisión se puede producir en forma de rebase de masa de agua, debido a una cota de coronación inferior al ascenso del oleaje, a la caída de masa de agua derivada del flujo vertical de impacto contra el rompeolas o las salpicaduras de agua-espuma arrastradas por el viento hacia la zona protegida.

Para [Bucharth, 2001], el rebase del oleaje ocurre cuando el nivel mayor del run-up excede el francobordo de la cresta de la estructura ( $R_c$ ). La cantidad aceptable de overtopping depende de la función particular de la estructura. Ciertas funciones ponen restricciones aceptables en las descargas de overtopping. Por ejemplo las vías de acceso y caminos, instalaciones en el lugar de la cresta del rompeolas, áreas que puedan afectar embarcaciones, así como aéreas de almacenaje de mercancías, y construcciones localizadas detrás del rompeolas, son consideraciones de diseño. El criterio de diseño para overtopping debe incluir dos niveles: overtopping durante condiciones de servicio normal y overtopping durante condiciones de diseño extremas, donde podría ocurrir algún daño permanente a instalaciones y a la misma estructura.

En Coastal-Schüttrumpf, 2002, se menciona que el rebase del oleaje es el responsable de que muchos rompeolas fallaran en tiempos pasados. Esto no es factible para poder evitar completamente el rebase del oleaje en el futuro debido a la incertidumbre en la predicción de los diseños del nivel del agua y los altos costos económicos de los rompeolas. Por lo tanto el overtopping ha sido tomado en cuenta para el diseño de los rompeolas construidos en el mar.

En Coastal-Van Gent en 2002, se dice que, la transmisión por rebase del oleaje (overtopping) por encima de los rompeolas puede causar diferentes situaciones peligrosas. Esta transmisión puede ser caracterizada por las descargas medias del mismo, pero sin que pueda proporcionar información de eventos individuales.

El agua que rebasa un rompeolas puede provocar problemas de distinto tipo, como son:

- Daño físico a personas que visiten, trabajen o se encuentren en la zona abrigada.
- Daño por sobrecarga, inundación o arrastre a edificios, vehículos, barcos, equipos e instalaciones situados en la zona abrigada.
- Daño económico por la afectación a la operatividad de las instalaciones abrigadas.
- Provocar transmisiones de oleaje indeseadas.
- Averías en las superestructuras o estructuras de la coronación y zona interior del rompeolas.

Existen muchos investigadores que a lo largo de los años han propuesto diferentes formas de explicar el rebase, y que a su vez han llevado a cabo investigaciones en laboratorios, y han presentado diferentes tipos de conclusiones como pueden ser: proponer una ecuación, llegar a establecer una serie de conclusiones que sean de vital importancia para otros investigadores que quieran retomar, alguna de estas conclusiones para desarrollar todavía aun más el tema, y porque no algunas definiciones relacionadas con este importante tema. A continuación se describen en forma breve algunas de estas investigaciones:

Milne-Dick y Brebner en 1968, fundamentaron que para todas las estructuras que probaron; del 36% al 64% de la energía transmitida estuvo a una frecuencia más alta que la ola de incidencia; sin embargo, sus resultados indicaron que para un rompeolas permeable se tenía un coeficiente de transmisión superior al de una estructura impermeable del mismo tamaño; concluyendo que este hecho fue debido a la rompiente y a las oscilaciones turbulentas [Goda, 2000].

Ahrens en 1977 sugiere un método para determinar el promedio de la descarga de agua debida a la transmisión por rebase del oleaje (overtopping) generada por viento, estos resultados fueron obtenidos en el laboratorio implementando oleaje irregular, donde menciona que “algunas de las ondas más grandes en el espectro pueden ser de una profundidad limitada, y pueden romper en el talud del lado mar de las estructuras, en cuyo caso, el efecto de la

transmisión del oleaje puede ser sobreestimada”, dicho método sugiere las siguientes ecuaciones:

$$Q = (gQ_0^*H_0'^3)^{\frac{1}{2}}e - \left[ \frac{0.217}{\alpha} \tanh^{-1} \left( \frac{h - d_s}{R} \right) \right] \dots \dots \dots A. 20$$

$$\text{cuando: } 0 \leq \left( \frac{h - d_s}{R} \right) \frac{R_s}{R_p} < 1.0$$

Donde la transmisión por rebase del oleaje ( $Q_p$ ) es asociada con la probabilidad de excedencia ( $P$ ) y el ascenso de la ola ( $R_p$ ) asociado con la probabilidad de excedencia, el cual es equivalente a la profundidad de la altura de la ola significativa ( $H_0'$ ). El término  $h - d_s/R_s$ , se refiere a la elevación de la estructura por encima del nivel del agua, y la relación entre  $R_p$ ,  $R_s$  y  $P$  es dada por:

$$\frac{R_s}{R_p} = \left( -\frac{\ln P}{2} \right)^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots A. 21$$

En 1980 Owen realizó un estudio para determinar la descarga de agua debida al rebase del oleaje (overtopping) en una estructura con diferentes alturas, proponiendo una expresión para calcularla. En su estudio, Owen relacionó y graficó la descarga de agua por rebase del oleaje medida en laboratorio contra la descarga de agua calculada con la siguiente expresión (ver ecuación 1.20, 1.21 y 1.22): [Coastal-Hebsgaard, 1998], [Coastal-Rouck, 1998]

$$Q = Q * (gT_m H_s) \dots \dots \dots A. 22$$

$$Q * = A \exp \left( \frac{-BR *}{r} \right) \dots \dots \dots A. 23$$

o bien de la forma  $\frac{q}{\sqrt{gH_s}} \sqrt{\frac{S_m}{2\pi}} = A \exp \left( -B \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{S}{2\pi}} \right) \dots \dots \dots A. 24$

Donde para obtener  $Q *$  y  $R *$ , se emplean las siguientes ecuaciones:

$$Q * = \frac{Q}{T_m g H_s} = \frac{Q}{\sqrt{gH_s}} \sqrt{\frac{S}{2\pi}} \dots \dots \dots A. 25$$

$$R * = \frac{R_c}{T_m \sqrt{gH_s}} = \left( \frac{R_c}{H_s} \right)^2 \sqrt{\frac{S}{2\pi}} \dots \dots \dots A. 26$$

Donde:

$R *$  = Elevación menor de la estructura por encima del nivel del agua

$R_c$  = Elevación de la estructura por encima del nivel medio del agua

$H_s$  = Altura de ola significativa

$T_m$  = Período de ola

$s$  = Esbeltez de la ola

$Q$  = Descarga específica en  $m^3/s.m$

$Q^*$  = Dimensión menor de la descarga específica

$r$  = Factor de reducción que va de 0 a 1, según la rugosidad de la pendiente

$A$  y  $B$  = Coeficientes experimentales

Allsop en los años 1983 y 1990, proporciona resultados luego de llevar a cabo pruebas para medir el valor del efecto de rebase y el coeficiente de transmisión de la ola, relacionándolos con las dimensiones del coronamiento, elevación de la estructura por encima del nivel del agua (franco bordo), altura de ola significativa y profundidad del agua al pie de la misma. Concluyendo que el efecto del overtopping es altamente dependiente de la altura de la ola significativa, pero menos dependiente de la elevación de la estructura por encima del nivel del agua, así como las olas transmitidas por dicho efecto son dependientes de la esbeltez promedio del oleaje [Goda, 2000].

El overtopping fue estudiado por Raichlen en 1992, donde expresa que este se forma cuando la ola sobrepasa la corona del rompeolas, creando un pequeño chorro de agua bien definido, provocando que se genere la transmisión del oleaje del lado protegido del rompeolas.

En [1997, James Hu Sau-Lon y James L. McCauley], desarrollaron un método para estimar la descarga por rebase provocado por oleaje irregular, donde aplican una ecuación para este fin. El estudio numérico muestra que los métodos actuales pueden subestimar el volumen por descarga por rebase hasta un 40% o incluso sobreestimación hasta por más del 100%, dependiendo de la elevación de la estructura por encima del nivel del agua, run up y altura de ola significativa.

Para los valores de los coeficientes  $A$  y  $B$  en la ecuación propuesta por Owen (1980); Costal-Méndez (2000) y Allsop (1994), recomiendan utilizar la siguiente (**tabla 1.1**):

Talud	A	B
1:1	$7.94 \times 10^{-3}$	20.10
1:1.5	$8.84 \times 10^{-3}$	19.90
1:2	$9.39 \times 10^{-3}$	21.60
1:2.5	$1.03 \times 10^{-2}$	24.50
1:3	$1.09 \times 10^{-2}$	28.70
1:3.5	$1.12 \times 10^{-2}$	34.10
1:4	$1.16 \times 10^{-2}$	41.00
1:4.5	$1.20 \times 10^{-2}$	47.70
1:5	$1.31 \times 10^{-2}$	55.60

*Tabla A.1 Coeficientes A y B en la fórmula de Owen.  
Fuente: Coastal-Allsop, 1994, Coastal-Méndez, 2000.*

## **X.2.2 IMPORTANCIA DE LOS ELEMENTOS ARTIFICIALES EN LAS OBRAS DE PROTECCIÓN.**

### **OBRAS DE PROTECCIÓN.**

Las obras de protección portuaria que pueden llegar a tener en sus corazas elementos artificiales de concreto, se pueden clasificar de acuerdo a la función que desempeñan en:

#### a) Rompeolas.

Son estructuras generalmente construidas de rocas o de elementos artificiales perpendiculares, paralelos u oblicuos a la línea de costa. Se construyen para reducir y mitigar la acción del oleaje, lográndose esto a través de la combinación de la reflexión y la disipación de la energía de las olas incidentes. Cuando se construyen para puertos tienen la función de crear una zona de aguas tranquilas dentro del recinto portuario; por lo que se crean condiciones de maniobras de los buques en el puerto haciendo que las embarcaciones realicen en forma segura sus maniobras de carga y descarga dentro del recinto portuario. También se construyen para mejorar la regulación de la sedimentación creada por efectos de la dirección de las corrientes y por la creación de zonas con diferentes niveles de perturbación de onda que pueden afectar estas importantes zonas. [CEM, 2005], [Ruiz, 2006]



**Figura A.8 Ejemplo de rompeolas.**  
**Fuente: Google earth, 2009.**

#### b) Escolleras

Las escolleras son construidas en las desembocaduras de los ríos para mantener en contacto a algún río, una laguna o un estuario con el mar, tienen prácticamente las mismas funciones que los rompeolas. Las escolleras también pueden estar situadas en las termoeléctricas para la protección de la obra de toma de agua [CEM, 2005].



**Figura A.9 Ejemplo de escollera.**  
**Fuente: Google earth, 2009.**

#### c) Espigones

Son estructuras que se construyen generalmente en forma perpendicular a la línea de costa con el objetivo de evitar la erosión ocasionada por el transporte litoral o para la protección de una zona destinada a un puerto que solo requiera de protección por un lado por encontrarse en una zona con un semi-resguardo natural. [CFE, 1984].

Los espigones no protegen en forma definitiva a una playa contra la erosión, ya que un fuerte oleaje paralelo a la costa puede mover la arena de la playa y ponerla en la zona de rompiente.

Una protección más permanente pueden ser los espigones separados y paralelos a la costa.

Los espigones se clasifican en permeables o impermeables, altos o bajos y fijos o ajustables. Pueden consistir de una pantalla de madera, acero o concreto, o bien ser una barrera formada de piedra, elementos prefabricados de concreto u otros materiales.

De lo anterior podemos decir que los rompeolas se clasifican según (Ruíz, 2006), de la siguiente forma:

- a) Por su geometría {  
 A talud (trapeziales)  
 De paramento vertical  
 Mixtos
- b) Por su estructura {  
 Flexibles y permeables  
 Rígidos e impermeables  
 Semi-rígidos
- c) De acuerdo a la permeabilidad  
 de sus materiales {  
 Rompeolas permeables  
 Rompeolas impermeables
- d) De acuerdo a su ubicación con  
 respecto a la línea de costa {  
 Perpendiculares a la línea de costa  
 Paralelos a la línea de costa  
 Oblicuos a la línea de costa
- e) Por el tipo de material de  
 construcción {  
 Enrocamiento  
 Elementos artificiales  
 Combinado  
 Tablaestacas

---

## **ELEMENTOS PRECOLADOS DE CONCRETO.**

En este apartado se dan a conocer los aspectos más importantes a considerar en la fabricación y colocación de los elementos artificiales que son utilizados en la construcción de obras de protección en puertos.

Para lo cual se puede mencionar como definición; **que un elemento artificial o precolado de concreto es una pieza de forma geométrica específica, prefabricada de concreto hidráulico simple, del tamaño, masa y durabilidad apropiados para resistir la acción del oleaje o de las corrientes, que se emplean en las corazas de rompeolas, escolleras, espigones y protecciones marginales.** [Normas SCT, 2006].

Los materiales utilizados para la construcción de proyectos de ingeniería portuaria son de importancia crítica para el éxito y la longevidad de la obra. La selección de los materiales de construcción a menudo deben soportar el rigor del oleaje que golpea a la estructura. Para la selección de la materia prima es necesario seleccionar criterios tales como: propiedades físicas y esfuerzos, durabilidad, adaptabilidad, costo, disponibilidad, requisitos de manipulación, mantenimiento e impacto ambiental. Las cuales se describen brevemente a continuación: [CEM 2005],

### 1.- Propiedades de los materiales y esfuerzo.

- a) Densidad específica.- Es una propiedad fundamental de todos los materiales de construcción portuaria, ya que las estructuras costeras (rompeolas, escolleras y/o espigones), se basan en el peso de las mismas para resistir las cargas aplicadas. Así la roca y el concreto de alta densidad específica son ideales para este tipo de construcciones.
- b) Esfuerzo.- Los materiales de construcción utilizados en las obras de construcción portuarias, deben de ser capaces de resistir; esfuerzos de tensión, esfuerzos de compresión, esfuerzos de flexión. Las propiedades de los esfuerzos de los materiales, ayudan a determinar el tamaño, forma y la estabilidad de los elementos estructurales.
- c) Resistencia a periodos de impacto y las cargas sísmicas.- A menudo en los elementos que son diseñados en proyectos de ingeniería portuaria, son expuestas a continuas cargas provocadas por el oleaje, a impactos del oleaje y ocasionalmente a actividades sísmicas, pero estructuras construidas de tierra y roca resisten estos tipos de cargas tensión mediante la compensación de asentamientos diferenciales y en áreas con daños locales.
- d) Flexibilidad.- Es la propiedad de un material que le permite doblarse sin romperse. Materiales con buena flexibilidad ayudan a absorber el

impacto de cargas periodicas, pero una continua flexión puede conducir finalmente a la falla por fatiga. Por lo tanto se considera al concreto y a la roca materiales con poca flexibilidad.

- e) Compatibilidad.- Muchos de los proyectos, en los que se combinan diferentes materiales junto con las diferentes propiedades físicas y/o químicas de los elementos pueden llegar a crear problemas de compatibilidad, por ejemplo; una coraza con diferentes durezas de sus rocas se puede llegar a degradar a un ritmo más acelerado que de lo normal, que puede ocasionar que en la capa de coraza se presenten áreas propensas a daños severos.

## 2.- Durabilidad del material.

La durabilidad es un término relativo que se describe, como la propiedad de un material que es capaz de soportar los rigores del medio ambiente en el que ha dispuesto su colocación. La durabilidad de una obra de protección para un determinado elemento, es una combinación de la durabilidad de los materiales de construcción y la capacidad del proyecto para continuar un nivel de funcionamiento aceptable, incluso después de que el material de construcción ha comenzado a degradarse. Por lo tanto, la durabilidad de los materiales debe ser considerada en términos de la vida útil del proyecto, costos iniciales y las proyecciones de los gastos de mantenimiento. Dentro de los factores que afectan a la durabilidad del material se incluyen; la capacidad para resistir la abrasión, corrosión y ataques químicos, biodegradación marina, mojado/secado periodico, ciclos de congelación/descongelación y temperaturas extremas.

## 3.- Adaptabilidad del material.

El concreto es muy aceptable para su uso en proyectos portuarios, sin embargo, los costos a menudo limitan su uso a aplicaciones que no pueden ser efectivamente construidas con materiales menos costosos, como por ejemplo, la piedra.

## 4.- Costos del material.

Debido a la gran cantidad de material necesario para la mayoría de las obras de protección, el costo del material es una consideración importante en el diseño. Historicamente las estructuras portuarias se han construido utilizando materiales disponibles a nivel local a bajo costo. Al evaluar los costos del material, el costo de transportar el material hasta el lugar debe ser incluido. Y si el material no está disponible localmente, el costo del transporte se iguala o podría llegar a ser superior a los gastos de los materiales por unidad de volumen.

## 5.- Disponibilidad del material.

La disponibilidad de los materiales apropiados para la construcción de una obra de protección y el mantenimiento futuro es una consideración importante en el diseño. La falta de bancos de materiales para la construcción puede limitar las opciones de diseño o aumentar significativamente los costos de la construcción y el tiempo de la ejecución de la obra. Como ejemplo, el uso del concreto en lugares remotos no puede ser posible a menos que la calidad de la arena y de los agregados se lo suficientemente aceptable para efectuar el mezclado y el colado.

#### 6.- Requisitos de manipulación de los materiales.

Una parte importante de la construcción del proyecto implica la manipulación de los materiales, incluyendo el manejo de los costos de transporte de los materiales para la construcción de la obra, el sitio de almacenamiento, el sitio de mezclado de los componentes para la fabricación y la colocación de los materiales para poder llevar a cabo la ejecución de la obra. En proyectos con lugares aislados debe de considerarse la disponibilidad y el acceso de equipos para el manejo de los materiales. Por el contrario, en los proyectos de urbanización , en regiones costeras deben de ser considerados los grandes movimientos de material al ser transportados, teniendo en cuenta las calles congestionadas, y las necesidades de espacio para el sitio de almacenamiento.

Cabe destacar que actualmente existe una normatividad con relación a los elementos precolados o elementos artificiales de concreto, para llevar acabo su elaboración, teniendo en cuenta: los materiales de construcción (cemento Pórtland, agregados pétreos y agua), equipo de transporte, transporte y almacenamiento, condiciones climáticas, cimbras y moldes. Esta información se encuentra en la norma: [N-CTR-PUE-1-02-003/06 de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S.C.T.), 2006], la cual es aplicable para todos los puertos a nivel nacional.

### ***RESEÑA HISTORICA Y CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ARTIFICIALES.***

#### ***RESEÑA HISTORICA ACERCA DE LOS ELEMENTOS ARTIFICIALES.***

En el apartado anterior se hablo acerca de las características físicas que deben cumplir los elementos artificiales elaborados con concreto y de la normatividad que rige actualmente su elaboración, condiciones climáticas, cimbras y moldes, colocación final de las unidades en las obras de protección, etc., que es dirigida y aprobada por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S.C.T.).

Pero el análisis y síntesis de la información de la que se hablo en el párrafo anterior, no es suficiente para describir a detalle a los elementos artificiales. Por este motivo en las próximas líneas y párrafos, se presentarán antecedentes históricos de las unidades de concreto las cuales son colocadas en la capa de coraza de las obras de protección.

Las primeras obras de protección consistían en estructuras con enrocamientos, formados por piezas de gran tamaño, tendidas en varias capas superpuestas a lo largo de la costa para protegerla contra la acción de las olas. Esta solución primitiva fue reemplazada, en épocas posteriores, especialmente cuando no se disponía de cantidades adecuadas o tamaños apropiados de roca, en forma económica, por paredes longitudinales de concreto, o bien formando los taludes de los rompeolas con una capa de elementos artificiales.

Cada una de estos elementos de concreto presenta, sus propiedades, su método de prediseño, sus recomendaciones de uso y sus diferentes aplicaciones.

Los bloques, que inicialmente eran **cubos** (*ver tabla A.2*) (Hudson y Jackson, 1953) de gran tamaño, dieron paso a formas más elaboradas y livianas intentando justificar la necesidad de otro tipo de piezas que sustituyan a la roca en las corazas de los rompeolas.

Según él [Catastro Portuario, 2007] en México varios son los puertos que tienen en sus obras de protección corazas con cubos como puede ser; Puerto Chiapas [Plan Maestro de Desarrollo Portuario, 2006-2011], el Puerto de Tampico que en sus escolleras existen cubos de 16 t., en el Puerto el Mezquital, en Progreso cubos de 10.4 t y 7.8 t, en Tuxpan en las dos escolleras emergidas, en Alvarado, Puerto Morelos y en Altamira con elementos de 25 t.

EL **tetrápodo** (*ver tabla A.2*), desarrollado por Neyrpic en los Laboratorios Sogreah de Hidráulica, en Grenoble, Francia en, 1950. Fue utilizado por primera vez en el Puerto de Crescent City E.U.A. Es una pieza de concreto formada por cuatro patas troncocónicas dispuestas en forma radial desde su centro, es el origen de un sinfín de elementos en la historia de los rompeolas.

Este elemento consiste en un cuerpo central del cual emergen cuatro patas troncocónicas formando ángulos de 120° entre sí. Estas unidades se instalan en varias capas superpuestas y hacen uso tanto de su peso como de las condiciones que brinda su forma original para trabarse o engranarse entre ellas por sus patas.

Los ensayos han comprobado que los tetrápodos se comportan ventajosamente con relación a bloques mucho más pesados.

El tetrápodo constituye el primer eslabón de una cadena de elementos de características bastante similares. Puesto que posteriores al tetrápodo son desarrollados el cuadrípodo y el mexápodo, las cuales son unidades similares a la unidad antes descrita.

Según la [British Standard Institution, 2006], el peso recomendado para esta unidad es de 30 t. pero existen obras de protección con pesos superiores en sus corazas como por ejemplo el Puerto de Arzew el-Djedid en los Emiratos Árabes Unidos, que tiene tetrápodos hasta de 48 t. de peso, su coeficiente de

capa es de 1.04, el coeficiente de porosidad fluctúa en 50%, la densidad de empaquetado equivale a 1.04, el talud recomendado ( $\cot \alpha$ ) puede ser de 1.5, 2.0 y 3.0, la colocación es al azar mediante la utilización de dos capas y el coeficiente de estabilidad que fue de 8.30, hoy se recomienda para oleaje rompiente según sea el caso entre 6.0 y 8.0.

Las características geométricas de la pieza son:

$$\begin{array}{ll} A = 0.302 * H & F = 0.644 * H \\ B = 0.151 * H & G = 0.215 * H \\ C = 0.477 * H & I = 0.606 * H \\ D = 0.470 * H & J = 0.303 * H \\ E = 0.235 * H & L = 1.202 * H \end{array}$$

El volumen del bloque se puede obtener de la siguiente manera:  $0.280 * H^3$

En nuestro país, según él [Catastro Portuario 2007, S.C.T.] estas piezas se han utilizado en los siguientes puertos:

En el Puerto de Mazatlán según él [Plan Maestro de Desarrollo Portuario, 2008-2013], los rompeolas que constituyen a las obras de protección cuentan con tetrápodos de 20 t. El Puerto de Tampico en sus dos escolleras cuenta con tetrápodos de 9 t. y por último el Puerto de Veracruz que en sus tres rompeolas presenta como coraza tetrápodos.

En los años cincuentas son desarrollados el **hexaleg block** (Giken Kogyo, 1955), continuando en 1957 con dos diseños uno Sudafricano (**Grabbelar**), precedente de las unidades multiperforadas y el otro Japonés (**Cubo Modificado Hueco**), el **tribar** (Ing. Jackson y Ing. Robert Q. Palmer, 1958) formado por tres cilindros conectados por uno brazos radiales y el **Interlocking H-block** (U.S.A. Corp). Para finalizar la década aparecen cinco unidades diseñadas en Estados Unidos, de las cuales cuatro pertenecen al diseño del Ing. Jackson siendo estas; el **cubo modificado**, **hexápodo**, **tetraedro perforado** y el **cuadrípodo**. Mientras que el quinto de estos elementos correspondientes a este año es el elemento llamado **tetraedro hueco** el cual fue diseñado por el Prof. S. Nagai, en Japón (*ver tabla A.2*).

Para 1960 continua la tendencia de diseños; dos pertenecientes a Japón y uno a los Norteamericanos; **Hallow square**, **N-shaped block** y **pelican Stool** respectivamente (*ver tabla A.2*).

En 1961 el **stabit** es inventado por Ing. Singh mientras que en el Reino Unido es diseñado el **svee block** por los ingenieros Svee y Torum (*ver tabla A.2*).

En el siguiente año, Holanda aparece en la escena mundial presentando con los diseñadores Ing. Paape y Walther las siguientes unidades; **akmon**, **bípodo** y **tri-pod**. Para ese mismo año Estados Unidos da a conocer otras dos unidades artificiales de concreto una diseñada por Ing. Davidson que lleva por

nombre **bloque interconectado** y la otra que lleva por nombre **trigón** diseñada por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (*ver tabla A.2*).

En 1963, Merryfield y Zwamborn, en Sudáfrica inventan el **dolo** para un factor de escala en rompeolas sometidos a acciones reducidas ( $W_{50} < 25$  t). De este elemento se hablara más a detalle en el capítulo siguiente (*ver tabla A.2*).

El **Stalk cube**, por el Ing. Hakkeling, en Holanda, el **Stabilopod**, diseñado en Rumania por los ingenieros Lates y Ulubeanu y el cubo hueco norteamericano por Hudson y Jackson son los tres únicos elementos que en 1965 fueron presentados (*ver tabla A.2*).

Semejantes al **dolo** aparecen el **toskane** (Sudáfrica, 1966), pero que, en vez de forma octagonal, plantea una forma más rígida, robusta, masiva de secciones rectangulares. Mientras que en Estados Unidos, en ese mismo año son presentados por el Ing. R. J. O'Neill el **sta-bar** y el **sta-pod** (*ver tabla A.2*).

En 1967 son diseñados en Japón el **gassho block** por Prof. S. Nagai y el **block paralelepípedo** por Ing. Jackson en Estados Unidos (*ver tabla A.2*).

En año 1968 Estados Unidos a través del Ing. Jackson y del Ing. Davidson presentan el **tetraedro sólido** y el **tri-long** (*ver tabla A.2*).

Y para dar por concluida la década el Reino Unido con un diseñador anónimo da a conocer el **cob** y México con el apoyo de Puertos Mexicanos se da a conocer el elemento llamado **dom** (*ver tabla A.2*).

A principios de los 70's aparece el **cubo acanalado tipo antifer** y el **cubo acanalado con agujeros tipo antifer** (*ver tabla A.2*), los cuales son diseñados por el Laboratorio Sogreah en Francia en 1973, como una modificación del cubo y del bloque paralelepípedo pero con la diferencia que ahora es ranurado en cuatro de sus seis caras y presenta un agujero al centro del mismo. Y que se desarrolla para ser ocupado por primera vez en el Puerto de Antifer, en le Havre en 1973. El cubo acanalado tipo antifer es la unidad más utilizada a comparación del cubo acanalado con agujeros tipo antifer. Esta unidad fue muy utilizada durante la década de los 70's en centrales nucleoelectricas francesas, existiendo obras de protección por todo el mundo, principalmente en México y en el norte de África.

Según la [British Standard Institution, 2006], el peso recomendado para el cubo acanalado es de 24 a 30 t. El coeficiente de porosidad fluctúa en 44 al 49%, el talud recomendado ( $\cot \alpha$ ) puede ser de 1.5 y 3.0, la colocación es al azar mediante la utilización de dos capas y el coeficiente de estabilidad recomendado por [British Standard Institution, 2006] es de valores de entre 6.0 y 8.0 para oleaje rompiente

El volumen del bloque se puede calcular de la siguiente manera:  $0.885 * H^3$

Su ranura es cilíndrica y su diámetro es:  $0.276 * \text{la arista equivalente}$ .

Por ser un sólido rígido, presenta la ventaja de una mayor capacidad de estabilidad intrínseca que el cubo.

Este tipo de elementos han sido usados en Puertos como: Le Havre, Francia construido de 1972 a 1975 con un peso de unidades de entre 24 a 30 t. El Puerto de Zeebrugge, Bélgica construido en 1997 con un peso de unidad de 25 varía entre las 60 t. a las 70 t. Y por último el Puerto de Ashdod, Israel el cual fue construido en el año 2001 con un peso aproximado de 38 t. en su coraza.

En México según él [Catastro Portuario 2007, S.C.T.] estas piezas (cubo acanalado) se han utilizado en los siguientes puertos:

En Lázaro Cárdenas y Salina Cruz, se tiene razón de la existencia de cubos antifer en el Puerto de Dos Bocas; donde se tiene registro de cubo tipo antifer de 30 t.

El **block trípedo** (ver *tabla A.2*), es otra invención a cargo de la Dirección de Muelles del Transporte Británico que aparece en 1974.

Para 1978 aparece en México el **mexápodo**, que es una unión de dos piezas siamesas de dos tetrápodos diseñados por los ingenieros. Porras y Medina, además del **seabee** Australiano diseñado por el Ing. Brown (ver *tabla A.2*).

Para 1980 la Estación de Investigaciones Hidráulicas del Reino Unido diseña dos elementos **binnie block** y el **rentrápodo**. Al mismo tiempo que los [Laboratorios Sogreah] lanzan al mercado la unidad que lleva como nombre **acrópodo**  $\Gamma^{\text{TM}}$  (ver *tabla A.2*).

El **acrópodo**  $\Gamma^{\text{TM}}$  es una unidad artificial diseñada para ser colocada en una sola capa. Y no requiere de acero de refuerzo.

La estabilidad hidráulica del **acrópodo**  $\Gamma^{\text{TM}}$  está en función del coeficiente de estabilidad  $K_D$  de (Hudson, 1961). Siendo estos valores para el cuerpo de la estructura y el morro de la estructura con oleaje no rompiente valores de 15 y 11.5. El número de estabilidad queda igual a 2.7 [Van der Meer, 1990].

Dentro de sus aspectos prácticos de diseño de este tipo de unidades podemos enunciar los siguientes.

La compresión mínima recomendada para el manejo de unidades de acrópodo<sup>TM</sup> es de: 20 MPa ó 2,900 lb/in<sup>2</sup> para unidades menores o iguales a 9 m<sup>3</sup> y 25 MPa ó 3,645 lb/in<sup>2</sup> para unidades con tamaños mayores a 9 m<sup>3</sup>.

La compresión mínima recomendada del concreto ejercida para el manejo de unidades es de: 7 MPa ó 1,015 lb/in<sup>2</sup> para unidades menores o iguales a 9 m<sup>3</sup> y 10 MPa ó 1,450 lb/in<sup>2</sup> para unidades con tamaños mayores a 9 m<sup>3</sup>.

Por último, se citan algunos de los países que en sus obras de protección han utilizado a esta unidad.

En los Emiratos Árabes Unidos en el Puerto de Khalifa que actualmente está en proceso se usarán unidades de 1.5 m<sup>3</sup> y 2.2 m<sup>3</sup>. Y en el Puerto de Le Havre, Francia en donde la obra concluyó en el 2005 se usaron unidades de 1.5 m<sup>3</sup>, 2.0 m<sup>3</sup> y 3.0 m<sup>3</sup>.

En los años 1982 y 1984 aparecen dos unidades multiperforadas una de nacionalidad inglesa y la otra belga, la primera de ellas llamada **shed** con diseño anónimo y la segunda llamada **haro**® presentada por Prof. Dr. Julien De Rouck (*ver tabla A.2*).

El **haro**® es una unidad voluminosa de concreto, que se caracteriza por su forma rectangular en planta, una gran abertura central, salientes en ambos lados y asimétricamente en las esquinas.

Según sus diseñadores la innovadora forma elimina la necesidad de refuerzo y asegura una capa con una alta porosidad ( $p \geq 51\%$ ).

La relación entre el volumen y la característica del ancho “b” está dada por la ecuación “ $V = 0.757 b$ ”.

El volumen de la forma del **haro**® le da una resistencia mecánica debido a su baja hidratación del concreto por calor en su apertura central. Entonces a comparación de las grietas que se llegan a presentar en corto tiempo en las unidades macizas, en el haro® no se producen.

Once años después en 1995 la empresa norteamericana [REMSA] presenta el **Core-loc**® (*ver tabla A.2*), siendo ocupado por primera vez en el puerto Sudafricano de San Francis. Esta unidad ha sido diseñada como pieza de protección de rompeolas bajo el criterio de colocación aleatoria y en una sola capa. Su forma ha intentado minimizar la respuesta hidráulica, la disipación de energía y la porosidad, minimizando volumen y malla de disposición. Inicialmente, al ser un híbrido entre el dolo y el acrópodo la pieza se diseñó para interconectar con las estructuras que tenían dolos, actuando como elemento reparador de los mismos.

Según la [British Standard Institution, 2006], el peso recomendado para esta unidad es variable según el diseño, el talud recomendado ( $\cot \alpha$ ) puede ser de 1.5 y el coeficiente de estabilidad recomendado por [British Standard Institution, 2006] es de 16.0 en el tronco y 13.0 para el morro bajo la acción de oleaje rompiente.

Para esta unidad destacan: El Puerto de San Francis, Sudáfrica, usando bloques de 6.5 m<sup>3</sup>, Nueva Jersey, Estados Unidos, con bloques de 8 m<sup>3</sup>, Fogo, Cabo Verde, con bloques reforzados en peso específico de 2.75 t/m<sup>3</sup> de 4.40 m<sup>3</sup> y Khabourah, Omán, con piezas de 3 m<sup>3</sup>

En nuestro país estas piezas se han utilizado en los siguientes puertos: En la Bahía de Vergara, Veracruz se tiene planeado construir los rompeolas utilizando core-loc® y actualmente la escollera norte del Puerto de Altamira cuenta con core-loc® de 13 t. en el cuerpo y 16.7 t. en el morro.

En el siguiente año 1996, la corporación [CONTECH®] lanza al mercado la unidad **A-jack®** (ver *tabla A.2*), las cuales son unidades de alta estabilidad hidráulica de concreto sin acero de refuerzo, que se utilizan en las cuencas fluviales lacustres, ribereñas y se aplican para controlar la erosión, estabilización de costas y obras de protección (rompeolas y/o escolleras). El tamaño de estas unidades para la aplicación particular en rompeolas oscila entre 2 m y 4 m de largo, con sus correspondientes pesos de hasta 18 t. Son colocados en una sola capa, al azar o siguiendo un patrón de colocación uniforme.

Dos años después, en 1998 aparece un diseño anónimo irlandés llamado **diahitis** (ver *tabla A.2*). Esta unidad es parecida a un cilindro pero con la principal característica de ser una unidad multiperforada.

En el año 2000 de nuevo los Laboratorios Sogreah lanzan al mercado el **ecópodo™**, que es una capa de concreto con recubrimiento de roca, con el fin de realzar la apariencia natural de las unidades de coraza que quedan expuestas por encima del nivel del agua (ver *tabla A.2*).

El constructor puede elegir el tipo de roca (piel) y el color que mejor se adapte al entorno del medio ambiente. Gracias a la ventaja de la tecnología de una sola capa, las corazas que son construidas con Ecópodo™ requieren de 3 a 4 veces menos material de piedra natural, lo que reduce las limitaciones vinculadas a la explotación de canteras y transporte de grandes rocas.

La superficie irregular mejora la trabazón intermedia causada por la fricción entre unidades, aumentando así la estabilidad hidráulica.

El interior del molde es arquitectónicamente apropiado para cubrir la capa de roca. El molde es especialmente fabricado de fibra de vidrio en su interior para obtener la apariencia requerida.

Al año siguiente Alemania a través del Prof. Dr.-Ing. Fritz Büsching desarrollan el elemento **hallow cubes** (ver *tabla A.2*), que se encuentra dentro de la clasificación de piezas esbeltas [Universidad de Bielefeld, Laboratorio de Ciencias Aplicadas en Mecánica de Fluidos, 2001].

En el año 2003 vuelve a aparecer en escena el laboratorio holandés [Delta Marine Consultants] desarrollando y patentando el elemento llamado **xbloc®**, que es un elemento robusto y fiable. Pero para poder aplicarlo hace falta el **xbase®** el cual ha sido creado como elemento especial para ser utilizado en el pie del rompeolas y así poder conjuntamente empleado con la unidad de coraza **xbloc®**. La unidad **xbase®** ha mostrado ser más estable que un pie construido con roca. La estabilidad hidráulica del **xbloc®** está en función del coeficiente de estabilidad  $K_D$  de (Hudson, 1961). Siendo estos valores para el cuerpo de la estructura y el morro de la estructura con oleaje no rompiente valores de 16 y 13. El **xbloc®** posee un margen de seguridad de al menos el

20% sin que se produzca daño alguno en la capa principal (coraza). El número de estabilidad queda igual a 2.8 [Van der Meer, 1990] (*ver tabla A.2*).

No existen restricciones en cuanto a la orientación del **xbloc®** durante la colocación de las piezas de los elementos de los rompeolas, las restricciones existen sobre la consistencia de la trabazón de las unidades conseguida en el talud de la estructura.

La [Universidad Politécnica de Valencia], España, en 2005 desarrolla una nueva pieza, llamada **cubípodo**, que es una pieza simple, robusta y fiable para ser utilizada como unidad de coraza en las obras de protección. Diseñada a partir del cubo, tiene también una gran robustez estructural como elemento individual y se ha comprobado que tiene una estabilidad hidráulica mucho mayor que el bloque tradicional en la coraza del rompeolas a talud. Por tanto los cubípodos reducen significativamente el modo de fallo de compactación heterogénea de la capa de coraza, manteniendo la capacidad resistente del rompeolas frente a la extracción de piezas producidas por el oleaje.

Se tiene registro de que en 2006, Estados Unidos y España patentan y desarrollan cada uno el **core-loc II** y el **bloque atamán** por la empresa [Guer Ingeniería] (*ver tabla A.2*).

En 2007 después de la aparición del ecópodo Sogreah implementa el **acrópodo II**™, (*ver tabla A.2*), que tiene como nuevas características: la reducción al mínimo del balanceo así como el ajuste de las unidades, minimización de la disipación de la energía, reducción de la reflexión y run-up/overtopping y mejoras en la resistencia estructural.

El elemento es confiable y fácil de cimbrar requiriéndose: dos cimbras de acero simétricas, no requiere de placas bases, el montaje de la unidad está basado en un sistema de sujeción práctico.

La nueva forma del **acrópodo II**™ permite a las unidades ser colocadas en el sitio con mayor rapidez, utilizando arreglos simples, con menos limitaciones en términos de orientación.

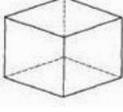
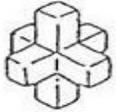
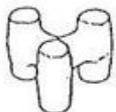
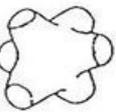
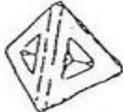
Dentro de sus aspectos prácticos de diseño de este tipo de unidades podemos enunciar los siguientes.

La compresión mínima recomendada para el manejo de unidades de **acrópodo II**™ es de: 20 MPa ó 2,900 lb/in<sup>2</sup> para unidades menores o iguales a 8 m<sup>3</sup> y 25 MPa ó 3,645 lb/in<sup>2</sup> para unidades con tamaños mayores a 8 m<sup>3</sup>.

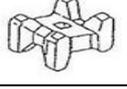
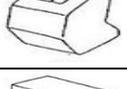
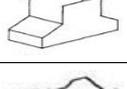
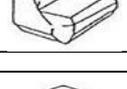
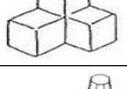
La compresión mínima recomendada del concreto ejercida para el manejo de unidades es de: 7 MPa ó 1,015 lb/in<sup>2</sup> para unidades menores o iguales a 8 m<sup>3</sup> y 10 MPa ó 1,450 lb/in<sup>2</sup> para unidades con tamaños mayores a 8 m<sup>3</sup>.

En la **tabla A.2**, se muestra un resumen de todas las unidades de concreto mencionadas en las líneas anteriores, empezando por el isométrico del elemento, el nombre del elemento, el país en donde fue diseñado y el nombre del diseñador.

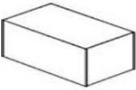
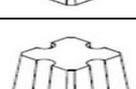
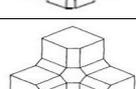
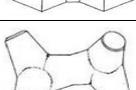
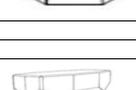
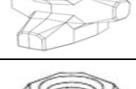
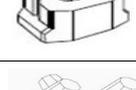
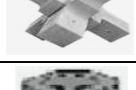
Tabla A.2 Tipos de unidades de concreto.

ISOMETRICO	NOMBRE DE LA UNIDAD	PAIS DE DISEÑO	AÑO DE DISEÑO	NOMBRE DEL DISEÑADOR
	Tetrápodo	Francia	1950	Laboratorios Sogreah
	Cubo	Estados Unidos	1953	Hudson y Jackson
	Hexaleg block	Japón	1955	Giken Kogyo
	Cubo modificado hueco	Japón	1957	Giken Kogyo
	Grabbelar	Sudáfrica	1957	Ing. P. Grobbelar
	Interlocking H-block	Estados Unidos	1958	U.S.A. Corp
	Tribar	Estados Unidos	1958	Ing. Jackson y Ing. Robert Q. Palmer
	Cubo modificado	Estados Unidos	1959	Ing. Jackson
	Hexápodo	Estados Unidos	1959	Ing. Jackson
	Tetraedro hueco	Japón	1959	Prof. S. Nagai
	Tetraedro perforado	Estados Unidos	1959	Ing. Jackson

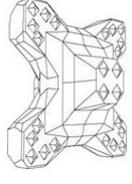
Continuación

ISOMETRICO	NOMBRE DE LA UNIDAD	PAIS DE DISEÑO	AÑO DE DISEÑO	NOMBRE DEL DISEÑADOR
	Cuadrípodo	Estados Unidos	1959	Ing. Jackson
	Hallow square	Japón	1960	Prof. S. Nagai
	N-Shaped block	Japón	1960	Prof. S. Nagai
	Pelican stool	Estados Unidos	1960	Ing. Jackson
	Stabit	Reino Unido	1961	Ing. Singh
	Svee block	Noruega	1961	Ing. Svee y Torum
	Akmon	Holanda	1962	Ing. Paape y Walther
	Bloque interconectado	Estados Unidos	1962	Ing. Davidson
	Bípodo	Holanda	1962	Ing. Paape y Walther
	Trigón	Estados Unidos	1962	U.S.A. Corp
	Tri-pod	Holanda	1962	Ing. Paape y Walther
	Dolo	Sudáfrica	1963	Ing. Merrifield y Zwamborn
	Stalk cube	Holanda	1965	Ing. Hakkeling
	Stabilopod	Rumania	1965	Ing. Lates y Ulubeanu
	Cubo hueco	Estados Unidos	1965	Hudson y Jackson
	Sta-Bar	Estados Unidos	1966	Ing. R. J. O'Neill
	Sta-Pod	Estados Unidos	1966	Ing. R. J. O'Neill
	Toskane	Sudáfrica	1966	Ing. P. Grobbelar

## Continuación

ISOMETRICO	NOMBRE DE LA UNIDAD	PAIS DE DISEÑO	AÑO DE DISEÑO	NOMBRE DEL DISEÑADOR
	Block paralelepípedo	Estados Unidos	1967	Ing. Jackson
	Gassho Block	Japón	1967	Prof. S. Nagai
	Tetraedro sólido	Estados Unidos	1968	Ing. Jackson
	Tri-Long	Estados Unidos	1968	Ing. Davidson
	Cob	Reino Unido	1969	Anónimo
	Dom	México	1970	Puertos Mexicanos
	Cubo acanalado con agujeros tipo antifer	Francia	1973	Laboratorios Sogreah
	Cubo acanalado tipo antifer	Francia	1973	Laboratorios Sogreah
	Block trípodo	Reino Unido	1974	Dirección de Muelles del Transporte Británico
	Mexápodo	México	1978	Ing. Porraz y Medina
	Seabee	Australia	1978	Ing. Brown
	Binnie block	Reino Unido	1980	Estación de Investigaciones Hidráulicas
	Rentrápodo	Reino Unido	1980	Estación de Investigaciones Hidráulicas
	Acrópodo™	Francia	1980	Laboratorios Sogreah
	Shed	Reino Unido	1982	Anónimo
	Haro®	Bélgica	1984	Prof. Dr. ir. Julien De Rouck
	Core-loc®	Estados Unidos	1995	RME
	A-Jack®	Estados Unidos	1996	CONTECH INC.
	Diahitis	Irlanda	1998	Anónimo

## Continuación

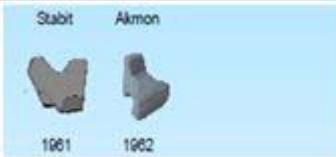
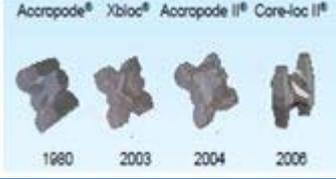
ISOMETRICO	NOMBRE DE LA UNIDAD	PAIS DE DISEÑO	AÑO DE DISEÑO	NOMBRE DEL DISEÑADOR
	Ecópodo™	Francia	2000	Laboratorios Sogreah
	Hallow cubes	Alemania	2001	Prof. Dr.-Ing. Fritz Büsching
	Xbloc®	Holanda	2003	Delta Marine Consultants
	Acrópodo™ II	Francia	2004	Laboratorios Sogreah
	Cubípodo	España	2005	Universidad Politécnica de Valencia
	Core-loc® II	Estados Unidos	2006	RME
	Bloque atamán	España	2006	Guer Ingeniería

**Tabla A.2 Tipos de unidades de concreto.  
Fuente: U.S. Army Corps.**

**CLASIFICACIÓN.**

Dentro de las clasificaciones de los elementos o unidades de concreto que son utilizadas en las obras de protección de los diferentes puertos se pueden mencionar las siguientes:

Según [Delta Marine Consultants, 2008] las unidades de concreto se pueden clasificar de la siguiente forma:

PATRÓN COLOCACIÓN	NÚMERO DE CAPAS	TIPO DE UNIDADES DE CONCRETO			
		MACIZOS	ABULTADOS	ESBELTOS	
AZAR	DOBLE CAPA	 1973 1984	 1981 1982	 1960 1983	
			 1980 2003 2004 2006	 1995 1998	
	UNA CAPA		 1978	 1998	 1969 1982

**Tabla A.3 Clasificación de las unidades de concreto.**  
Fuente: Delta Merine Consultans, 2008.

En la tabla anterior se puede apreciar que la clasificación de Delta Marine Consultants, incluye tres diferentes tipos de elementos de concreto dentro de las cuales se distinguen: a los elementos masivos o macizos (massive), los abultados o voluminosos (bulky) y los esbeltos (slender). Los cuales pueden ser colocados al azar en una sola capa o en doble capa (*cubeos, stabit, dolos*, etc.) y otros que son colocados en una sola capa uniformemente (*seabee, cob, shed*, etc.)

Otra clasificación es dada por [Coastal, Estuary and Offshore Engineering Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, 200]. Donde los rompeolas con unidades de concreto pueden ser clasificados por su forma o por el patrón de colocación (*ver tabla A.4*). Y que además los elementos también pueden ser clasificados por el riesgo de fracaso progresivo como:

- a) Bloques compactos.- La estabilidad de estas unidades se debe principalmente al peso propio, dentro de sus características principales se tiene; su estabilidad hidráulica es baja, la estabilidad estructural es

alta y la capa de coraza se puede considerar como un sistema paralelo con un bajo riesgo de falla progresiva.

- b) Bloques esbeltos.- La estabilidad de estas unidades se debe principalmente a la trabazón y a la mayor estabilidad hidráulica promedio.

FORMA	BLOQUES DE CORAZA
<b>Cúbico</b>	Cubos, cubos tipo antifér, cubos modificados, grobbelar, cob, shed, etc.
<b>Doble sujeción</b>	Dolos, akmon, toskane, etc.
<b>Tetraédricos</b>	Tetrápodos, tetraedros (sólidos, perforados, hallow), trípodos, etc.
<b>Combinadas bars</b>	2-D: acrópodos, gassho, core-loc, etc. 3-D: hexápodo, hexaleg block, A-Jacks, etc.
<b>Blocks perfil L</b>	Bípodo
<b>Varios perfiles</b>	Tribar, trilong, N-shaped block, hallow square
<b>Otros</b>	Stabit, seabee

**Tabla: A.4 Clasificación de unidades de corazas conforme a su forma.**

**Fuente: Coastal, Estuary and Offshore Engineering Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, 2003.**

Una clasificación más general de las unidades de coraza es aquella que comprende la forma, la estabilidad y el patrón de colocación (*ver tabla A.5*).

PATRÓN DE COLOCACIÓN	NÚMERO DE CAPAS	FORMA	FACTOR DE ESTABILIDAD		
			PESO PROPIO	TRABAZÓN	FRICCIÓN
<b>Al Azar</b>	Doble Capa	Simple	Cubo, cubo tipo antifér, cubo modificado		
		Complejo	Tetrápodo, akmon, tribar Stabit, dolos		
<b>Uniforme</b>	Una Capa	Simple	Cubos		
		Complejo	A-Jack, Core-loc, acrópodo Seabee, hallow cube, diahitis Cob, shed		

**Tabla: A.5 Clasificación de unidades de corazas conforme a su forma, colocación y factor de estabilidad.**

De la tabla se tiene lo siguiente:

1.- Las unidades de corazas que son colocadas al azar en relación con la estabilidad y de los factores de peso y de trabazón.

- a) Primera generación de unidades de concreto utilizadas en las corazas de las obras de protección: Estas unidades son de forma geométrica simple, donde la estabilidad de los factores de peso y son de una muy limitada trabazón. Su colocación es aleatoria en dos capas. Como

ejemplo se tienen a los: cubos, cubo tipo antifer, cubo modificado, etcétera.

- b) La segunda generación de unidades de concreto utilizadas en las corazas de las obras de protección, pueden ser colocadas de forma simple o en una sola capa y colocadas al azar: Para los elementos de forma simple, el factor de estabilidad de peso extiende un poco más la trabazón de los elementos. Como ejemplo se tiene al tetrápodo, akmon y tribar. Y para las unidades de forma geométrica compleja, el factor gobernante es la trabazón y la colocación es aleatoria en dos capas, como ejemplos típicos se pueden mencionar al stabit y al dolo.
- c) La tercera generación de unidades de concreto utilizadas en las obras de protección, se caracterizan por que son colocados en una sola capa y su forma geométrica es muy variable, la cual va de una forma relativamente simple (A-Jacks) a una forma geométrica compleja (acrópodo y core-loc). Y el factor de estabilidad que gobierna a estas unidades es la trabazón.

2.- La colocación de las unidades de coraza en relación con el factor de estabilidad de fricción del elemento.

- a) Colocados en forma simple paralelamente (seabee, cubo hueco, diahitis, etc.). O unidades con forma geométrica compleja (cob, shed, etc.), los cuales son colocados en forma uniforme y en una sola capa. El factor gobernante de estabilidad es el factor de enclavamiento.

Pero existe otra clasificación más general en la cual se hace intervenir a todas las formas geométricas y a la forma en la cual fueron diseñadas para poder desempeñar el trabajo para lo cual fueron diseñadas.

En el [Coastal Engineering Manual, 2005], se presenta una clasificación, la cual se enuncia a continuación:

- 1) Macizos
- 2) Voluminosos
- 3) Esbeltos
- 4) Multiperforados

Así que para esta clasificación tendremos que hacer referencia a la *eficiencia hidráulica*, la cual puede ser expresada con el volumen de concreto requerido para una unidad de coraza en una estructura a talud. Entonces la eficiencia hidráulica aumenta desde las unidades macizas, a las unidades esbeltas, hasta las unidades multiperforadas, las cuales a causa de la alta porosidad, estas estructuras, que son colocadas al azar ocasionan que aumente la eficiencia en una mayor proporción [Price, 1979], creando una correlación hidráulica explicable entre la estabilidad y la porosidad.

A su vez las corazas de concreto son casi siempre colocadas al azar sobre una capa construida a talud que tiene un grosor igual a dos capas de unidades precoladas de concreto. Pero existen algunas excepciones de unidades como pueden ser los acrópodos y los core-locs, los cuales son colocados en una sola capa. No debemos olvidar a los elementos multiperforados, los cuales son colocados en una sola capa siguiendo un patrón preestablecido, en donde cada unidad es apoyada sobre las otras unidades adyacentes.

En general las unidades de concreto, son construidas sin refuerzo, a excepción de algunas estructuras construidas y diseñadas con agujeros en las cuales son utilizados refuerzos. Pero estas soluciones son generalmente poco rentables y por tanto rara vez utilizadas.

La estabilidad hidráulica de las capas de coraza se puede ver afectada y reducida debido a la degradación de los mismos elementos, provocados por la estabilización de la fuerza gravitatoria que actúa sobre la unidad, y que posiblemente disminuirá los efectos interrelacionados. Además las piezas de los elementos de concreto (brazos y/o almas), rotas pueden ser quebrados por la acción del oleaje, acelerándose así la rotura de las unidades de concreto y disminuyendo la estabilidad hidráulica del elemento.

Dentro de los parámetros que influyen en la estabilidad hidráulica de las capas de coraza tenemos los siguientes: [Coastal Engineering Manual, 2005].

#### 1.- Parámetros de estado de mar (para diferentes casos).

- Altura de ola característica:  $H_s$ ,  $H_{1/3}$ ,  $H_{m0}$ ,  $H_{1/10}$ , etc.
- Longitud de ola característica:  $L_m$ ,  $L_{om}$ ,  $L_p$ , etc.
- Pendiente de ola característica:  $S_m$ ,  $S_{om}$ ,  $S_p$ , etc.
- Asimetría de la ola
- Forma del espectro de oleaje: JONSWAP, P-M, TMA
- Grupo de olas
- Profundidad del agua,  $h$
- Ángulo de incidencia del oleaje,  $\beta$
- Número de olas,  $N_z$
- Densidad del agua,  $\rho_w$

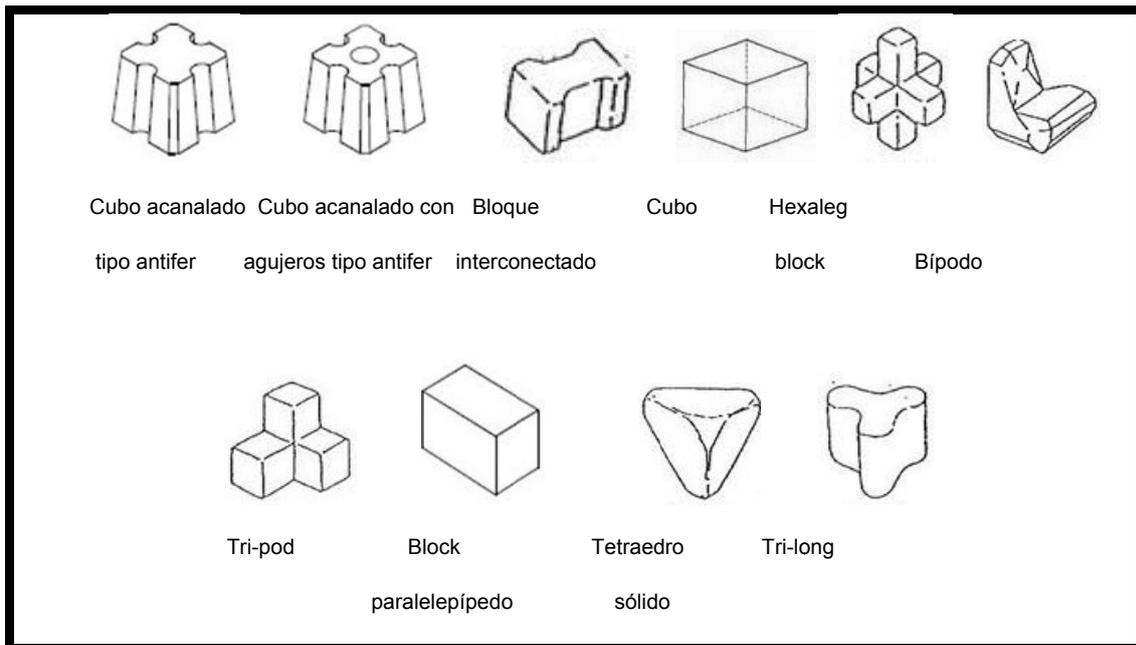
#### 2.- Parámetros estructurales

- Perfil de la estructura del lado mar, incluyendo el ángulo de inclinación “ $\alpha$ ” de la capa de coraza, (franco bordo)
- Densidad de las unidades de coraza,  $\rho_s$
- Clasificación de la roca de coraza,  $d_{n50}$ ,  $d_{n15}$ ,  $d_{n85}$
- Masa “M” y forma de las unidades de coraza.
- Densidad de empaçado, patrón de colocación y espesor de la capa de la coraza.
- Porosidad “t” permeabilidad de las capas inferiores, filtrado de las capas y núcleo.

También hay que hacer notar que no todas las distintas categorías existentes de unidades de concreto son igualmente resistentes a la rotura.

#### 1.- Macizos

Son las unidades (*ver figura A.10*), con la menor resistencia al rozamiento debido a su gran sección transversal. Sin embargo el rozamiento puede presentarse si las unidades experimentan impactos debido a la aplicación restrictiva de la estabilidad hidráulica y a la calidad del concreto, el cual tiene baja resistencia a la tensión. Los cambios bruscos de la temperatura durante el proceso de endurecimiento del concreto pueden crear grietas en las unidades de concreto, pero si este tipo de unidades tienen buena calidad en su concreto durante el proceso de construcción, colado, cimbrado y curado, si las unidades no son dañadas durante la colocación y si las unidades están bien diseñadas para soportar desplazamientos marginales, es muy posible que no sufran rotura.



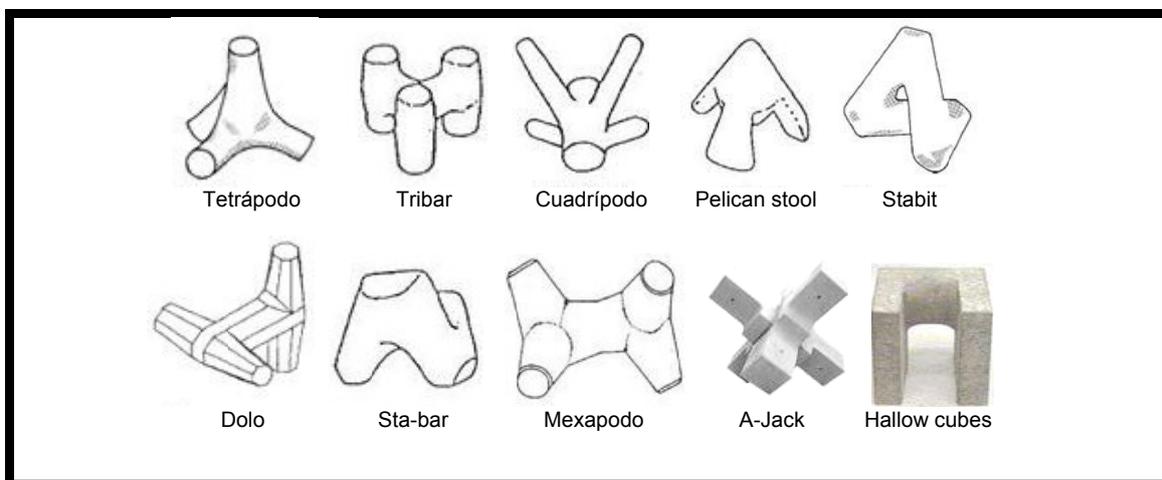
**Figura: A.10 Clasificación de las unidades macizas.**

2.- Voluminosos

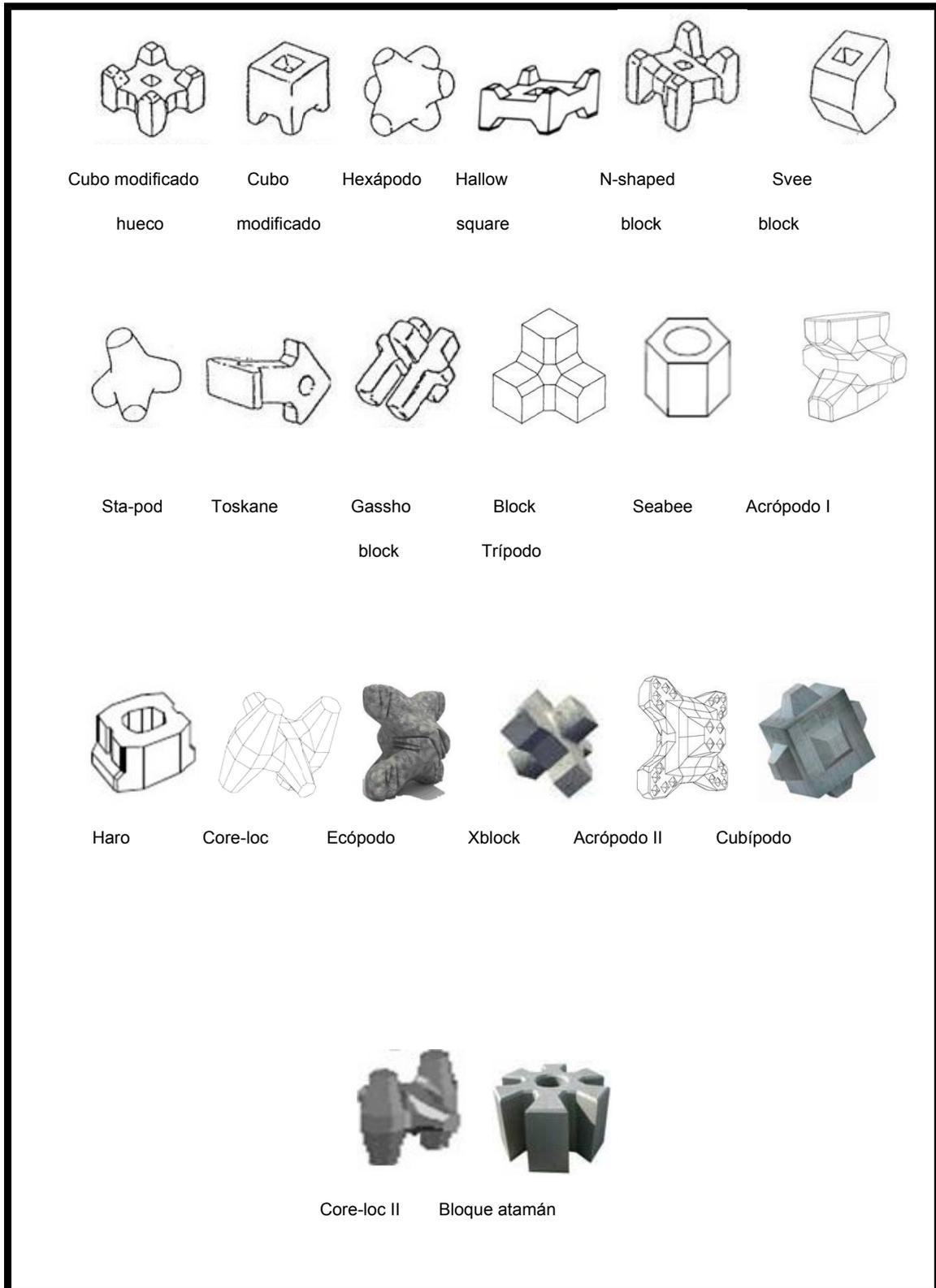
Las fallas causadas en el uso de las unidades esbeltas (*figura A.11*) condujeron a un retorno en uso de las unidades macizas, especialmente en los cubos tipo antifer. Esto propicio el desarrollo de nuevas de estas unidades, como el *haro*, *acrópodo* y el *core-loc*. La tendencia hacia el cambio de los bloques de gran volumen no podrá cambiar hasta tener una fiabilidad en el diseño de los diagramas de esfuerzo existentes para las unidades esbeltas.

3.- Esbeltos

Son las unidades más vulnerables al agrietamiento y a la rotura, porque su limitada sección transversal proporciona un aumento relativamente mayor en el esfuerzo de tensión (*ver figura A.12*).



**Figura: A.12 Clasificación de las unidades esbeltas.**



**Figura: A.11 Clasificación de las unidades voluminosas.**

#### 4.- Multiperforadas

La aparición de las piezas perforadas o multi-perforadas es causa de las altas temperaturas generadas en el concreto y que provocan grandes tensiones internas en el elemento macizo, estas piezas son desarrolladas en el mundo anglosajón y ocupadas para la protección de riberas y obras costeras.

Este tipo de unidades experimentan un pequeño impacto de cargas siempre y cuando sean colocadas siguiendo los patrones indicados, con lo que se lograría excluir movimientos relativamente significantes de estas unidades. Esto es debido a la sección estructural de sus miembros, las fracturas limitantes de durabilidad a largo plazo, el deterioro del material y la abrasión de la arena de las costas y la fatiga debida a la carga provocada por el oleaje (*ver figura A.13*).



**Figura: A.13 Clasificación de las unidades multiperforadas.**

### X.3 ANÁLISIS DIMENSIONAL.

El análisis dimensional es una poderosa herramienta que permite simplificar el estudio de cualquier fenómeno en el que estén involucradas muchas magnitudes físicas en forma de variables independientes. Su resultado fundamental, el teorema de Vaschy-Buckingham (más conocido por teorema  $\Pi$ ) permite cambiar el conjunto original de parámetros de entrada dimensionales de un problema físico por otro conjunto de parámetros de entrada adimensionales más reducido. Estos parámetros adimensionales se obtienen mediante combinaciones adecuadas de los parámetros dimensionales y no son únicos, aunque sí lo es el número mínimo necesario para estudiar cada sistema. De este modo, al obtener uno de estos conjuntos de tamaño mínimo se consigue:

1. analizar con mayor facilidad el sistema objeto de estudio
2. reducir drásticamente el número de ensayos que debe realizarse para averiguar el comportamiento o respuesta del sistema.

Para llevar a cabo el análisis dimensional del modelo físico del cual trata esta tesis, se tomaron en cuenta las siguientes variables (*ver tabla A.6*):

VARIABLES	SIMBOLO	MAGNITUDES
Altura de la ola incidente	$H_l$	[L]
Periodo de la ola	$T$	[T]
Longitud de la ola en aguas profundas	$L_0$	[L]
Aceleración de la gravedad	$g$	[ $LT^{-2}$ ]
Viscosidad cinemática	$\nu$	[ $L^2T^{-1}$ ]
Peso específico	$\gamma$	[ $ML^{-2}T^{-2}$ ]
Pendiente del talud de la estructura	$\alpha$	[1]

**Tabla A.6 Variables de flujo, de fluido y de frontera que intervienen en el modelo**

Cabe aclarar que la altura de ola incidente, el periodo de la ola, la longitud de la ola en aguas profundas y la aceleración de la gravedad se consideraron como variables de flujo, mientras que la viscosidad cinemática y el peso específico fueron consideradas como variables de fluido, y por último se considero a la pendiente del talud de la estructura como variable de frontera.

Dado que la celeridad es dependiente de la longitud de la onda en aguas profundas, y la frecuencia es la inversa del periodo, así como la profundidad es constante y el fondo del canal tiene las mismas características para los ensayos, se excluyen estas variables tanto de flujo como de frontera para el análisis dimensional.

Con lo anterior, y utilizando las variables obtenemos la siguiente expresión homogénea:

$$\varphi(H_l, T, L_0, g, v, \gamma, \alpha) \dots \dots \dots A. 27$$

Y de acuerdo con el teorema de (Buckingham, 1914), las variables se pueden expresar como otra función homogénea, entonces se tiene que:

$$f(\pi) = f(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4 \dots \pi_z) = 0 \dots \dots \dots A. 28$$

Donde = El parámetro  $\pi$ , es adimensional y está definido por las variables físicas de la ecuación A. 2

En este caso se tiene un sistema indeterminado, el cual se puede calcular con la (ecuación A.29).

$$z = m - n \dots \dots \dots A. 29$$

Donde:

$z$  = Número de parámetros adimensionales ( $\pi$ )

$m$  = Número de variables físicas que intervienen en el fenómeno

$n$  = Número de magnitudes físicas fundamentales (longitud, masa, tiempo)

Entonces aplicando la ecuación A.29, se tiene:

$$z = 7 - 3 = 4$$

Por lo tanto deben de ser considerados cuatro parámetros adimensionales ( $\pi$ ). Los cuales pueden ser escritos en la forma que tiene la ecuación A.28.

$$f(\pi) = f(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4) = 0 \dots \dots \dots A. 30$$

Continuando con lo establecido en el teorema de Buckingham, cada parámetro adimensional queda expresado de la siguiente forma:

$$\pi_i = (H_l^{x,1}, T^{x,2}, L_0^{x,3}, g^{x,4}, v^{x,5}, \gamma^6, \alpha^{x,7}) \dots \dots \dots A. 31$$

Dado que la variable de la pendiente del talud de la estructura ( $\alpha$ ) es adimensional, forma por si solo un parámetro ( $\pi$ ), dando en consecuencia  $\pi_i = \alpha$ , quedando por tanto cada parámetro ( $\pi$ ) en función de las siguientes variables:

$$\pi_i = (H_l^{x,1}, T^{x,2}, L_0^{x,3}, g^{x,4}, v^{x,5}, \gamma^6) \dots \dots \dots A. 32$$

Posteriormente al sustituir las variables por las magnitudes se obtiene la siguiente expresión:

$$[\pi_i] = [L]^{x_{1,i}} [T]^{x_{2,i}} [L]^{x_{3,i}} [LT^{-2}]^{x_{4,i}} [L^2 T^{-1}]^{x_{5,i}} [ML^{-2} T^{-2}]^{x_{6,i}} \dots \dots \dots A. 33$$

Agrupando de acuerdo a las magnitudes físicas fundamentales, se tiene:

$$[\pi_i] = [L]^{x_{1,i}+x_{3,i}+x_{4,i}+2x_{5,i}-2x_{6,i}} [M]^{x_{6,i}} [T]^{x_{2,i}-2x_{4,i}-x_{5,i}-2x_{6,i}} \dots \dots A. 34$$

Continuando con el procedimiento, se igualan a cero los exponentes de las magnitudes físicas fundamentales para que el parámetro ( $\pi$ ) sea adimensional; obteniéndose lo siguiente.

Magnitud física de longitud [L]:  $x_{1,i} + x_{3,i} + x_{4,i} + 2x_{5,i} - 2x_{6,i} = 0$

Magnitud física de masa [M]:  $x_{6,i} = 0$

Magnitud física de tiempo [T]:  $x_{2,i} - 2x_{4,i} - x_{5,i} - 2x_{6,i} = 0$

A continuación son elegidos cuatro parámetros, los cuales quedan de la siguiente forma

$$\pi_1 = H_l^{x_1} T^{y_1} \gamma^{z_1} L_0$$

$$\pi_2 = H_l^{x_2} T^{y_2} \gamma^{z_2} g$$

$$\pi_3 = H_l^{x_3} T^{y_3} \gamma^{z_3} v$$

$$\pi_4 = \alpha$$

Ahora para poder determinar los parámetros ( $\pi_i$ ), son determinados los valores de las incógnitas ( $x_i, y_i, z_i$ ) y que a continuación se muestran

$$\pi_1 = H_l^{x_1} T^{y_1} \gamma^{z_1} L_0 \dots \dots A. 35$$

$$[\pi_i] = [L]^{x_1} [T]^{y_1} [ML^{-2}T^{-2}]^{z_1} [L]$$

$$[x_i] = [L]^{x_1-2z_1+1} [T]^{y_1-2z_1} [M]^{z_1}$$

Ahora son igualadas a cero los exponentes de cada una de las magnitudes físicas fundamentales, quedando de la siguiente forma:

Magnitud física de longitud [L]:  $x_1 - 2z_1 + 1 = 0$

Magnitud física de masa [M]:  $z_1 = 0$

Magnitud física de tiempo [T]:  $y_1 - 2z_1 = 0$

Al resolver el sistema de ecuaciones los resultados obtenidos son:

$$x_1 = -1$$

$$y_1 = 0$$

$$z_1 = 0$$

Al sustituir los valores obtenidos en la **ecuación A.35**, se obtiene la siguiente ecuación:

$$\pi_l = H_l^{-1} T^0 \gamma^0 L_0^1 \dots \dots A. 36$$

Simplificando a la **ecuación A.11**, se obtiene:

$$\pi_l = \frac{L_0}{H_l} \dots \dots A. 37$$

Donde  $\pi_l$ , relaciona a la longitud de la ola en aguas profundas y a la altura de la ola incidente, siendo esto el inverso de la relación de esbeltez.

Al aplicar el mismo procedimiento son obtenidos los parámetros adimensionales restantes.

Entonces para  $\pi_2$ , resulta:  $\pi_2 = \frac{T^2 g}{H_l} \dots \dots A. 38$

En la **ecuación A.38**, se puede observar que se encuentran relacionadas las fuerzas de inercia y la de gravedad.

Para  $\pi_3$ , resulta:  $\pi_3 = \frac{T\nu}{H_l} \dots \dots A. 39$

En la **ecuación A.39**, se puede observar que se encuentran relacionadas las fuerzas de inercia y las de viscosidad.

Y por último para  $\pi_4$ , como ya se había mencionado anteriormente esta variable física está en función de la pendiente del rompeolas (**ver ecuación A.40**).

$$\pi_4 = \alpha \dots \dots A. 40$$

Al sustituir los anteriores resultados del anterior sistema de ecuaciones, en la **ecuación A.31**, se obtiene la siguiente expresión:

$$f(\pi) = f \left[ \frac{L_0}{H_l}, \frac{T^2 g}{H_l}, \frac{T\nu}{H_l}, \alpha \right] \dots \dots A. 41$$

Ahora al aplicar el punto donde se habla acerca de que cualquier número adimensional  $\pi_i$  puede sustituirse por una potencia del mismo, incluido  $\pi^{-1}$ . [Vergara, 1995], y al sustituirlo en la **ecuación A.38**, se tiene:

$$\frac{1}{\pi_l} = \frac{H_l}{L_0},$$

que no es otra cosa que la relación de esbeltez de la ola.

De igual manera aplicando el mismo principio y al recomodar el parámetro  $\pi_3$ , obtenemos el Número de Reynolds ( $Re_0$ ), el cual se muestra a continuación:

$$\frac{1}{\pi_3} = \frac{H_l^2}{Tv} = \frac{H_l H_l}{Tv} = \frac{V H_l}{v} = Re_0$$

También [Vergara, 1995], propone otra recomendación, la cual dice lo siguiente: El producto de cualquier número adimensional ( $\pi_i$ ), puede sustituirse por otro parámetro adimensional ( $\pi$ ). Entonces aplicando la primera recomendación y esta tenemos que ( $\pi_2$ ) puede reemplazarse por ( $\pi_2^{-1}$ ) y por el producto de cualquier número adimensional ( $\pi_i$ ), puede sustituirse por otro parámetro adimensional ( $\pi$ ). Con lo anterior el producto adimensional de ( $\pi_1$ ) y ( $\pi_2$ ), da como resultado el parámetro conocido como el Número de Froude ( $Fr_0$ ), el cual se muestra a continuación:

$$\pi_1 \cdot \pi_2 = \left(\frac{L_0}{H_l}\right) \left(\frac{L_0 T^2 g}{H_l^2}\right)$$

$$\frac{H_l^2}{L_0 T^2} = \frac{V^2}{L_0 g} = \frac{V}{\sqrt{L_0 g}} = Fr_0$$

Con lo elaborado, en las recomendaciones y al mismo tiempo que sustituye en la **ecuación A.41**, se tiene lo siguiente:

$$f(\pi) = f\left(\frac{H_l}{L_0}, Re_0, Fr_0, \alpha\right)$$

Al ser encontrados los cuatro parámetros buscados, y sabiendo que cualquier número adimensional ( $\pi_i$ ), puede expresarse como una función de otros números ( $\pi$ ), puede ser despejado cualquier magnitud física que sea de interés que corresponda a la ecuación anterior.

Esto con la finalidad de que las leyes de similitud sean completas tanto en el modelo como en el prototipo; A sí que para completar con las leyes, hace falta solamente cumplir con la ley de similitud, que como ya se menciono que es la que representa al conjunto de fuerzas que actúan en el sistema modelo-prototipo. Por lo que a continuación se presenta el análisis para determinar esta condición de similitud.

Volviendo a analizar la **ecuación A.41**, la cual se refiere a la relación de esbeltez se tiene:

$$\left(\frac{H_l}{L_0}\right)_m = \left(\frac{H_l}{L_0}\right)_p$$

$$\frac{(H_l)_m}{(H_l)_p} = \frac{(L_0)_p}{L_{0p}}$$

$$EH_l = EL_0 \dots \dots \dots A.42$$

Donde:

$EH_l =$  Escala de altura de ola incidente igual a la escala de líneas

$EL_0 =$  Escala de longitud de ola en aguas profundas, igual a la escala de líneas

Por lo que se concluye que el modelo es sin distorsión, puesto que las escalas de línea son iguales tanto verticalmente como horizontalmente.

Utilizando la ecuación, la cual relaciona al número de Reynolds, es obtenido lo siguiente:

$$\left(\frac{VH_l}{\nu}\right)_m = \left(\frac{VH_l}{\nu}\right)_p$$

$$\frac{(V)_p (H_l)_p}{\frac{(V)_m (H_l)_m}{\frac{\nu_m}{\nu_m}}} = 1$$

$$\frac{EVEH_l}{E\nu} = 1$$

$$EV = \frac{E\nu}{EH_l} \dots \dots \dots A.43$$

Donde:

$EV =$  Escala de velocidades

$E\nu =$  Escala de la viscosidad cinemática

A sí mismo al utilizar la ecuación donde se relaciona al número de Froude, se tiene lo siguiente:

$$\left(\frac{V}{\sqrt{L_0g}}\right)_m = \left(\frac{V}{\sqrt{L_0g}}\right)_p$$

$$\frac{(V)_p}{(V)_m} = 1$$

$$\frac{\left(\frac{(L_0)_p}{(L_0)_m}\right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{(g)_p}{(g)_m}\right)}{\frac{EV}{(EL_0)^{\frac{1}{2}}(Eg)^{\frac{1}{2}}}} = 1$$

Donde:

$Eg =$  Escala de la eceleración de la gravedad

Ahora al igualar:

$$EV = (EH_l)^{\frac{1}{2}} \dots \dots A. 44$$

Y al igualar la **ecuación A.44** y la **ecuación A.43**, se cumple con las condiciones de Reynolds y Froude simultáneamente, se tiene:

$$Ev = (EH_l)^{-1} = (EH_l)^{\frac{1}{2}}$$

$$EH_l = Ev^{\frac{2}{3}}$$