



FACULTAD DE INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL OCEÁNICA

**Evaluación de los parámetros de periodo y dirección que definen las tormentas extremas y comparación de métodos de estimación de cargas por oleaje en estructuras verticales en Chile. Caso de estudio tormenta julio 2013**

**RODRIGO DANILO LEAL CORNEJO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL OCEÁNICO

PROFESOR GUÍA:

SR. PATRICIO MONÁRDEZ SANTANDER

SEPTIEMBRE DE 2016

**UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**INGENIERÍA CIVIL OCEÁNICA**

**SANTIAGO**

---

**“Evaluación de los parámetros de periodo y dirección que definen las tormentas extremas y comparación de métodos de estimación de cargas por oleaje en estructuras verticales en Chile. Caso de estudio tormenta julio 2013”**

Rodrigo Danilo Leal Cornejo

**COMISIÓN REVISORA**

**NOTA**

**FIRMA**

Patricio Monárdez S.

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

José Beyá M.

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

Patricio Winckler G.

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

## DECLARACIÓN

*Este trabajo, o alguna de sus partes, no han sido presentados anteriormente en la Universidad de Valparaíso, institución universitaria chilena o extranjera u organismo de carácter estatal, para evaluación, comercialización u otros propósitos. Salvo las referencias citadas en el texto, confirmo que el contenido intelectual de este Proyecto de Título es resultado exclusivamente de mis esfuerzos personales.*

*La Universidad de Valparaíso reconoce expresamente la propiedad intelectual del autor sobre esta Memoria de Titulación. Sin embargo, en caso de ser sometida a evaluación para los propósitos de obtención del Título Profesional de Ingeniero Civil Oceánico, el autor renuncia a los derechos legales sobre la misma y los cede a la Universidad de Valparaíso, la que estará facultada para utilizarla con fines exclusivamente académicos.*

PARA EL TREMENDO NILO

EN EL FIN DE ESTA ETAPA QUE TENÍA PENDIENTE, QUERÍA AGRADECER A TODAS LAS PERSONAS  
QUE ME APOYARON A LO LARGO DE MI CARRERA.

QUIERO AGRADECER A MI PILAR FUNDAMENTAL, MI FAMILIA; A MI MADRE NANCY, MI PADRE  
JAIME Y MI HERMANA NATALIA POR TODO SU ESFUERZO, PREOCUPACIÓN Y CONFIANZA EN ESTE  
LARGO PROYECTO. SIN SU APOYO ESTO NO PODRÍA HABER SIDO POSIBLE.

AGRADEZCO A MI POLOLA DAIANA POR SER MI MOTIVACIÓN, DARME LA FUERZA Y LA ÚLTIMA  
GOTA DE COMBUSTIBLE PARA DAR ESTE ÚLTIMO GRAN PASO.

A MIS TÍOS HUGO, SANTIAGO Y MAURICIO Y PRIMO ALEXIS, POR SU APOYO EN LOS MOMENTOS  
COMPLEJOS DE MI CARRERA.

A MI PROFESOR GUÍA PATRICIO MONÁRDEZ, QUIEN SIN TENER NINGUNA OBLIGACIÓN CONMIGO  
ME BRINDÓ APOYO Y DEDICACIÓN EN EL DESARROLLO DE ESTA MEMORIA.

A MIS GRANDES AMIGOS DE LA U, MIS AMISTAITAS; SEBASTIÁN CONTRERAS, EDUARDO  
GONZÁLEZ, DANIEL ROJAS Y CÉSAR ESPARZA POR SU AMISTAD, COMPAÑERISMO Y  
PREOCUPACIÓN.

AL TREMENDO GRUPO DE ESTUDIO CON LOS QUE COMPARTÍ EL ÚLTIMO PROCESO DE LA  
CARRERA DONDE SE FORJARON GRANDES DISCUSIONES Y MUCHAS EXPERIENCIAS QUE ME  
HICIERON CRECER PROFESIONALMENTE. GRACIAS BROCHAS; CLAUDIO MEZA, ARIEL GALLARDO  
Y JANISSE FERRADA.

A MATÍAS QUEZADA POR SU PREOCUPACIÓN Y AYUDA EN EL DESARROLLO DE ESTA MEMORIA.

A BAIRD & ASSOCIATES S.A, POR FACILITAR EL USO DE DATOS PARA LA REALIZACIÓN DE ESTE  
TRABAJO.

MUCHAS GRACIAS A TODAS LAS PERSONAS QUE COMPARTIERON CONMIGO EN LA UNIVERSIDAD  
DE VALPARAÍSO Y FUERA DE ESTA, SIN DUDA TAMBIÉN SON PARTE DE ESTO.

SIN SACRIFICIO NO HAY VICTORIA...

# **ÍNDICE**

1	Resumen .....	1
2	Introducción .....	2
3	Objetivos.....	3
3.1	Objetivo General.....	3
3.2	Objetivos Específicos.....	3
4	Alcances .....	4
5	Revisión bibliográfica .....	5
5.1	Oleaje .....	5
5.1.1	Teorías de Oleaje .....	7
5.1.2	Climatología del Oleaje en Chile.....	8
5.1.3	Rotura.....	11
5.1.4	Oleaje Extremo.....	15
5.1.5	Metodología de Valores Extremos – Alturas de Oleaje .....	15
5.2	Obras Marítimas. ....	22
5.2.1	Clasificación y Tipología de Obras Marítimas .....	22
5.3	Cargas de oleaje.....	27
5.3.1	Carga por Oleaje sobre Estructuras Verticales. ....	27
5.3.2	Formulaciones Utilizadas comunmente en el Diseño de Estructuras Verticales.....	30
5.4	Daños Producidos en Muros verticales.....	36
6	Caso de aplicación .....	38
6.1	Caracterización Zona de Estudio .....	41
6.1.1	Ubicación Puerto de Antofagasta.....	41
6.1.2	Batimetría Antofagasta .....	42
6.1.3	Oleaje Antofagasta Aguas profundas.....	44
6.1.4	Mareas Puerto de Antofagasta .....	47
6.2	Análisis Tormenta .....	47
6.2.1	Condiciones Meteorológicas.....	48
6.2.2	Condiciones de Oleaje.....	51
6.2.3	Evaluación periodo de retorno tormenta .....	55
6.3	Definición Altura de Ola de Diseño .....	56
6.3.1	Análisis de Olas Extremas en Aguas Profundas .....	57

6.3.2	Selección Periodo y Dirección .....	61
6.4	Estimación de Fuerzas .....	62
6.4.1	Propagación de Oleaje al Pie de la Estructura .....	63
6.4.2	Análisis de fuerzas.....	64
6.5	Análisis de Sensibilidad e Interpretación de Resultados .....	74
6.5.1	Sensibilidad Metodología Sainflou (1928).....	74
6.5.2	Sensibilidad Metodología Minikin (1963).....	75
6.5.3	Sensibilidad Metodología de Goda (1994) .....	76
6.6	Análisis de Estabilidad.....	78
7	Recomendaciones de uso formulaciones.....	80
8	Conclusiones finales .....	82
9	Bibliografía.....	84
10	Anexos .....	86

## **ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura 5-1:	Clasificación de las ondas de superficie en función de la energía y frecuencia.	6
Figura 5-2:	Validez de diferentes teorías de olas. ....	7
Figura 5-3:	Espectro Bi-Dimensional costas chilenas (energía en m <sup>2</sup> /s) .....	9
Figura 5-4:	Tipos de rotura.....	11
Figura 5-5:	Ilustración métodos de selección de tormentas.....	16
Figura 5-6 :	Diagrama de clasificación de obras marítimas. ....	22
Figura 5-7 :	Tipos de diques verticales.....	24
Figura 5-8:	Sección tipo dique vertical. ....	25
Figura 5-9:	Sección tipo dique vertical. ....	25
Figura 5-10:	Muro vertical con frente perforado. ....	25
Figura 5-11:	Pantalla de hormigón ranurada con pilotes de refuerzo. ....	26
Figura 5-12:	Pantallas de tablestacas. ....	26
Figura 5-13 :	Identificación de fuerzas sobre muros verticales, para olas rompientes y no rompientes.....	28
Figura 5-14 :	Mapa de identificación de cargas sobre estructuras verticales.....	29
Figura 5-15:	Distribución de presiones Sainflou (1928).....	31
Figura 5-16:	Diagrama de presiones Minikin (1963).....	32
Figura 5-17:	Esquema de aplicabilidad de formulaciones. ....	34

Figura 5-18 : Distribución de presiones Goda. ....	34
Figura 5-19: Falla típicas en muros verticales. ....	37
Figura 6-1: Características molo de abrigo Antofagasta. Adaptación Lira (1933). ....	39
Figura 6-2: Ubicación sectores dañados Puerto Antofagasta. ....	39
Figura 6-3: Arranque molo principal dañado por marejadas Puerto Antofagasta. ....	40
Figura 6-4: Pérdida bloques sector faro. ....	40
Figura 6-5 : Ubicación Puerto de Antofagasta. ....	41
Figura 6-6: Batimetría Puerto de Antofagasta. ....	42
Figura 6-7: Perfiles Antofagasta. ....	43
Figura 6-8: Perfiles Antofagasta. ....	43
Figura 6-9: Rosa de dispersión de periodos. Antofagasta. ....	46
Figura 6-10. Carta Sinóptica 01 y 02 de julio de 2013, respectivamente. ....	48
Figura 6-11. Carta de viento 1 y 2 de julio de 2013, respectivamente. ....	49
Figura 6-12: Presión atmosférica faro Punta Ángeles. ....	49
Figura 6-13: Intensidad de viento Punta Ángeles. ....	50
Figura 6-14. Carta de viento y sinóptica 14 de julio de 2013. ....	51
Figura 6-15: Ubicación geográfica boyas. ....	52
Figura 6-16: Comparación marejadas entre marejada julio 2013 versus mayor tormenta en 30 años y oleaje con 100 años de periodo de retorno para Antofagasta. ....	55
Figura 6-17: Puntos de extracción Antofagasta. ....	57
Figura 6-18: Ubicación nodos de extracción Antofagasta y Valparaíso. ....	57
Figura 6-19: Distribución de presiones Sainflou (1928). ....	66
Figura 6-20. Distribución de presiones Goda. ....	71
Figura 6-21: Ilustración de Presiones Totales sobre Muro. ....	72
Figura 6-22. Distribución de presiones Goda. ....	72
Figura 6-23: Ilustración dirección de incidencia. ....	76
Figura 6-24: Diagrama de cuerpo libre de fuerzas que actúan sobre un muro. ....	79
Figura 10-1 : Gráfico para evaluar el coeficiente Ks. ....	95

## **ÍNDICE DE TABLAS**

Tabla 5-1: Clasificación de ondas según periodo. ....	5
Tabla 5-2: Tipos de Rotura según número de Iribarren. ....	13
Tabla 5-3: Tipos de Rotura según número de Iribarren en rotura. ....	13
Tabla 5-4: Metodología de selección periodos y dirección. ....	21

Tabla 5-5: Obras marítimas y objetivos.....	23
Tabla 5-6: Resumen formulaciones existentes para la determinación de fuerzas de oleaje en estructuras verticales. ....	30
Tabla 6-1: Tabla de incidencia dirección peak vs. Altura significativa en aguas profundas. ....	45
Tabla 6-2: Tabla de incidencia altura significativa vs. Periodo peak. ....	45
Tabla 6-3: Fechas de inicio y término de tormenta.....	54
Tabla 6-4: Valores máximos de tormenta en aguas profundas.....	54
Tabla 6-5 : Listado tormentas extremas Antofagasta en aguas profundas. ....	58
Tabla 6-6 : Correlación distribuciones de probabilidad Weibull y Gumbel. ....	59
Tabla 6-7 : Periodos de retorno Antofagasta aguas profundas.....	59
Tabla 6-8: Resumen periodos de retorno. ....	60
Tabla 6-9: Parámetros Caso A.....	61
Tabla 6-10: Parámetros Caso B.....	61
Tabla 6-11: Parámetros de evaluación de cargas. ....	62
Tabla 6-12: Parámetros de evaluación de cargas (peak tormenta julio 2013). ....	63
Tabla 6-13: Alturas de ola al pie de la obra frente al cabezo molo de abrigo puerto de Antofagasta.....	63
Tabla 6-14: Presiones obtenidas según altura de diseño. Promedio registro tormentas de aguas profundas. ....	66
Tabla 6-15: Presiones obtenidas según altura de diseño. Análisis de funciones de transferencia. ....	67
Tabla 6-16: Presiones totales método de Sainflou. Caso tormenta. ....	68
Tabla 6-17: Fuerzas y momentos totales. Promedio registro tormentas de aguas profundas.....	69
Tabla 6-18: Fuerzas y momentos totales. Análisis de funciones de transferencia. ....	70
Tabla 6-19: Presiones totales método de Minikin. Caso tormenta.....	70
Tabla 6-20: Presiones, fuerzas y momentos totales. Promedio registro tormentas de aguas profundas.....	72
Tabla 6-21: Presiones, fuerzas y momentos totales. Análisis de funciones de transferencia .....	72
Tabla 6-22: Presiones, fuerzas y momentos totales método de Goda extendido. Caso tormenta. ....	73
Tabla 6-23: Factores de seguridad según ROM 05/94.....	78
Tabla 6-24: Resumen factores de seguridad propuestos en la literatura.....	78
Tabla 6-25: Factores de seguridad casos analizados. ....	79
Tabla 7-1: Formulaciones propuestas en la literatura más reciente. ....	81

Tabla 10-1: Coeficientes empíricos de la formulación de desviación estándar para para eventos extremos (Goda 1988).....	89
Tabla 10-2: Niveles de confianza para valores de altura de olas extremas. ....	89

# 1 **RESUMEN**

Asumiendo que la altura de ola de diseño está condicionada por la correcta selección del periodo y dirección, se estudiaron dos escenarios para elegir estos parámetros; elección de acuerdo al promedio del registro de tormentas de aguas profundas y a partir del análisis de funciones de transferencia, encontrando que al propagar alturas de ola con periodos más largos existe mayores cargas sobre las estructuras, aumentando el fenómeno de asomeramiento.

Al comparar los escenarios descritos anteriormente, se obtuvieron diferencias hasta del 30%, siendo las más altas aquellas evaluadas con parámetros seleccionados a partir de las funciones de transferencia o periodos más largos.

En referencia a la tormenta de inicios de julio de 2013, ésta presentó alturas de ola con periodos de retorno inferiores a 100 años, considerando 30 años de datos de oleaje. Por lo tanto, los daños causados son principalmente por incrementos de fenómenos relacionados con el periodo. De acuerdo a lo anterior, se utilizó este evento para realizar los análisis.

Conocidas las diferencias existentes en la selección del periodo para escoger la altura de ola de diseño, se compararon las metodologías de determinación de cargas en estructuras verticales, verificando que existen aumentos en las en las solicitaciones de al menos un 30%, así como también cambios en los factores de seguridad (vuelco y deslizamiento). Por lo tanto, a mayor periodo mayor serán las fuerzas sobre la estructura.

Finalmente, se recomienda seleccionar los parámetros de periodo y dirección para determinar la ola de diseño a partir de las funciones de transferencia, ya que se pueden visualizar los efectos que causará en la costa al propagar el oleaje, en función al coeficiente de agitación.

## **2 INTRODUCCIÓN**

Cuando se diseña una obra marítima, es fundamental la definición correcta de cargas debido a oleaje, ya que estos condicionarán las dimensiones de la obra y los costos asociados.

La estimación de cargas por oleaje es una tarea compleja. En la actualidad existen diferentes manuales, recomendaciones, estándares, guías y modelos físicos para la evaluación de cargas en obras marítimas; sin embargo, el entendimiento aún es limitado comparado con otras áreas de la técnica donde existen variadas ecuaciones con alta precisión y baja incertidumbre. Un ejemplo claro es la ecuación de Goda (1974, 1985 y 1994) para el diseño de diques verticales, la cual aparece en la mayoría de la bibliografía diferenciándose solamente en la utilización de coeficientes para la extrapolación a otros casos.

Por otro lado, de acuerdo a los daños en infraestructura costera causados por la tormenta ocurrida en el inicio del mes de junio de 2013 en Chile, surge la inquietud de evaluar los efectos del periodo del oleaje en los métodos empleados en el diseño de obras marítimas.

En este trabajo, se compararán entre sí las formulaciones existentes que entregan cargas de oleaje, para distintos escenarios de selección de periodo y la dirección del oleaje mediante un caso práctico local, basado en los daños causados por el temporal antes citado en estructuras verticales.

### **3 OBJETIVOS**

#### **3.1 OBJETIVO GENERAL**

Evaluar las cargas de oleaje en estructuras verticales propuestas en la literatura y su sensibilidad al variar el periodo de oleaje y la dirección de incidencia, por dos métodos; a partir de funciones de transferencia y promedio de registros de tormentas, considerando como caso de aplicación las estructuras dañadas por la tormenta de julio de 2013.

#### **3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Comprender las metodologías de evaluación de cargas de oleaje en estructuras verticales provenientes de publicaciones científicas, normas, estándares, recomendaciones y guías.
- Determinar la importancia de la metodología de selección del periodo y la dirección en la obtención de la altura de ola de diseño.
- Caracterizar la tormenta de julio de 2013 en términos de sus variables meteorológicas y oceanográficas.
- Determinar las condiciones de generación de la tormenta y su periodo de retorno asociado.

## **4 ALCANCES**

Este trabajo se enfocará en la revisión y evaluación de cargas de oleaje sobre estructuras verticales que son afectadas de manera impulsiva o cuasi-estática y su sensibilidad ante la definición de parámetros de periodo y dirección y sus efectos en el diseño. No obstante presenta las siguientes limitaciones:

- Estructuras pilotadas tales como muelles; o que presenten fallas graduales, como diques de escollera, no serán consideradas.
- La evaluación de daños y modos de falla considerará solamente los causados por oleaje. Los efectos generados por transporte de sedimentos, sismos, fallas geotécnicas u otras acciones anexas no serán revisados.
- El caso práctico a realizar será analizado a nivel nacional.
- Los efectos causados por tsunamis no serán revisados.
- Se determinarán sólo las fuerzas de oleaje que interactúan con la estructura. Otros estados de carga no serán materia de estudio es este trabajo.
- Las referencias utilizadas para la evaluación y comparación de fuerzas de oleaje serán publicaciones científicas, libros u otros documentos oficiales.

## 5 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

### 5.1 OLEAJE

Las ondas generadas en el mar son fenómenos que están determinados por la acción de fuerzas de la naturaleza, las cuales condicionan el tipo de onda que será inducida. La más común es la acción del viento, que da origen al oleaje. Sin embargo, existen otros movimientos oscilatorios en el océano causados por otras fuerzas. Éstas pueden ser; ondas capilares, ondas ultra gravitatorias, ondas infra gravitatorias, ondas largas y mareas (meteorológica y astronómica).

De manera general, existen al menos tres formas de clasificar las ondas. Éstas pueden ser según; por la profundidad relativa sobre la cual se propaga, el periodo de las mismas, las fuerzas generadoras y restauradoras y la energía (Silva, 2005). De acuerdo a la profundidad relativa, es posible que las olas se propaguen entre dos extremos: aguas profundas y poco profundas. Cuando la profundidad es igual o mayor que la mitad de la longitud de onda y el oleaje no sufre modificaciones se habla de aguas profundas. Ahora bien, cuando la profundidad es igual o menor al vigésimo de la longitud de onda y el oleaje sufre modificaciones por efectos de fondo, se dirá que está en aguas poco profundas. Considerando los periodos que componen un registro de oleaje, las fuerzas generadoras, restauradoras es posible clasificarlos como se indica en la Tabla 5-1. En la Figura 5-1 es posible observar la energía que poseen en función a la frecuencia (Kinsaman, 1965).

Tabla 5-1: Clasificación de ondas según periodo.

Tipo de ondas	Periodo	Fuerza generadora	Fuerza restauradora
Capilares	0 a 0.1s	Viento	Tensión superficial, gravedad
Ultragravedad	0.1 a 1s	Viento	Gravedad
Gravitatorias	1 a 30s	Viento y oleaje de viento	Gravedad y fricción
Infragravitatorias	30s a 30min	Viento y ondas gravitatorias	Gravedad, Coriolis y fricción
Ondas largas	5min a 12h	Temporales y terremotos	Gravedad, Coriolis y fricción
Mareas Ordinarias	12 a 24h	Gravitación	Gravedad, Coriolis y fricción
Transmarea	Más de 24h	Temporales y ondas de gravedad	Gravedad, Coriolis y fricción

Fuente: Elaboración Propia, a partir de Silva (2005).

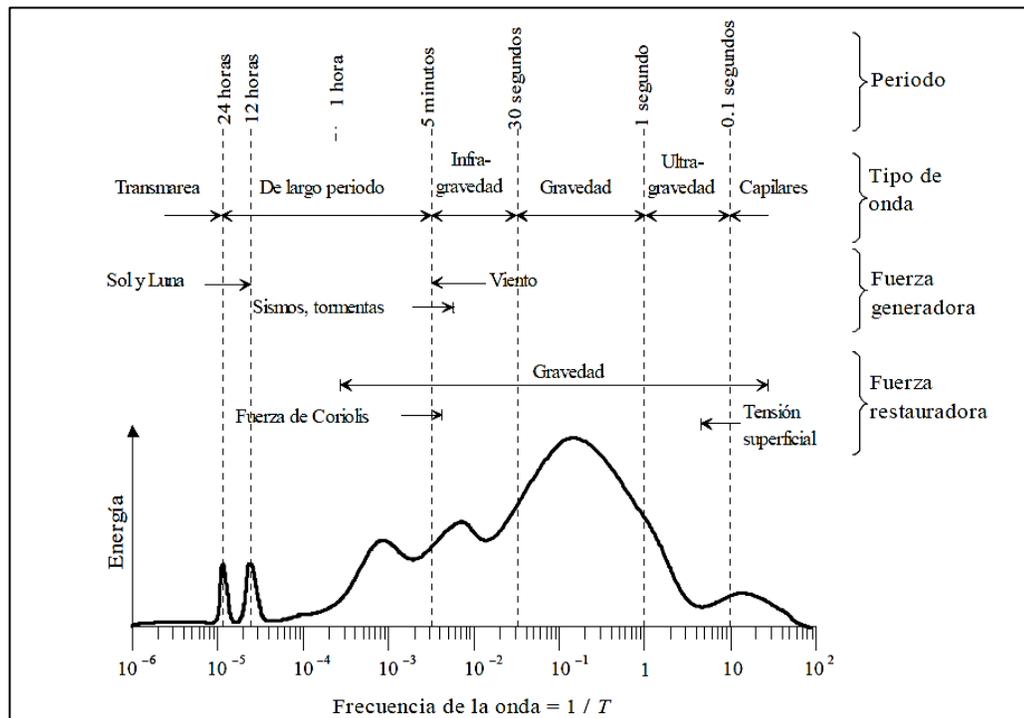


Figura 5-1: Clasificación de las ondas de superficie en función de la energía y frecuencia.

Fuente: (Silva, 2005).

De acuerdo a la génesis, un factor importante que se debe considerar en obras marítimas es la diferenciación entre dos tipos de oleaje: *Sea* (oleaje local) y *Swell* (oleaje distante). El *Sea*, corresponde a olas de corto periodo que se mantienen en la zona de generación y poseen una forma caótica. El *Swell*, corresponde a las olas que han abandonado la zona de generación y sus periodos son más largos.

Por lo tanto, entender el oleaje y su generación es fundamental para los proyectos costeros, ya que concentra un porcentaje importante de la energía de un estado de mar y constituye una de las principales solicitaciones estructurales, de operación y de morfología costera.

### 5.1.1 TEORÍAS DE OLAJE

La Teoría Lineal de Oleaje o de Airy, si bien es sencilla y razonablemente precisa para calcular la hidrodinámica, tiene limitaciones en situaciones donde las profundidades son bajas. Para proyectos de ingeniería costera, es importante establecer cuándo es necesario utilizar una teoría no lineal, ya que las fuerzas sobre estructuras pueden ser subestimadas. Las teorías no lineales son las que mejor describen el transporte de sedimentos, la rotura de ola, el asomeramiento, la reflexión, la transmisión y otros fenómenos de orden superior (Coastal Engineering Manual, 2006). Algunas de estas teorías corresponden a: Stream Function (Dean, 1974), Fenton (Fenton, 1988) y Stokes de quinto orden (Skjelbriera et al, 1960). En la Figura 5-2, se presenta de manera gráfica validez de cada una de las teorías.

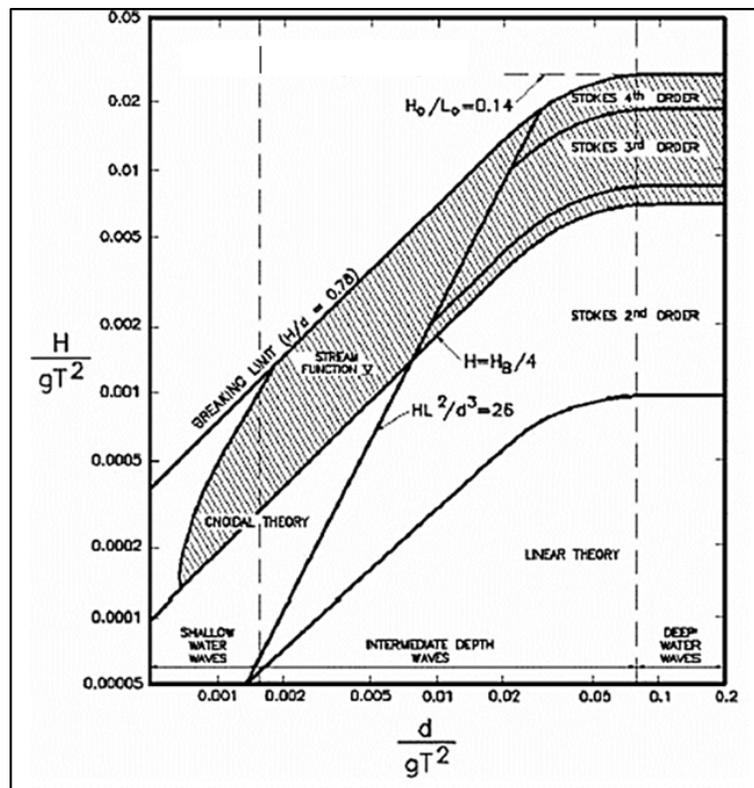


Figura 5-2: Validez de diferentes teorías de olas.

Fuente: Coastal Engineering Manual (CEM, 2006).

Para el conocimiento de la validez de cada teoría de ola, Dean (1974) presentó un análisis donde se definen regiones en función de parámetros adimensionales  $H/T^2$  y  $d/T^2$ . Siendo  $H$  la altura de ola,  $d$  la profundidad y  $T$  el periodo de ola. Posteriormente, se realizó un análisis similar ilustrando los respectivos límites y validez de varias teorías, posibilitando la determinación de la teoría de oleaje apropiada para cada caso de estudio (Le Méhuté, 1976).

Además de los parámetros adimensionales presentados anteriormente (Dean 1968, 1974), existe uno complementario que clasifica el régimen al que corresponden las olas. Este parámetro corresponde al número de Ursell ( $U_r$ ) que se define como:

$$U_r = H \frac{L^2}{d^3} \quad (5-1)$$

Donde:

L : Longitud de onda.

D : Profundidad.

H : Altura de ola.

El número de Ursell, es un complemento en la selección de la teoría correcta para cada situación. En la Figura 5-2 se muestra una magnitud límite ( $HL^2/d^3 = 26$ ) donde son aplicables las Teorías de Stokes de distinto orden. De esta manera, un número de Ursell cercano a 20, Stokes comienza a aproximarse a una Teoría Cnoidal (Coastal Engineering Manual, 2006).

Conocer el tipo de teoría de oleaje que aplica, permitirá

## 5.1.2 CLIMATOLOGÍA DEL OLEAJE EN CHILE

La climatología del oleaje es posible se puede representar de manera espectral, donde la forma que tendrá el espectro de energía dependerá principalmente de las condiciones de generación. Nicolau del Roure (2004), analizó estas condiciones del oleaje en las costas chilenas identificando diferentes componentes de incidencia originadas en zonas del Océano Pacífico, debido a su gran extensión. Con esta información, es posible reconocer que las olas que se presentan en Chile son principalmente de carácter Bi-modal, debido a la presencia de oleaje de generación local tipo Sea. En la Figura 5-3, se aprecia lo expuesto anteriormente.

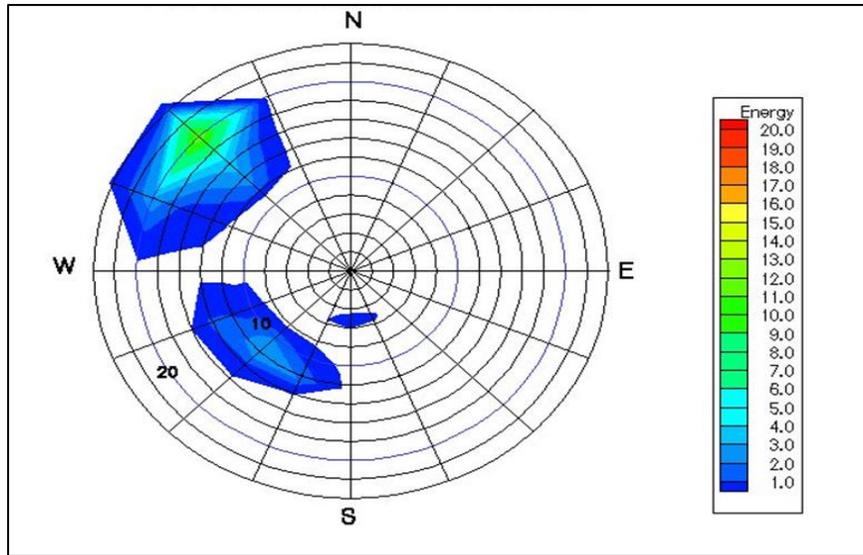


Figura 5-3: Espectro Bi-Dimensional costas chilenas (energía en  $m^2/s^2$ )

Fuente: Nicolau (2004).

En la actualidad se reconocen cuatro formas de oleaje que llegan a las costas chilenas (Nicolau, 2004), estos son:

**Swell del hemisferio Sur.**

Estas olas son generadas por ciclones extra-tropicales que tienen lugar entre las latitudes 30° S y 70° S. Es un fenómeno que está presente todo el año y que se intensifica en los meses de invierno. Las olas que inciden en la costa chilena llegan con una dirección SW y períodos entre 12 y 16 segundos, decreciendo su intensidad de Sur a Norte.

**Swell del hemisferio Norte.**

Estas olas son generadas en los alrededores de las Islas Aleutianas, situadas frente a las costas de Alaska, a una distancia de 15.000 kilómetros de las costas de Chile. Las olas inciden principalmente en los meses de verano llegando con una dirección NW y períodos entre 18 y 25 segundos, decreciendo su intensidad de Norte a Sur.

**Oleaje de generación local (sea)**

Las olas son generadas por vientos locales que se producen en las cercanías de la costa. Estas olas tienen períodos inferiores al Swell del hemisferio sur, debido a que no alcanzan a desarrollarse completamente.

**Olas generadas por ciclones tropicales**

Son olas generadas por tormentas que se producen en las cercanías de las costas de América Central. Estos casos no son frecuentes, por lo que rara vez son considerados en un clima de oleaje operacional. Sin embargo, deben ser considerados en el clima de oleaje de diseño.

### 5.1.3 ROTURA

A medida que las olas se propagan hacia la costa comienzan a sentir el fondo y a aumentar su altura, es decir, comienzan a peraltarse (proceso de asomeramiento). Este aumento ocurre hasta una profundidad determinada. Luego, las olas se vuelven inestables hasta romper disipando gran cantidad de energía en forma de turbulencia, induciendo corrientes y aumentos en el nivel medio del mar. De manera aproximada, se dice que este fenómeno ocurre cuando la profundidad es igual a la altura de ola o desde el punto de vista de la hidrodinámica, cuando la velocidad de las partículas en la cresta es superior a la celeridad de la onda.

En definitiva, las olas rompen cuando alcanzan un estado crítico en su movimiento que está afectado por la altura (H), la longitud de ola (L) y la pendiente del fondo ( $\tan\alpha$ ). Galvin (1968) clasificó el proceso de rotura en cuatro formas diferentes (Figura 5-4). Cada uno de estos tipos se describe a continuación:

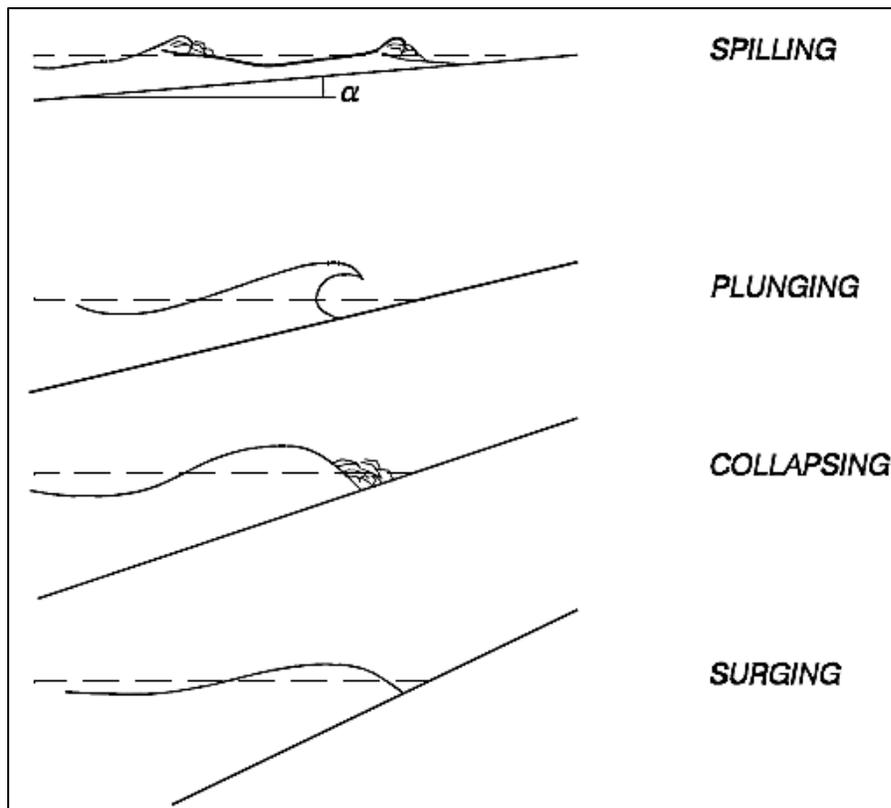


Figura 5-4: Tipos de rotura.

Fuente: Coastal Engineering Manual (2006).

- Rotura Tipo Spilling o Descrestamiento: “Se caracterizan debido a que en la cresta de la ola aparece espuma, burbujas y turbulencia y eventualmente cubren parte del frente de la misma. La rotura del perfil comienza en la cresta, que se descresta formando un pequeño chorro en algunos casos imperceptible que resbala en el frente de la onda “(Documentos de Referencia UNICAN, 2000).
- Rotura tipo Plunging o Voluta: “La mayor parte del frente de la onda adquiere la posición vertical, formando una voluta, con un chorro en la parte superior que envolviendo una masa de aire se precipita contra la base de la onda originando un salpicón y roción de agua” (Documentos de Referencia UNICAN, 2000).
- Rotura tipo Collapsing o Colapso: “La parte inferior del frente de la onda se peralta y voltea comportándose como una rotura truncada, ya que el punto del frente desde la onda voltea o se desmorona, está delante y por debajo de la cresta de la ola” (Documentos de Referencia UNICAN, 2000).
- Rotura tipo Surging u Oscilación: “El frente de la onda y la cresta permanecen relativamente lisos y la onda se desliza por el contorno con pequeña producción de espuma, burbujas y turbulencia” (Documentos de Referencia UNICAN, 2000).

Iribarren (1933), relacionó los parámetros de altura (H), longitud (L) y pendiente del fondo ( $\tan\alpha$ ), proponiendo un índice denominado Número de Iribarren ( $I_r$ ) o Surf-Similarity Parameter que permite identificar el tipo de la rotura (Ecuación ( 5-2 )). En la Tabla 5-2 se presentan los valores de este índice, donde de acuerdo a los intervalos o valores se tendrá un tipo de rotura.

$$I_r = \tan\alpha \left( \frac{H_0}{L_0} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5-2)$$

Donde:

- $\alpha$  : Pendiente de fondo.
- $H_0$  : Altura de ola en aguas profundas.
- $L_0$  : Longitud de ola en aguas profundas.

Tabla 5-2: Tipos de Rotura según número de Iribarren.

Tipo de Rotura	$I_r$
<i>Spilling</i> (Descrestamiento)	$I_r < 0.5$
<i>Plunging</i> (Voluta)	$0.5 < I_r < 3$
<i>Collapsing</i> (Colapso)	$I_r \approx 3$ a $3.5$
<i>Surging</i> (Oscilación)	$I_r > 3.5$

Fuente: Elaboración Propia.

El Número de Iribarren también puede utilizarse para rotura ( $I_{rb}$ ), el cual se expresa como:

$$I_{rb} = \tan \alpha \left( \frac{H_b}{L_0} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5-3)$$

Donde:

$\alpha$  : Pendiente de fondo.

$H_b$  : Altura de ola rompiente.

$L_0$  : Longitud de ola en aguas profundas.

De la misma manera que el caso sin rotura, se tienen valores de los índices que entregan los tipos de rotura bajo la condición rompiente. (Tabla 5-3).

Tabla 5-3: Tipos de Rotura según número de Iribarren en rotura.

Tipo de Rotura	$I_{rb}$
<i>Spilling</i> (Descrestamiento)	$I_{rb} < 0.4$
<i>Plunging</i> (Voluta)	$I_{rb} \approx 0.4$ a $1.5$
<i>Collapsing</i> (Colapso)	$I_{rb} \approx 1.5$ a $2$
<i>Surging</i> (Oscilación)	$I_{rb} > 2.0$

Fuente: Elaboración Propia.

### 5.1.3.1 CRITERIOS DE ROTURA

Un criterio de rotura es una relación límite entre los parámetros del oleaje y del fondo, que no puede ser superada sin que la ola rompa (UNICAN, 2000). Algunos de los criterios de rotura de oleaje regular más utilizados corresponden a:

- Criterios para oleaje regular que no consideran la pendiente de fondo.

Uno de los primeros criterios fue presentado por McCowan (1891), quien estudiando ondas solitarias determinó que la rotura se alcanza al momento que la altura de ola logra un valor igual a una parte de la profundidad. Ésto es:

$$H_b = \gamma \cdot d_b \quad (5-4)$$

Con  $\gamma = 0.78$ .

En estudios posteriores (Sierra y Lo Presti, 1998), se han alcanzados valores de  $\gamma = 0.83$ .

Miche (1944), utilizando la Teoría Lineal del Oleaje indica que existe rotura cuando el peralte de la ola es igual a 1/7. Éste criterio es válido solamente sobre fondos horizontales.

$$\frac{H_b}{L_b} = \frac{1}{7} \tanh \frac{2\pi d_b}{L_b} \quad (5-5)$$

Donde  $H_b$ ,  $d_b$  y  $L_b$  son respectivamente la altura de ola, la profundidad y longitud de ola en rotura.

- Criterio para oleaje regular considerando la pendiente de fondo.

Goda (1970), propone un criterio de rotura que considera la pendiente de fondo y las características del oleaje en aguas profundas. La formulación tiene la siguiente forma:

$$\frac{H_b}{L_0} = 0.17 \left[ 1 - \exp \left\{ -1.5 \frac{\pi d}{L_0} (1 + 15 \tan^{4/3} \theta) \right\} \right] \quad (5-6)$$

Donde:

$H_b$  : Altura de ola rompiente.

- $L_0$  : Longitud de onda en aguas profundas.  
 $d$  : Profundidad.  
 $\theta$  : Pendiente de fondo.

#### 5.1.4 OLEAJE EXTREMO

En el diseño de obras marítimas, tradicionalmente, se recurre a la altura significativa ( $H_s$ ) o un tercio ( $H_{1/3}$ ), aunque, dependiendo de la finalidad y característica de la obra (rígida o flexible) puede ser necesario convertir estas alturas en: altura máxima ( $H_{max}$ ), altura un décimo ( $H_{1/10}$ ), altura media cuadrática ( $H_{rms}$ ), altura equivalente de aguas profundas ( $H'o$ ), etc. Sin embargo, es necesario conocer la recurrencia de estos valores. Para lo cual, se realiza un análisis de valores extremos.

La correcta definición del clima de oleaje extremo es fundamental para la determinación de las cargas de oleaje, ya que a partir de análisis estadísticos, es posible conocer las alturas de olas de diseño y la posterior transformación en fuerzas. A continuación, se presentarán las metodologías utilizadas comúnmente en el análisis de valores extremos de oleaje.

#### 5.1.5 METODOLOGÍA DE VALORES EXTREMOS – ALTURAS DE OLEAJE

##### 5.1.5.1 FUENTES DE INFORMACIÓN

Existen diferentes fuentes de datos que pueden ser utilizados para la selección de eventos extremos. Estas fuentes corresponden a:

- Datos visuales.
- Datos instrumentales.
- Datos procedentes de simulaciones numéricas.

Existen datos visuales que provienen de observaciones de barcos en ruta, razón por la cual su utilización no es recomendada debido a su baja calidad, ya que son subjetivos y dependen de la experiencia y criterio de la persona que recoge los datos. Adicionalmente, los datos con mayor contenido energético no quedan bien representados puesto que los buques tienden a evitar la acción de grandes temporales por el consiguiente peligro para la navegación (Solano, 2004).

Los datos instrumentales son obtenidos principalmente por boyas direccionales o escalares. Las boyas direccionales obtienen información de altura, periodo y dirección del oleaje, mientras que las escalares solo registran altura y periodo.

Los datos procedentes de simulaciones numéricas son utilizados cuando no es posible obtener información de oleaje. En estos casos se reproduce el oleaje a

partir de información meteorológica con el uso de modelos numéricos. Actualmente existen los modelos de generación Wavewatch III y WAM.

#### 5.1.5.2 MÉTODO DE SELECCIÓN DE EVENTOS EXTREMOS

El primer paso para la realización de un clima de extremo es la selección de tormentas. Para ello existen tres métodos de selección:

- Método de la muestra total.
- Método de máximos anuales.
- Método de valores sobre un umbral.

El método de la muestra total consiste en utilizar toda la información obtenida a través de equipos instrumentales o modelos de hindcasting basados en datos de viento durante un número de años. Los datos se analizan de forma acumulativa con una función de distribución que mejor se ajuste. La ola de diseño es obtenida extrapolando la distribución para un periodo de retorno determinado. Este método no es recomendable, debido a que se incluyen múltiples valores de datos de grandes de tormentas y otros de eventos menores.

El método de máximos anuales considera las mayores alturas significativas en cada año de observación.

El método de valores sobre un umbral considera todos los valores que están sobre un límite determinado previamente.

En la Figura 5-5 se ilustran los métodos máximos anuales y valores sobre un umbral.

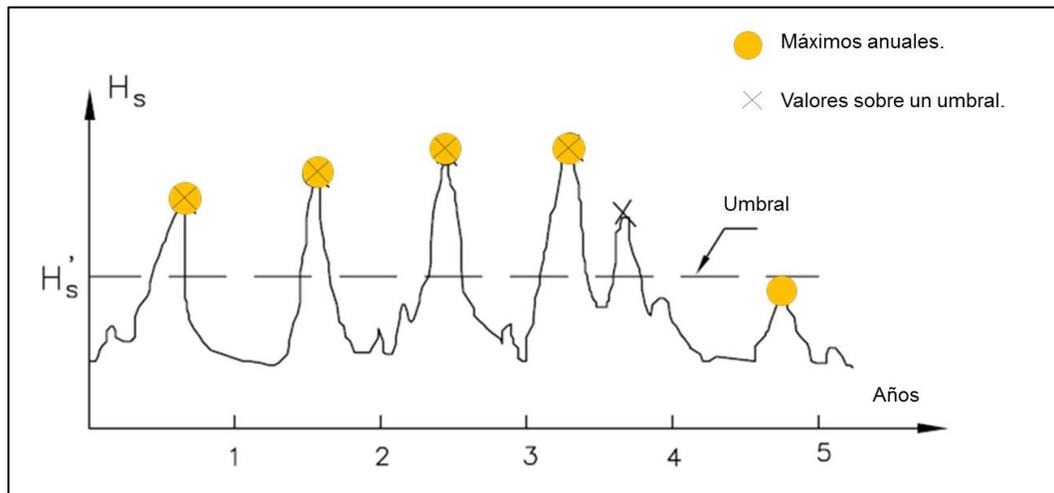


Figura 5-5: Ilustración métodos de selección de tormentas.

Fuente: Adaptación de Liu and Frigaard (2001),

La aplicación de cualquier metodología de valores extremos requiere que exista independencia temporal de los datos y que la muestra sea homogénea (los datos individuales de la muestra deben pertenecer a un mismo grupo de datos).

De acuerdo a las exigencias expuestas, el método de la muestra total no considera la independencia temporal al utilizar todos los datos obtenidos. El método de máximos anuales es ampliamente usado en el análisis de las descargas, inundaciones extremas y otras cargas ambientales (Goda, 1988). Sin embargo, es posible que eventos de tormentas queden fuera del análisis. Además no se recomienda para base de datos menores o iguales a 20 años, ya que la poca cantidad de eventos conlleva problemas de confiabilidad y un amplio intervalo de confianza. Es el caso del análisis de valores extremos de oleaje, dado que la información de las bases de datos existentes no abarca más de 30 años de datos. Para estos casos es recomendable usar la metodología de valores sobre un umbral.

#### 5.1.5.3 DISCUSIÓN METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE EVENTOS EXTREMOS

El análisis de valores extremos debe realizarse en aguas profundas de manera de cumplir con las características de independencia y homogeneidad de las muestras. El estudio de eventos extremos en el sitio de proyecto (o en aguas someras) es erróneo, ya que vulnera estos supuestos básicos, especialmente el de independencia. El Coastal Engineering Manual y el Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada indican claramente:

Coastal Engineering Manual (2002): “Las alturas de olas extremas que llegan a aguas poco profundas se deben estimar con información de oleaje generado en aguas profundas, debido a que estas son transformadas por diferentes procesos a medida que se acercan a la costa. (Refracción, asomeramiento, difracción, disipación por fricción, disipación por percolación, rotura, crecimiento debido al viento, interacción ola-ola e interacción ola-corriente)”.

Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada (Pub. 3201, 2005): “El clima de oleaje de diseño se debe definir de acuerdo al oleaje de aguas profundas para cada una de las componentes de oleaje tipo *Swell* y *Sea*, que llegan generalmente del tercer y cuarto cuadrante a las costas de Chile, con el fin de observar el oleaje de diseño para diferentes direcciones y caracterizarlo”.

#### 5.1.5.4 DISTRIBUCIÓN DE VALORES EXTREMOS Y MÉTODOS DE AJUSTE

Los valores de las alturas de oleaje, son sometidos a un ajuste estadístico considerando diversas distribuciones de probabilidad de valores extremos. Este procedimiento tiene como objetivo realizar pronósticos a largo plazo de las alturas de olas extremas. A continuación se presenta un listado de distribuciones de probabilidad de valores extremos comúnmente empleadas

$$\text{Exponencial} \quad F=F_X(x)=P(X<x)=1-e^{-\left(\frac{x-B}{A}\right)} \quad (5-7)$$

$$\text{Weibull} \quad F=F_X(x)=P(X<x)=1-e^{-\left(\frac{x-B}{A}\right)^k} \quad (5-8)$$

$$\text{Gumbel} \quad F=F_X(x)=P(X<x)=e^{-e^{-\frac{x-B}{A}}} \quad (5-9)$$

$$\text{Frechet} \quad F=F_X(x)=P(X<x)=e^{-\left(\frac{x}{A}\right)^k} \quad (5-10)$$

$$\text{Log-normal} \quad F=F_X(x)=P(X<x)=\Phi\left(\frac{\ln(x)-B}{A}\right) \quad (5-11)$$

Donde:

- A : Parámetro de escala.
- B : Parámetro de localización.
- K : Parámetro de forma.
- $\Phi$  : Función de distribución normal.

Para ajustar una distribución estadística de valores extremos a las tormentas seleccionadas y encontrar la que entregue la mejor correlación, existen diferentes metodologías denominadas test de confianza. Las más utilizadas son:

- Método de Máxima Verosimilitud.
- Método de Mínimos Cuadrados.

La máxima verosimilitud es un método estadístico aplicado a la determinación directa de los coeficientes de las distribuciones de probabilidad. Los mínimos cuadrados, consisten en obtener de manera independiente la probabilidad de no excedencia mediante distribuciones de probabilidad de ploteo. En este trabajo, será este método el cual se utilizará para determinar el mejor ajuste.

Las distribuciones de probabilidad de ploteo para el método de mínimos cuadrados han sido obtenidas por diferentes autores para cada una de las distribuciones de valores extremos. Estas probabilidades de ploteo corresponden a Gringorten para Gumbel, Blom para Lognormal Goda y Petruskas para Weibull.

En términos teóricos, no existe ninguna justificación para definir en primera instancia cual de las distribuciones candidatas es la que mejor representa el comportamiento estadístico de las tormentas. Por lo tanto, se deberá seleccionar al menos un par de ellas y evaluar su correlación para decidir cual de éstas se ajusta de mejor manera.

#### 5.1.5.5 ESTIMACIÓN PERIODO DE RETORNO Y BANDAS DE CONFIANZA

Identificada la distribución de probabilidad que mejor se ajusta a las alturas extremas de oleaje de los temporales seleccionados, se procede a estimar el periodo de retorno de cada evento. A modo de referencia se presentan las variables linealizadas de Gumbel y Weibull.

$$\text{Gumbel} \quad y_R = -\ln \left\{ -\ln \left[ 1 - \frac{1}{\lambda R} \right] \right\} \quad (5-12)$$

$$\text{Weibull} \quad y_R = [\ln(\lambda R)]^{1/k} \quad (5-13)$$

$$\lambda = \frac{Nt}{K}$$

Donde

- $y_r$  : Función de distribución de probabilidad.  
 $R$  : Periodo de retorno.

$\lambda$  : Razón media de eventos extremos.

$N_t$  : Número de eventos.

$K$  : Tiempo de observación.

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, es posible obtener una altura de ola según un periodo de retorno determinado. Sin embargo, se debe tener presente que al ser la estimación del comportamiento de valores extremos un proceso de ajuste estadístico de diversas distribuciones de probabilidad, hay que considerar que cualquier pronóstico de altura de ola extrema tendrá un error de estimación, el cual puede generar que el valor real sea mayor o menor que el determinado. A modo de suplir estas falencias propias del pronóstico, es que se suele realizar un cálculo de bandas de confianza para distintos porcentajes (85%, 90%, 95% y 99%) y los correspondientes periodos de retorno utilizando la metodología propuesta por Goda (1988). Esta metodología, consiste en determinar una desviación estándar de la altura de ola para un periodo de retorno, la cual será aplicada a intervalos de confianza. Con la determinación de estas bandas es posible disminuir la incertidumbre de la variabilidad que presenta la altura de ola de diseño de una obra marítima. En el anexo I se presenta el detalle de esta metodología.

La aplicación de la metodología de análisis de valores extremos dará como resultado alturas de ola para diferentes periodos de retorno (2, 5, 10, 20, 25, 50 y 100 años). Sin embargo, aún es necesario definir con claridad los periodos y direcciones de oleaje asociados a las alturas de diseño, ya que no existe una teoría que determine la definición de estos parámetros (Liu & Frigaard, 2001). En ocasiones es común utilizar los siguientes casos:

- Caso promedio del listado de tormentas de aguas profundas.
- Caso más desfavorable o peor condición a partir de funciones de transferencia.
- Análisis de probabilidad conjunta.

En la Tabla 5-4 se describen brevemente cada una de las metodologías posibles de selección de periodo y dirección.

Tabla 5-4: Metodología de selección periodos y dirección.

Metodología de decisión			
Caso	Periodo	Dirección	Observación
Promedio del listado de tormentas de aguas profundas.	Se seleccionan promedios del listado de tormentas de aguas profundas.	Se seleccionan valores en función a situaciones promedio del listado de tormentas de aguas profundas.	Fácil de realizar, sin embargo no considera la probabilidad de ocurrencia y potencial daño.
Más desfavorable o peor condición.	Se escogen los valores de periodo que pudieran generar mayores daños en la obra a partir de funciones de transferencia.	Se escogen las direcciones que afectan directamente a la obra considerando funciones de transferencia.	Fácil de realizar, sin embargo en ocasiones puede sobreestimar valores, encareciendo el proyecto.
Probabilidad conjunta.	Se estima la probabilidad de que un evento de periodo determinado suceda al mismo tiempo que una dirección específica e incluso se podría incluir la altura dentro del análisis.		Difícil de implementar, pero más preciso

Fuente: Elaboración propia.

Los dos primeros puntos serán desarrollados y analizados en el apartado 6.3. El tercero (probabilidad conjunta), no se tratará en este estudio. Se recomienda leer el trabajo de Meza (2015).

Sin importar la metodología utilizada para seleccionar periodos y direcciones de diseño, es importante que estos coincidan con las características del lugar de emplazamiento de la obra.

## 5.2 OBRAS MARÍTIMAS.

### 5.2.1 CLASIFICACIÓN Y TIPOLOGÍA DE OBRAS MARÍTIMAS

Las características de las cargas de oleaje variarán de acuerdo a la obra marítima que se esté analizando. Es por ello que en primera instancia se realizará una clasificación de estas estructuras por localización, tipología y función.

Según su localización se clasifican en:

- Obras exteriores : Ubicadas en zonas distantes de la costa y en profundidades considerables.
- Obras costeras : Ubicadas en la zona litoral a profundidades reducidas sometidas a la acción del oleaje constantemente.
- Obras interiores : Ubicadas en zonas abrigadas. La interacción con el oleaje es baja.

En este trabajo se estudiarán con detalle las obras costeras, que según su tipología se subdividen en; obras de abrigo, de protección costera y de atraque. Las obras de abrigo tienen como función generar zonas o aguas protegidas para la realización de operaciones portuarias o recreativas. Las obras de protección costera se encargan de evitar los procesos erosivos y disminuir las inundaciones. Las obras de atraque cumplen la función de generar zonas para la carga o descarga de mercancía bajo condiciones seguras y eficientes (Chapapría, 2004).

A continuación se presenta un diagrama (Figura 5-6) y una tabla (Tabla 5-5) donde se subdividen cada una de las obras marítimas comúnmente utilizadas.

Figura 5-6 : Diagrama de clasificación de obras marítimas.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5-5: Obras marítimas y objetivos.

Tipo de estructura	Objetivo
Dique de protección costera o revestimiento (escollera).	Prevenir o disminuir las inundaciones provocadas por el mar en zonas bajas.
Muro vertical costero.	Proteger del proceso erosivo a las playas y disminuir las inundaciones.
Espigón.	Proteger a la playa de la erosión.
Dique exento.	
Rompeolas de arrecife.	
Rompeolas sumergido.	
Rompeolas de escollera o verticales.	Generar condiciones de abrigo o protección para dársenas, entradas de puertos y tomas de agua.
Estructuras piloteadas.	Proporcionar espacios de atraque para descarga y carga de mercancía.
Emisarios.	Transporte de fluidos.

Fuente: Adaptación Coastal Engineering Manual (CEM, 2006).

### 5.2.1.1 ESTRUCTURAS VERTICALES.

En Chile a estas estructuras generalmente se les llama rompeolas; en España se les define como dique. En este documento, se usarán indistintamente las dos palabras tratando de respetar la fuente de la cual fue obtenida.

Las estructuras verticales corresponden principalmente a obras que por su comportamiento ante el oleaje incidente son consideradas como reflejantes, debido a los elementos utilizados para su construcción, los cuales tienen una alta reflexión.

Dentro de los elementos utilizados se destacan:

- Muros de hormigón armado o en masa.
- Muros de bloques de hormigón
- Muros de bloques de hormigón con relleno estructural u hormigón pobre.
- Tablestacas.

Los elementos nombrados anteriormente se caracterizan en la mayoría de los casos por ser monolíticos, rígidos, impermeables y gravitatorios (o apilados) apoyados sobre una banqueta de material granular o sobre un talud (dique mixto). En ocasiones, estos son protegidos por una escollera de roca, coronada con un parapeto que puede incluir un verteoleros u otra tipología para facilitar el retroceso de las olas incidentes. En la Figura 5-7, se muestran secciones típicas de estructuras con frente sólido.

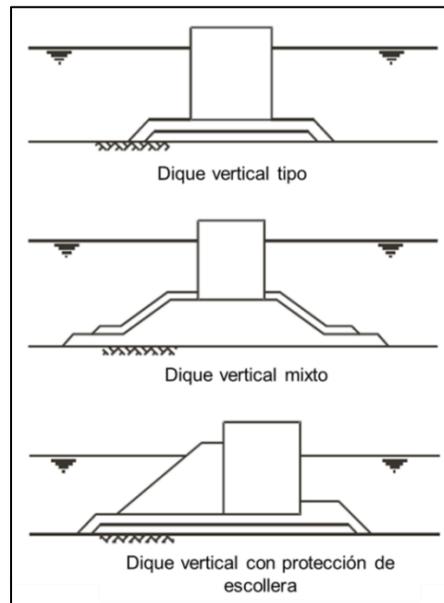


Figura 5-7 : Tipos de diques verticales.

Fuente: Adaptación de CIRIA/CUR (2007).

En la Figura 5-8, se presenta una sección típica de un dique vertical con sus correspondientes nomenclatura.

Figura 5-8: Sección tipo dique vertical.

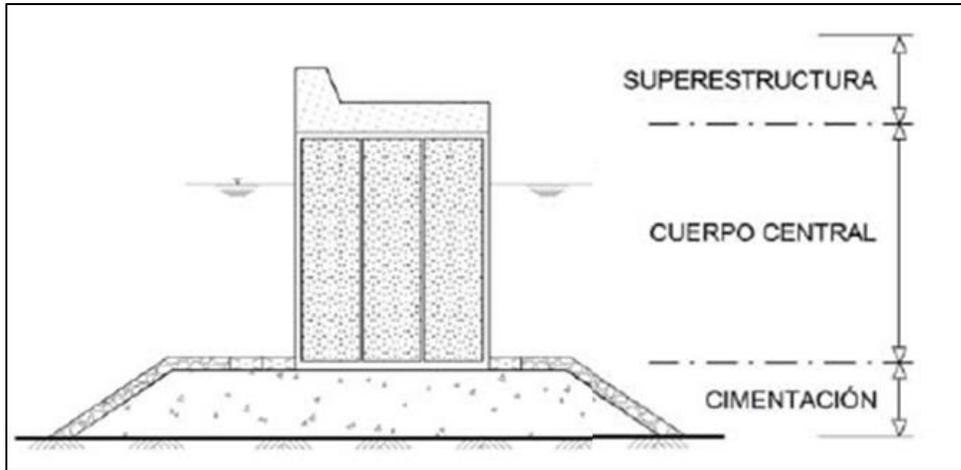


Figura 5-9: Sección tipo dique vertical.

Fuente: Recomendación de Obras Marítimas (2006).

A lo anterior se añaden otras tipologías que igualmente se clasifican como verticales. En la Figura 5-10 se muestra una estructura con frente perforado, mientras que en la Figura 5-11 y Figura 5-12 se presentan obras correspondientes a pantallas de hormigón ranurado y tablestacas, respectivamente.

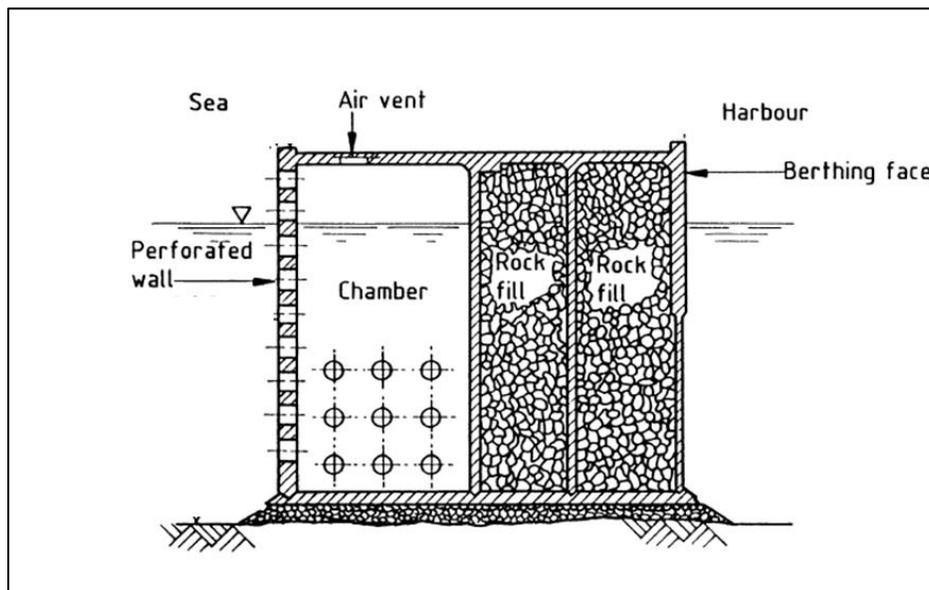


Figura 5-10: Muro vertical con frente perforado.

Fuente: British Standard (1991).

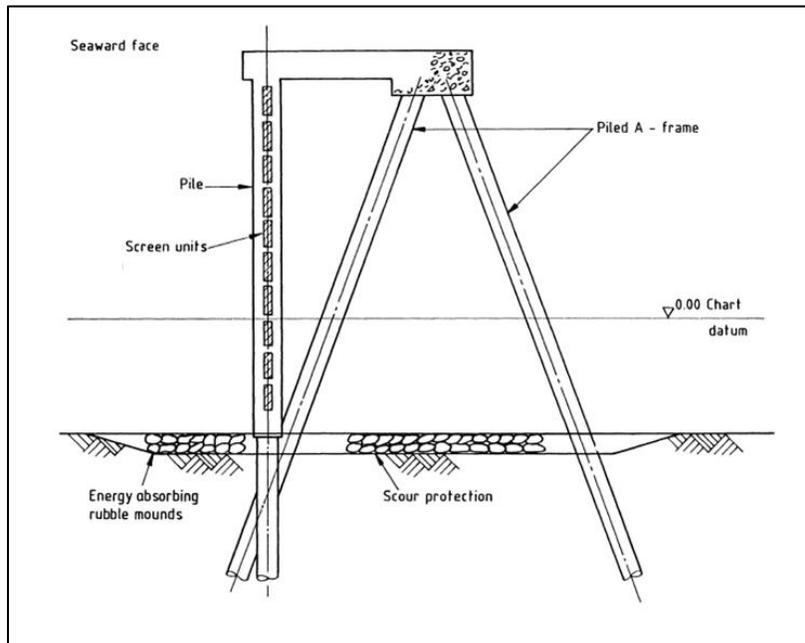


Figura 5-11: Pantalla de hormigón ranurada con pilotes de refuerzo.

Fuente: British Standard (1991).

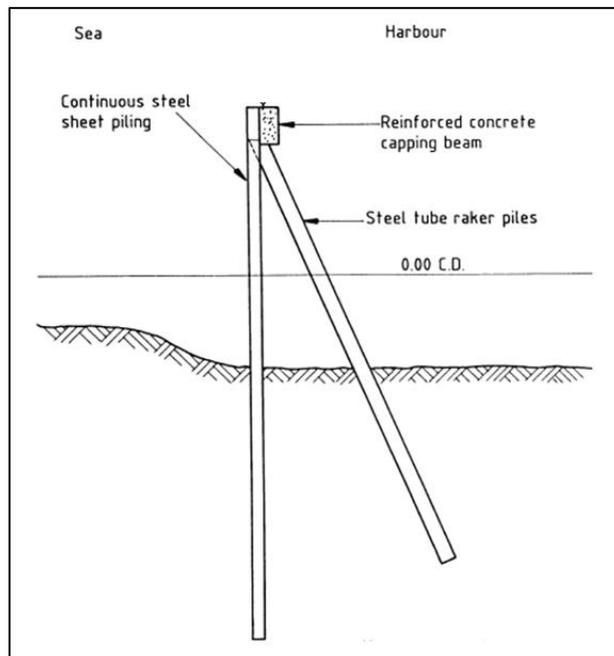


Figura 5-12: Pantallas de tablestacas.

British Standard (1991).

## 5.3 CARGAS DE OLEAJE

El conocimiento de las fuerzas sobre estructuras marítimas es una información fundamental para el diseño de toda obra, es por ello que entender los métodos y consideraciones adecuados para la determinación de cargas es una tarea importante, más aún, cuando cada carga es diferente según sea el elemento que se analice. Por lo tanto, se tendrán fuerzas sobre estructuras:

- Verticales.
- De escollera.
- Esbeltas.

De las tipologías mencionadas, sólo se analizarán las verticales, dado que éstas son las que presentan mayores daños al enfrentar carga de oleaje y debido a que el caso de aplicación se centra en este tipo de estructuras.

### 5.3.1 CARGA POR OLEAJE SOBRE ESTRUCTURAS VERTICALES.

Las cargas que actúan sobre las estructuras verticales dependen de diferentes factores, los cuales corresponden a las condiciones de la onda incidente (oleaje estacionario, rompiente o roto). Sin embargo, el nivel de marea, la profundidad, la batimetría del sitio y la geometría de la estructura también son variables relevantes.

Los esfuerzos que el oleaje produce sobre estas estructuras son principalmente un esfuerzo vertical o subpresión y uno horizontal de cierta duración cuya duración está en función del periodo de la ola y de las características del impacto del oleaje

Se han realizado estudios para identificar las fuerzas de oleaje en estas estructuras, estos fueron realizados por: Sainflou (1928), Wagner (1932), Bagnold (1938), Minikin (1963), Lundgren (1969), Goda (1974) y Goda (1985). Si bien es cierto esta última fue propuesta hace aproximadamente 30 años, existen formulaciones más recientes, no obstante es común seguir utilizándola por los diseñadores.

Los autores descritos anteriormente analizaron las características de la rotura del oleaje para conocer la naturaleza de las cargas. La mayoría de estos investigadores identificaron la presencia de fuerzas de impacto y quasi-estáticas, según se trate de ola rompiente o no rompiente. La Figura 5-13 muestra de manera gráfica la fuerza generada en cada caso.

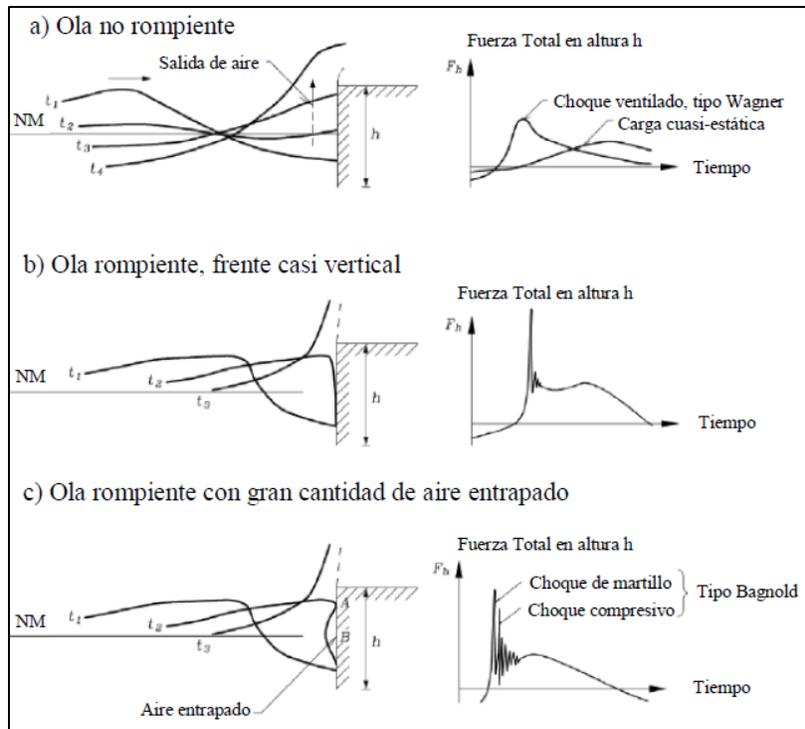


Figura 5-13 : Identificación de fuerzas sobre muros verticales, para olas rompientes y no rompientes.

Fuente: Adaptación Coastal Engineering Manual (2006).

De acuerdo a la clasificación presentada, las olas que no rompen frente a la estructura, no tienen la posibilidad de atrapar aire entre la ola y el muro, generando un choque ventilado con una variación muy suave de la carga en el tiempo (Wagner, 1932). Las cargas generadas son llamadas fuerzas pulsantes o cuasi estáticas (Figura 5-13 a)

Las olas que rompen con un frente casi vertical justo antes de interactuar con el muro, tienen una pequeña cantidad de aire atrapado, lo que genera altas presiones de corta duración seguidas por oscilaciones de fuerzas (Figura 5-13 b).

Para los casos donde la rotura de la ola es del tipo Plunging (Voluta) existe aire atrapado entre el muro y la superficie de la ola, produciéndose una fuerza impulsiva con dos peaks. Ésta carga de impacto es denominada choque de martillo (Hammer Shock) o tipo Bagnold, donde ambos puntos se dan frente a la estructura de manera casi simultánea (Figura 5-13 c).

En la actualidad otros investigadores (Allsop, (1996; Kortenhaus & Oumeraci, 1997, McConell,1998) han estudiado las cargas de oleaje en estructuras monolíticas, publicando sus resultados en el Marine Science and Technology Program / Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters (MAST III / PROVERBS, 1998), donde se propone un mapa de decisión para determinar la

característica de la fuerza sobre la estructura en función de su geometría y altura de ola (Figura 5-14).

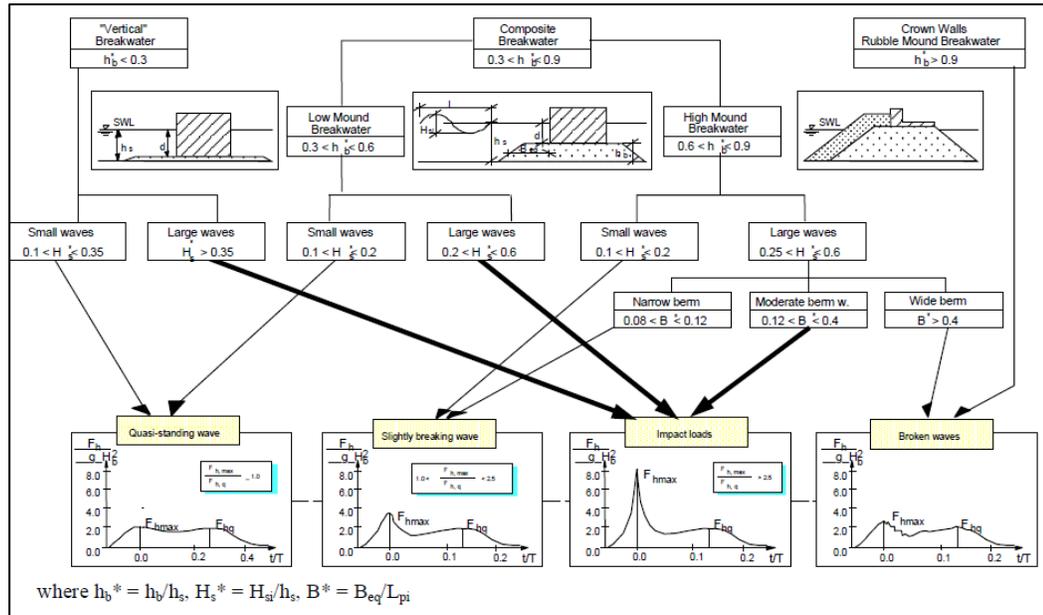


Figura 5-14 : Mapa de identificación de cargas sobre estructuras verticales.

Fuente: MAST III / PROVERBS (1998).

En la Tabla 5-6 se resume cronológicamente las formulaciones existentes que determinan las fuerzas o presiones sobre estructuras verticales, según autor, tipo de onda y aplicabilidad.

Tabla 5-6: Resumen formulaciones existentes para la determinación de fuerzas de oleaje en estructuras verticales.

Autor	Año	Presiones	Fuerza	Fuerza de Levante	Comentarios
<b>Olas Cuasi-Estáticas</b>					
Sainflou	1928	Sí	Sí	No	Muros verticales sin berma
Miche-Rundgren	1944, 1958	Sí	Sí	No	Diseño realizado desde curvas del SPM, 1984
Goda	1985	Sí	Sí	Sí	Método de diseño ampliamente utilizado
<b>Olas de Impacto</b>					
Hiroi	1919	Sí	Sí	No	Muro vertical
Bagnold	1939				Modelo solamente conceptual
Minikin	1963	Sí	Sí	No	Resultados no confiables
Ito	1971	Sí	Sí	Sí	
Blackmore & Hewson	1984	Sí	Sí	No	
Pertensky	1988	Sí	No determinado	No	
Kirkgöz	1990, 1995	Sí	Sí	No	Sólo muros verticales
Takahashi	1994	Sí	Sí	Sí	Extensión del modelo de Goda
Allsop et al.	1996	Sí	Sí	Sí	
Walkden et al.	1996	No	Sí	No	Relación de fuerzas y aumento del tiempo
Oumeraci y Kortenhaus	1997	Sí	Sí	Sí	Enfoque dependiente del tiempo
McConnell	1998	No	Sí	No	Ajuste de O y K (1997)
Hull y Müller	1998	Sí	Sí	No	Ajuste de O y K (1997)
Vicinanza	1998	Sí	Sí	No	Ajuste de O y K (1997)
<b>Olas rotas</b>					
SPM	1984	Sí	Sí		Sólo muros verticales
Jensen	1984	Sí	Sí		Muros parapeto
Bradbury y Allsop	1988	Sí	Sí		Muros parapeto
Camfield	1991	Sí	Sí		Ajuste de SPM (1984)
Pedersen	1997	Sí	Sí		Muros parapeto
Martin et al.	1997	Sí	Sí		Muros parapeto

Fuente: MAST III / PROVERBS (1998).

### 5.3.2 FORMULACIONES UTILIZADAS COMUNMENTE EN EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS VERTICALES

Si bien es cierto en la Tabla 5-6 se presentan diferentes formulaciones, en los siguientes apartados se describirán las ecuaciones que se utilizan con mayor frecuencia en los diseños de estructuras verticales y/o son presentadas con mayor recurrencia en la literatura.

#### 5.3.2.1 FÓRMULA DE SAINFLOU (1928)

Sainflou (1928) publicó una fórmula para estimar la presión de una ola estacionaria sobre un muro vertical, basado en la teoría trocoidal. Estas olas inciden de manera normal a la estructura. La ecuación de Sainflou fue

simplificada para proporcionar las distribuciones de presión ocasionadas por la succión del valle y el empuje de cresta de la ola (Figura 5-15). La altura de diseño  $H$ , puede ser  $H_{1/3}$  o  $H_{1/10}$  (utilizada en Japón y en otros países, respectivamente). Sin embargo, es recomendable utilizar la altura máxima ( $H_{max}$ ) para los diseños. (Takahashi, 1996).

El desarrollo de cada presión se muestra en el anexo II.

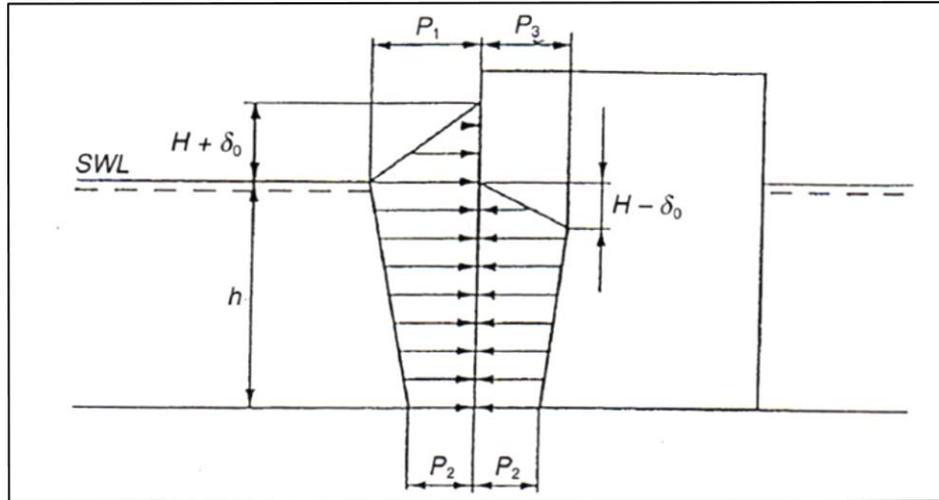


Figura 5-15: Distribución de presiones Sainflou (1928).

Fuente: Diseño Diques Verticales. (Negro et al, 1996).

Las variables de la Figura 5-15 corresponden a:

- $H$  : Altura de ola de diseño.
- $P_1$  : Presión en el nivel de agua en reposo (cota =  $h$ ).
- $P_2$  : Presión en la base de la pared (cota = 0).
- $P_3$  : Presión en la cota  $h + \delta_0 - H$ .
- $\delta_0$  : Sobrelevación máxima del nivel debido al movimiento orbital de las partículas.
- $h$  : Profundidad.
- $L$  : Longitud de onda.
- $\rho \cdot g$  : Peso específico agua de mar.

### 5.3.2.2 FÓRMULA DE MINIKIN (1963)

Minikin utilizó los resultados de Bagnold (1938) para definir las cargas de impacto para oleaje rompiendo directamente sobre un muro, afirmando que la presión total se debe a una combinación de presiones dinámicas e hidrostáticas. Por lo tanto, se tendrá una dinámica con valor máximo en el nivel de agua quieta y otra hidrostática generada por el paso de la ola. En la Figura 5-16 presentan las distribuciones.

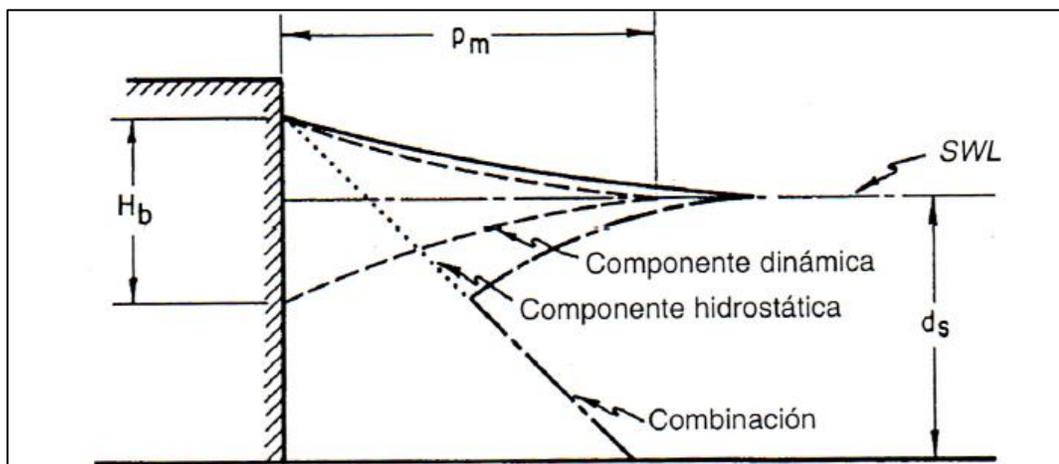


Figura 5-16: Diagrama de presiones Minikin (1963).

Fuente: Diseño Diques Verticales. (Vicente Negro et al, 1996).

Donde:

- $P_m$  : Máxima presión dinámica.  
 $H_b$  : Altura de ola en rotura.  
 $d_s$  : Profundidad al pie de la estructura.

La formulación de Minikin se debe utilizar con especial cuidado, ya que ésta entrega valores de cargas de oleaje elevadas (Shore Protection Manual, 1984).

El desarrollo de cada presión se muestra en el anexo II.

### 5.3.2.3 FÓRMULA DE GODA Y SU EXTENSIÓN (1974, 1985 Y 1994)

El método de Goda (1974) se desarrolló dada la inquietud de obtener una formulación adecuada tanto en zona de olas rompientes como estacionarias. La expresión original tiene varias características ventajosas.

- Puede ser utilizada para condiciones de oleaje estacionario y rompiente.
- La ola de diseño corresponde a la ola máxima altura de ola y puede ser evaluada con diagramas y/o ecuaciones.

- Se basa parcialmente en teorías de olas no lineales, por lo tanto puede representar presiones de ola considerando la rotura y la variación cuasi estática (o pulsante) de los componentes de presión.
- Se clarifica el concepto de presión de levante bajo el muro, ya que la boyantez generada por la sección bajo el nivel de agua de diseño (volumen desplazado) y la presión inducida por las olas son tratadas separadamente.

#### **Limitaciones formulación de Goda (1974)**

- No considera el incremento de la presión sobre el muro debido a la rotura de la ola en la berma de un rompeolas mixto.
- No contempla la posibilidad de disminución de la presión sobre el muro debido a la disipación de la ola sobre la escollera (muros verticales con protección de escollera en frente)
- No considera la posibilidad de tener un muro perforado u otra modificación que disminuya las presiones.

Debido a las limitaciones presentadas, la fórmula de Goda través de los años ha sido modificada o extendida para considerar diferentes factores, estos son:

- Dirección de incidencia del oleaje (Tanimoto et al., 1976).
- Factores de modificación ( $\lambda$ ) para su aplicación a otros tipos de muros (inclinados, permeables, compuestos, etc).
- Coeficientes de presión impulsiva (Takahashi, et al., 1994).

En 1985, el autor incluye parámetros para la determinación de la altura de ola significativa ( $H_{1/3}$ ) y máxima ( $H_{max}$ ). (Ver anexo II).

La Figura 5-17 ilustra la aplicabilidad de la formulación de Goda clásica (Goda, 1974) y su extensión para la consideración de cargas de impacto. Para el detalle de coeficientes y parámetros ver anexo II.

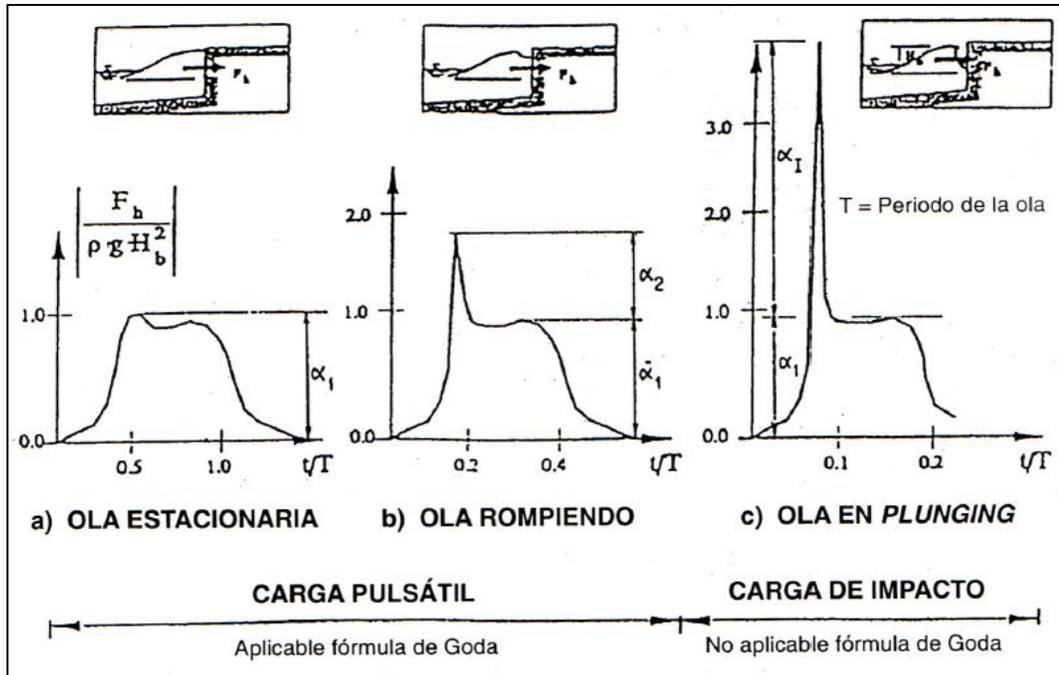


Figura 5-17: Esquema de aplicabilidad de formulaciones.

Diseño Diques Verticales. (Vicente Negro et al, 1996).

Las distribuciones de presión de Goda que actúan a lo largo del muro, tienen forma trapezoidal, tanto bajo el nivel de agua de diseño como sobre. La presión de levante que actúa en el fondo es considerada triangular (Figura 5-18).

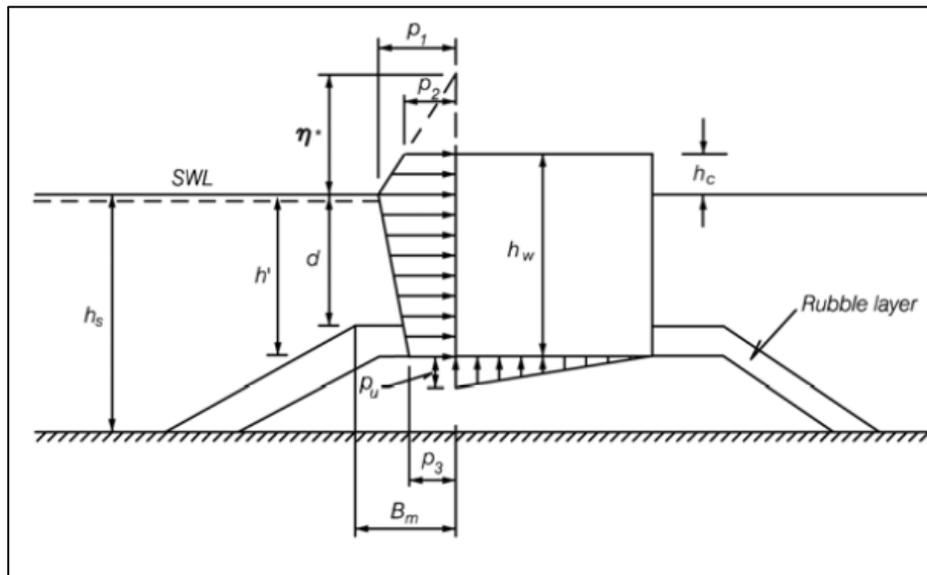


Figura 5-18 : Distribución de presiones Goda.

Fuente: Coastal Engineering Manual (CEM, 2006).

La formulación de Sainflou (1928) describe adecuadamente las presiones generadas por las ondas estacionarias por lo que ha sido utilizada por muchos años. En Japón, se utilizó antes del desarrollo de la formulación de Goda. (Takahashi, 1996). No obstante, esta formulación bajo las condiciones de rotura y/o sobrepaso no puede aplicarse.

Si bien es cierto la formulación de Minikin (1950) representó un avance en la definición de cargas de impacto, propone fuerzas extremadamente altas de 15 a 18 veces superiores que las calculadas mediante olas no rompientes (Shore Protection Manual, 1984).

El método de Goda considera el periodo del oleaje en la mayoría de sus parámetros (ver anexo II), por lo que se debe tener especial cuidado en la selección del periodo de diseño. Por otra parte, existe una dependencia de la profundidad al pie de la estructura y la pendiente de fondo en la determinación de las presiones. Por lo tanto, a una menor profundidad y mayor pendiente, mayores serán las cargas sobre el muro. En cuanto al efecto del ángulo de aproximación, las olas incidiendo oblicuamente al muro tendrán una menor fuerza que aquellas que lo hacen de manera perpendicular, ya que las cargas se extienden sobre una mayor longitud.

De los métodos analizados, el más utilizado para la determinación de fuerzas de oleaje en muros verticales corresponde al desarrollado por Goda (1974, 1985, 1994), debido a sus rangos de validez. Adicionalmente, esta expresión es la única que considera el efecto de la oblicuidad del oleaje (Allsop, 1996c).

Uno de los problemas de la formulación de Goda es su aplicabilidad en profundidades extremadamente bajas, ya que no es posible determinar con precisión las olas rotas. La Norma Japonesa, recomienda utilizar otras metodologías en conjunto a la de Goda en estas situaciones.

## 5.4 DAÑOS PRODUCIDOS EN MUROS VERTICALES

En este apartado se presentarán los modos de falla típicos de las estructuras verticales. Hablar de fallas en este tipo de estructuras generalmente se considera como un colapso total o parcial. Sin embargo, el Coastal Engineering Manual indica que esta definición se aleja de la realidad y no es precisa. En su lugar define falla como:

*“Daños que generan que el rendimiento y funcionalidad de la estructura estén por debajo del mínimo previsto por el diseño”*

Basándose en lo anterior, es posible listar las principales razones por las cuales las estructuras marítimas fallan:

- Baja tolerancia de las condiciones de carga estimadas en los criterios de diseño.
- Excedencia de las condiciones de cargas previstas en el diseño.
- Construcción incorrecta o mala calidad de los materiales de construcción.
- Deterioro de la estructura y falta de mantenimiento del proyecto.

Los daños o modos de falla causados por cargas de oleaje en estructuras verticales son principalmente instantáneos. Sin embargo, es posible encontrar fallas graduales en la protección al pie o fundación, generadas por la acción de la ola máxima. Las fallas típicas de muros se describen a continuación e ilustran en la Figura 5-19

- A. Desplazamiento o deslizamiento: esta falla ocurre cuando la fuerza horizontal ( $F_h$ ) inducida por el oleaje incidente frente al muro excede la fricción existente entre la base del muro y la cama de apoyo.
- B. Vuelco y asentamiento por deslizamiento de la capa inferior de fondo de apoyo del muro: esta falla ocurre debido a la superación de la capacidad portante de suelo, producida por la carga generada por el cajón. La resistencia del suelo se ve influenciada por la presión de poros que es inducida por las variaciones de las ondas incidentes.
- C. Vuelco y asentamiento por deslizamiento de la escollera de fundación: Esta falla es similar a la expuesta anteriormente, sin embargo, en este caso las superficies deslizadas corresponden a la escollera en la cual se apoya el muro.
- D. Vuelco: Falla ocurrida cuando el momento volcante generado por la acción de la ola incidente es superior al momento resistente inducido por efectos gravitatorios.

- E. Vuelco y asentamiento por erosión en la escollera de fundación: Falla generada cuando el oleaje incidente produce erosión en la escollera de fundación, siendo el caso más crítico cuando el valle de la ola interactúa con el muro.
- F. Vuelco hacia el mar y asentamiento por socavación del fondo: Falla causada por oleaje y corrientes frente al muro, siendo el caso más desfavorable cuando el valle de la ola interactúa con el cajón.
- G. Balance: La ola incidente sobre la estructura causa un movimiento de balanceo del cajón, que en el caso de suelos finos puede ocasionar expulsión de material y consecuentemente inclinaciones del muro.
- H. Falla estructural del muro: Este tipo de fallas ocurren por exceso de cargas de oleaje, deterioro del hormigón y posibles choques de embarcaciones.
- I. Desplazamiento de bloques de hormigón: los desplazamientos son generados debido a las cargas de oleaje sobre la estructura que se sacan de la posición inicial a estos elementos.

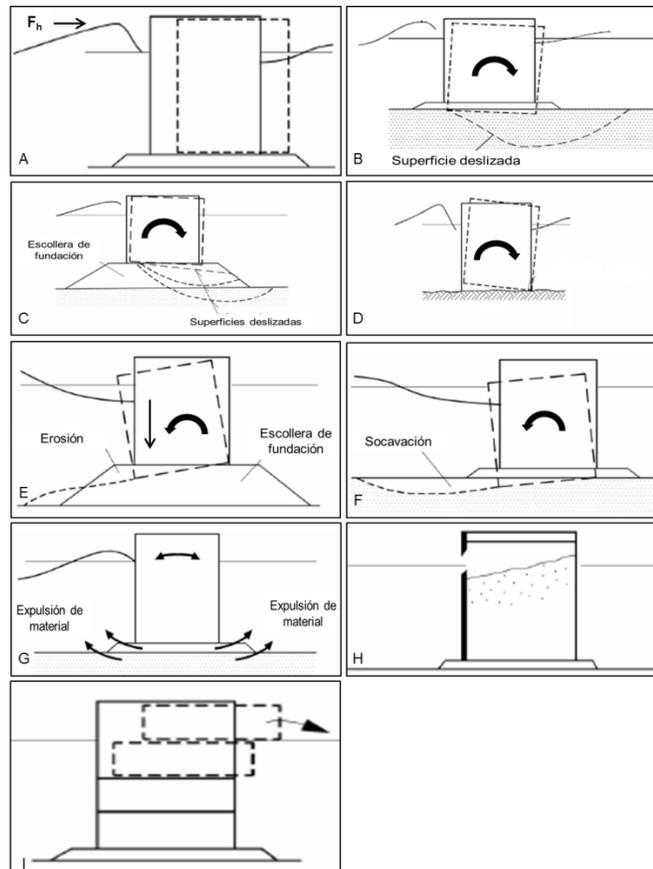


Figura 5-19: Falla típicas en muros verticales.

Fuente: Coastal Engineering Manual (CEM, 2006).

## **6 CASO DE APLICACIÓN**

Para evaluar las cargas de oleaje sobre estructuras verticales y su sensibilidad, se consideró como caso de aplicación la tormenta ocurrida entre los días 3 y 7 de julio de 2013 y los daños causados en el puerto de Antofagasta. Para tal propósito se realizaron las siguientes tareas:

- Caracterización de daños.
- Análisis de tormenta.
- Caracterización del lugar de emplazamiento del puerto de Antofagasta (batimetría, oleaje y mareas).
- Estimación parámetros de diseño (análisis de clima extremo, determinación de periodos y dirección).
- Propagación de tormentas.
- Definición de fuerzas.

Los sitios afectados por las marejadas entre los días 3 y 7 de julio de 2013 mantenían en gran porcentaje su condición inicial de construcción, con algunas modificaciones a largo del tiempo.

El molo de arranque del Puerto de Antofagasta se componía de un prisma de enrocados limitado a la cota +3.50m NRS con una plataforma de 8m de ancho y protegido por el lado expuesto al mar con una capa de bloques artificiales de 60 toneladas colocados de manera aleatoria. Para evitar el sobrepaso se dispuso un muro parapeto de 4m de alto alcanzando una cota de coronación de +7.50m NRS. El sector cercano al cabezo corresponde a un muro de bloques posicionado sobre un prisma de enrocados divididos en diferentes categorías. El espesor del muro a la cota de fundación -9.25m NRS fue fijado en 16m NRS y a 13m NRS la parte superior, dejando una berma de 8m de ancho (ver Figura 6-1).

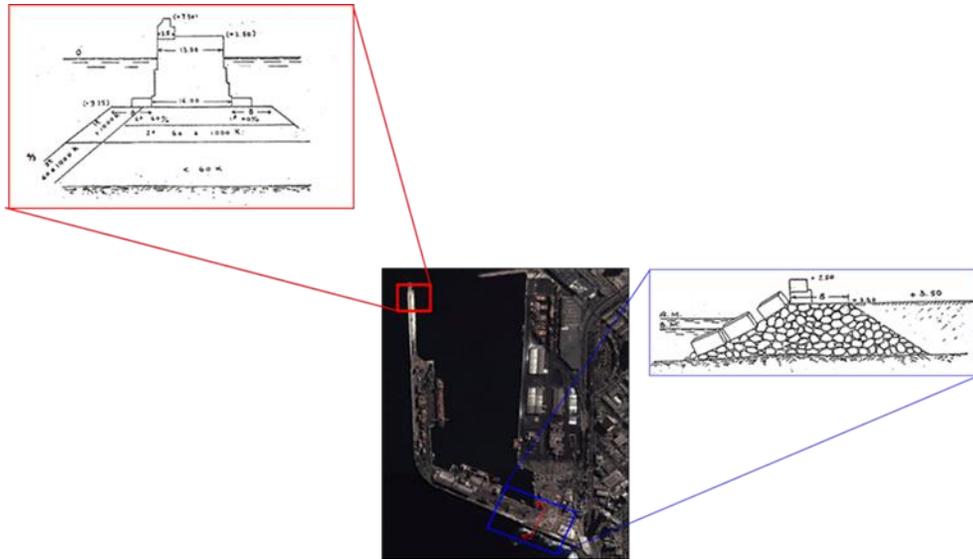


Figura 6-1: Características molo de abrigo Antofagasta. Adaptación Lira (1933).

Fuente: Elaboración propia a partir de Lira (1933).

En la Figura 6-2 se muestran los sectores dañados por la marejada en molo de abrigo del puerto de Antofagasta, mientras que en la Figura 6-3 y Figura 6-4 se presenta el detalle de estas fallas.



Figura 6-2: Ubicación sectores dañados Puerto Antofagasta.

Fuente: Adaptación Google Earth.



Figura 6-3: Arranque molo principal dañado por marejadas Puerto Antofagasta.

Fuente: El Mercurio de Antofagasta, julio 2013.



Figura 6-4: Pérdida bloques sector faro.

Fuente: archivos de prensa julio 2013.

De los sectores afectados, la única sección donde es posible aplicar las metodologías de evaluación de cargas sobre muros verticales, es el sector del cabezo del Puerto de Antofagasta. Por lo que las evaluaciones de carga, y la sensibilidad ante la selección de parámetros de dirección y periodo se centrarán solamente en esta estructura.

## 6.1 CARACTERIZACIÓN ZONA DE ESTUDIO

### 6.1.1 UBICACIÓN PUERTO DE ANTOFAGASTA

El puerto de Antofagasta ( $23^{\circ}39'1.15''$  S y  $70^{\circ}24'44''$  O) se encuentra dentro de la Bahía Moreno, al Sur del balneario de Juan López, entre la Punta Brava y Punta Coloso. La Bahía Moreno se encuentra orientada hacia el SW, por lo que estará expuesta mayormente al oleaje proveniente de esta dirección, y encuentra medianamente protegida de los eventos incidentes desde el NW y NNW (Figura 6-5).



Figura 6-5 : Ubicación Puerto de Antofagasta.

Fuente: Adaptación Google Earth.

## 6.1.2 BATIMETRÍA ANTOFAGASTA

La batimetría en el sector del Puerto de Antofagasta obtenida en función a cartas náuticas, muestra un fondo marino que se caracteriza por tener una pendiente suave, donde los cambios de profundidad son graduales alcanzando los -100m NRS a 2km de la costa frente al molo de abrigo, esto implica una variación del relieve submarino de aproximadamente 5%. En la Figura 6-6 muestra la batimetría de la zona.

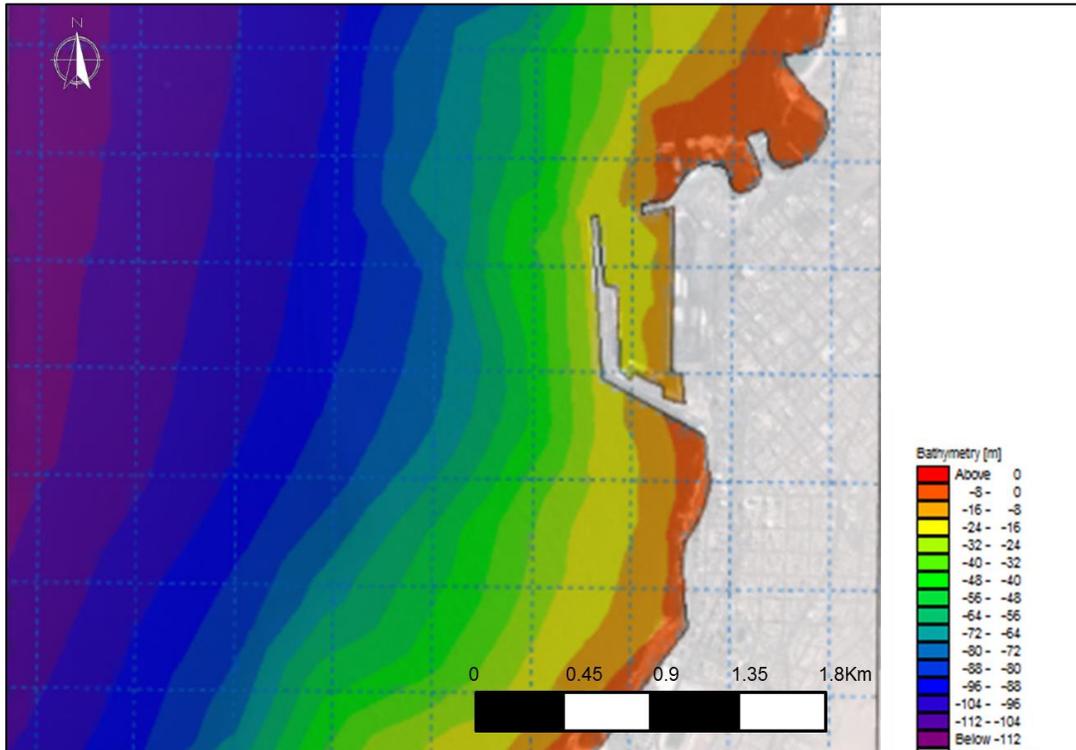


Figura 6-6: Batimetría Puerto de Antofagasta

Fuente: Elaboración propia.

Para conocer el detalle del fondo, se trazaron perfiles virtuales en las cercanías del Puerto. Los perfiles son presentados en la Figura 6-7 e ilustrados en los gráficos Gráfico 6-1 donde se aprecia la similitud de los perfiles 1, 2 y 3 que corroboran la existencia de una pendiente suave. El perfil 4 y 5 muestran una situación prácticamente plana con una pendiente de fondo del 4% y 2% respectivamente. La disminución de la profundidad en los perfiles 4 y 5, se debe posiblemente a la acumulación de sedimentos por efectos del arranque del molo.

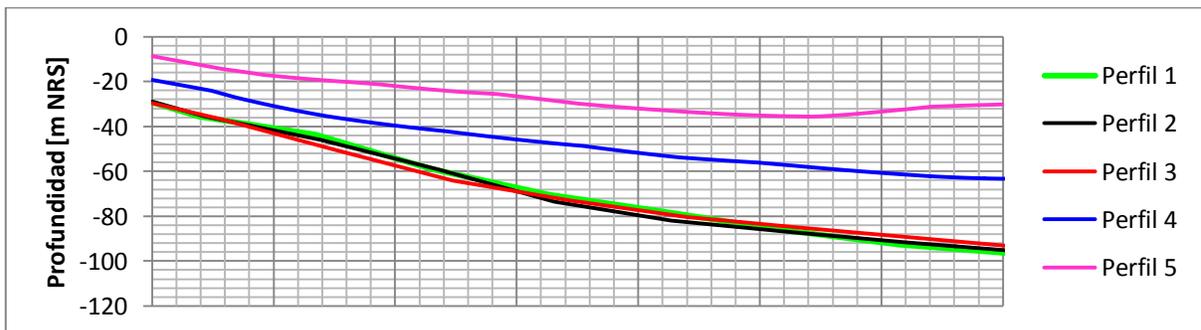
Figura 6-7: Perfiles Antofagasta.



Figura 6-8: Perfiles Antofagasta.

Fuente: Adaptación Google Earth.

Gráfico 6-1: Perfiles puerto de Antofagasta.



### 6.1.3 OLEAJE ANTOFAGASTA AGUAS PROFUNDAS

Sobre la base de la información de aguas profundas proporcionada por la consultora Baird & Associates, se observa que en la zona de estudio existe un oleaje reinante proveniente desde el tercer cuadrante con un 93% de los datos, siendo la dirección SW (225°N) la de mayor porcentaje con 49.6%. Desde el cuarto cuadrante, el oleaje reinante tiene una incidencia del 7%, donde la dirección 300°N tiene un 5.1% de ocurrencia.

En cuanto a alturas de ola, la mayoría se encuentra entre los 1.25m y 2.5m, esta condición representa aproximadamente el 80% de la información. El oleaje con característica de tormenta con alturas iguales o superiores a 4m, no superan el 1% (ver Tabla 6-1).

Los periodos más representativos en la zona fluctúan entre los 10s y 16s, traduciéndose en cerca del 85% de la data completa de oleaje. Dentro de este intervalo se acentúan los periodos que están entre los 12s y 14s (43.2%). Se destaca la presencia de periodos largos, los cuales superan los 18s; estos periodos constituyen cerca del 3% del registro e inciden desde el cuarto cuadrante. La incidencia del oleaje por periodo es posible observarla en la Figura 6-9 y Tabla 6-2.

Al relacionar periodos y alturas, se observa que para los periodos peak con mayor probabilidad de ocurrencia (12s y 14s) están asociados a alturas significativas  $H_s$  entre los 1.5m y 2m, representando aproximadamente el 18% de los datos. Los periodos peak considerados como largos están entre los 16s y 18s (7.8%) y están asociados a las alturas de ola significativa de entre los 1.5m y 2m correspondiente a aproximadamente el 1.5% del registro. En cuanto a oleaje de tormenta que supera los 4m de altura significativa, éste tiene asociado un periodo peak que fluctúa entre los 14s y 16s

Tabla 6-1: Tabla de incidencia dirección peak vs. Altura significativa en aguas profundas.

Direction	Wave Height (m)																	Total	C(%)	Maximum Height (m)						
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	1.00-1.25	1.25-1.50	1.50-1.75	1.75-2.00	2.00-2.25	2.25-2.50	2.50-2.75	2.75-3.00	3.00-3.25	3.25-3.50	3.50-3.75	3.75-4.00	4.00-4.25				4.25-4.50	4.50-4.75	4.75-5.00	5.00+		
0.00																							100.00			
15.00							0.00	0.00															0.00	100.00	1.90	
30.00								0.00															0.00	100.00	1.58	
45.00																								100.00		
60.00					0.01	0.00	0.00	0.00	0.00														0.01	100.00	2.08	
75.00						0.00																	0.00	99.99	1.45	
90.00							0.00	0.00		0.00													0.00	99.98	2.18	
105.00						0.00	0.00			0.00													0.01	99.98	2.22	
120.00							0.00																0.00	99.97	1.11	
135.00								0.00															0.00	99.97	1.03	
150.00																								99.97		
165.00																								99.97		
180.00																								99.97		
195.00					0.00	0.03	0.05	0.04	0.03	0.05	0.01	0.00											0.22	99.97	2.68	
210.00				0.04	0.33	1.73	3.96	5.84	6.44	5.11	3.37	1.92	1.02	0.48	0.26	0.09	0.03	0.01					30.83	99.75	4.12	
225.00				0.05	0.65	2.74	6.67	8.98	9.72	8.06	5.89	3.47	1.83	0.84	0.37	0.21	0.08	0.03					49.61	68.92	4.84	
240.00				0.02	0.27	1.15	1.85	2.35	1.89	1.55	1.01	0.46	0.26	0.12	0.05	0.03	0.01	0.00					11.04	19.30	5.19	
255.00				0.00	0.05	0.19	0.27	0.30	0.21	0.14	0.10	0.03	0.00	0.00									1.30	8.27	3.00	
270.00				0.01	0.05	0.11	0.13	0.23	0.16	0.09	0.04	0.01	0.00	0.00									0.81	6.96	3.08	
285.00				0.01	0.04	0.06	0.19	0.30	0.18	0.12	0.04	0.01	0.00										0.94	6.15	2.98	
300.00				0.02	0.20	0.46	0.83	1.15	1.24	0.72	0.36	0.10	0.03	0.01	0.00								5.12	5.21	3.28	
315.00					0.01	0.01	0.03	0.02	0.02	0.01														0.09	0.09	2.21
330.00																								-0.00		
345.00																								-0.00		
<b>Totals</b>				0.14	1.60	6.49	13.99	19.21	19.89	15.85	11.03	6.00	3.15	1.45	0.68	0.33	0.12	0.05	0.02	0.01	0.00	0.01	100.00			
<b>C(%)</b>	100.00	100.00	100.00	99.86	98.26	91.78	77.79	58.58	38.69	22.84	11.81	5.81	2.66	1.20	0.53	0.20	0.08	0.04	0.02	0.01	0.01					

Fuente: Gentileza Baird & Associates S.A.

Tabla 6-2: Tabla de incidencia altura significativa vs. Periodo peak.

Wave Height (m)	Wave Period (s)													Total	C(%)	Maximum Period (s)											
	0.00-2.00	2.00-4.00	4.00-6.00	6.00-8.00	8.00-10.00	10.00-12.00	12.00-14.00	14.00-16.00	16.00-18.00	18.00-20.00	20.00-22.00	22.00-24.00	24.00+														
0.00-0.25																								100.00			
0.25-0.50																									100.00		
0.50-0.75					0.00	0.01	0.03	0.07	0.02	0.01	0.00													0.14	100.00	18.93	
0.75-1.00				0.00	0.04	0.09	0.48	0.58	0.26	0.11	0.04	0.00												1.60	99.86	20.98	
1.00-1.25		0.00	0.02	0.08	0.26	1.86	2.63	1.11	0.36	0.12	0.04	0.01												6.49	98.26	23.36	
1.25-1.50			0.07	0.15	0.62	3.38	6.30	2.32	0.83	0.25	0.06	0.01												13.99	91.78	23.36	
1.50-1.75				0.11	0.23	0.92	3.94	8.60	3.64	1.16	0.46	0.14	0.01											19.21	77.79	23.36	
1.75-2.00				0.07	0.26	0.68	3.42	9.28	4.15	1.42	0.49	0.12	0.00											19.89	58.58	23.36	
2.00-2.25				0.04	0.25	0.47	2.09	7.37	3.93	1.28	0.37	0.07	0.00											15.85	38.69	23.36	
2.25-2.50				0.01	0.19	0.29	0.96	4.74	3.59	0.90	0.30	0.05	0.00											11.03	22.84	23.36	
2.50-2.75					0.09	0.10	0.38	2.26	2.43	0.57	0.14	0.03	0.00											6.00	11.81	23.36	
2.75-3.00					0.03	0.03	0.10	0.95	1.53	0.45	0.07	0.01	0.00											3.15	5.81	23.36	
3.00-3.25					0.01	0.01	0.03	0.29	0.72	0.34	0.05	0.01												1.45	2.66	21.36	
3.25-3.50					0.01	0.01	0.01	0.07	0.33	0.22	0.04	0.00												0.68	1.20	20.60	
3.50-3.75								0.02	0.16	0.12	0.02													0.33	0.53	19.79	
3.75-4.00								0.01	0.07	0.04	0.01													0.12	0.20	19.10	
4.00-4.25									0.03	0.01	0.00													0.05	0.08	18.75	
4.25-4.50									0.02	0.00														0.02	0.04	16.50	
4.50-4.75									0.01															0.01	0.02	15.85	
4.75-5.00									0.00															0.00	0.01	15.18	
5.00+									0.01															0.01	0.01	15.39	
<b>Totals</b>				0.00	0.32	1.32	3.50	16.67	43.16	24.31	7.81	2.36	0.52	0.05										100.00			
<b>C(%)</b>	100.00	100.00	100.00	99.68	98.36	94.86	78.20	35.04	10.73	2.92	0.56	0.05	0.00														

Fuente: Gentileza Baird & Associates S.A

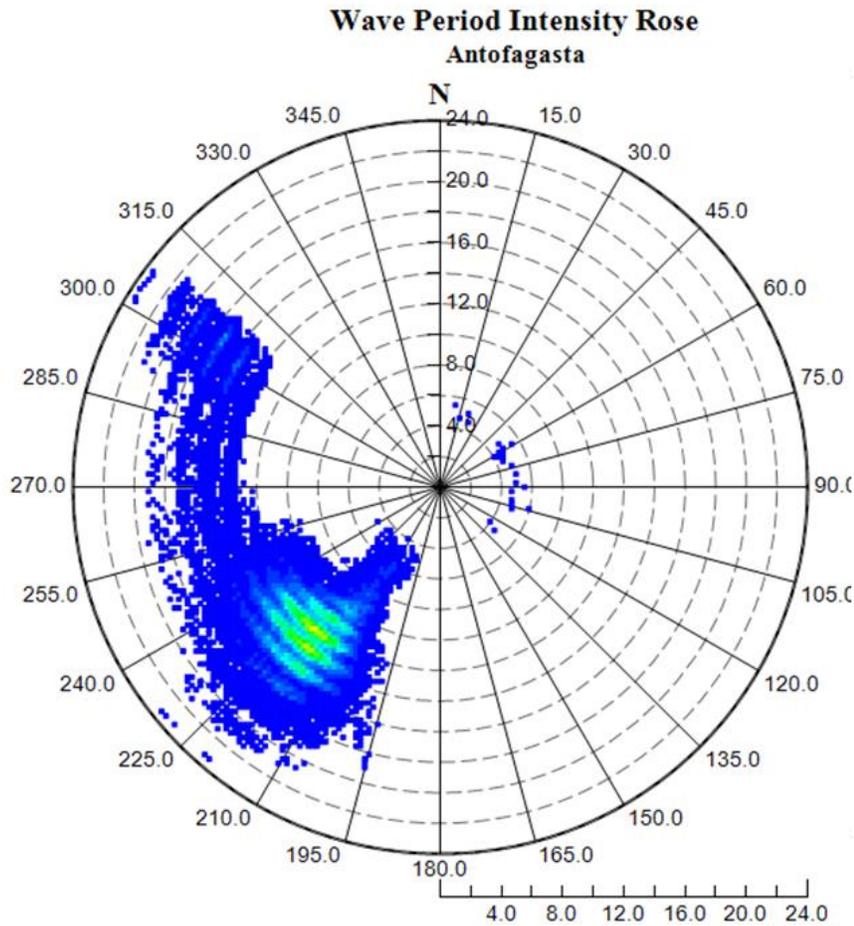
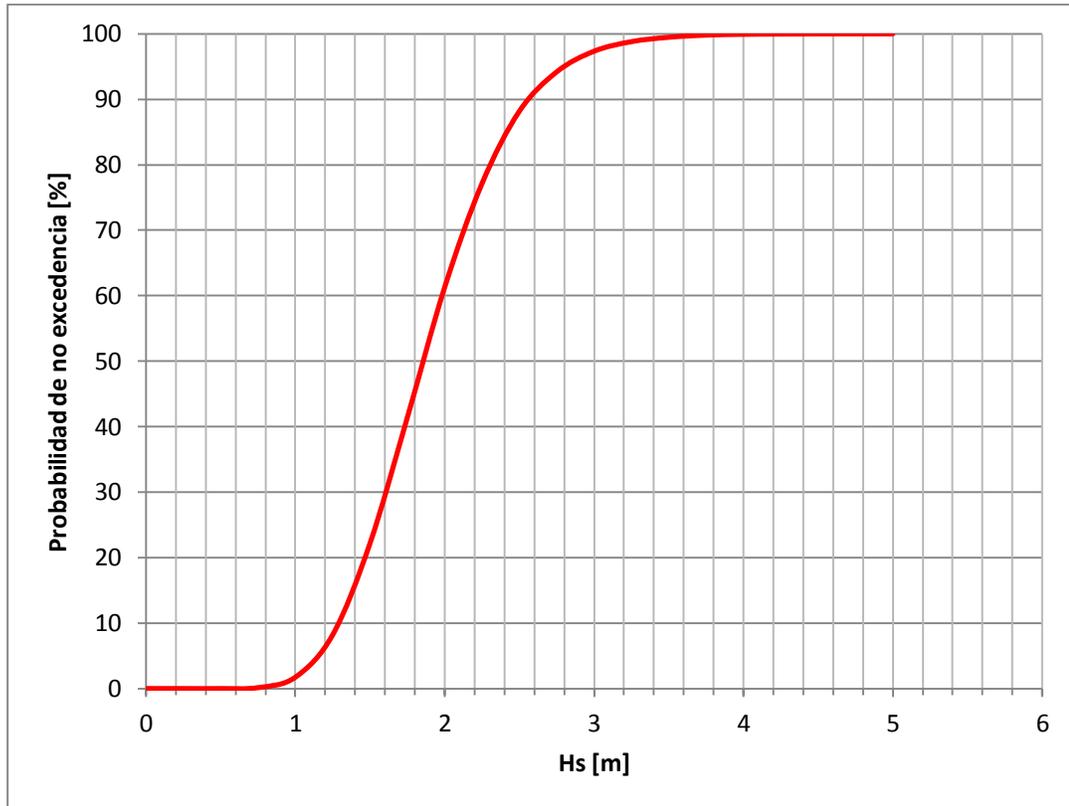


Figura 6-9: Rosa de dispersión de periodos. Antofagasta.

Fuente: Gentileza Baird & Associates S.A.

En el Gráfico 6-2 se presenta la probabilidad de no excedencia del registro de 30 años de oleaje del nodo de Antofagasta. Se destaca que en general las alturas de olas son bajas, donde el 60% del tiempo las alturas son menores a 2m. En cuanto a alturas superiores, existe un 10% de probabilidad que una ola de 2.6m sea superada.

Gráfico 6-2: Probabilidad de no excedencia de alturas nodo Antofagasta.



Fuente: Elaboración propia.

#### 6.1.4 MAREAS PUERTO DE ANTOFAGASTA

El puerto patrón de Antofagasta presenta una marea semidiurna mixta, es decir, tiene dos pleamares y dos bajamares cada 6 horas y 12 minutos aproximadamente con una desigualdad diurna. Los valores de los planos más relevantes de la marea corresponden a un rango en sicigias de +1.6m NRS y un nivel de reducción de sondas (NRS) de +0.80m NRS. (Plan Maestro Puerto Antofagasta, 2008).

## 6.2 ANÁLISIS TORMENTA

Entre los días 3 y 7 de julio de 2013 la costa de Chile se vio afectada por un gran temporal, el cual abarcó principalmente la zona Norte y Centro Sur del país, dejando a su paso grandes pérdidas materiales. Este evento se caracterizó por tener vientos e intenso oleaje, alcanzando alturas de ola significativas entre aproximadamente 7 y 10m con periodos peaks de aproximadamente 18s y vientos de cerca de 40 nudos en aguas profundas.

Los medios de comunicación denominaron a este evento como inusual por su gran envergadura y daños causados tanto en el sector público como el privado,

paralizando actividades en el sector pesquero y portuario. Los daños en algunas localidades superaron los generados por el tsunami de febrero de 2010 (Hernández y Meza, 2014).

Para caracterizar la tormenta, se tomó como referencia el documento Modelación Numérica de las Marejadas en las Costas de Chile (Hernández y Meza, 2014), donde se caracteriza los espectros bidimensionales de la tormenta.

## 6.2.1 CONDICIONES METEOROLÓGICAS

Este evento presenta su inicio el día 01 de julio de 2013 cuando se observa un intenso frente de bajas presiones incidiendo desde el SW sobre el Océano Pacífico. Posteriormente, el 02 de julio, se ve el avance de este frente hacia el Norte intensificándose (Figura 6-10). Esta situación generó grandes gradientes de presión y por lo tanto grandes vientos

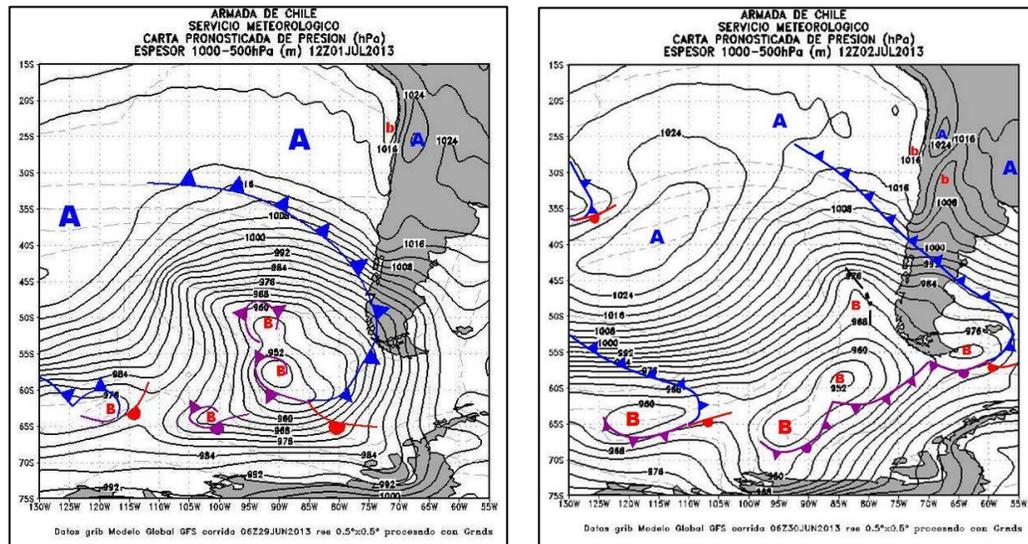


Figura 6-10. Carta Sinóptica 01 y 02 de julio de 2013, respectivamente.

Fuente: Servicio Meteorológico de la Armada.

Las condiciones de viento para los días presentados en las cartas sinópticas, se muestran en la Figura 6-11, en las cuales se observa que estos alcanzaron aproximadamente los 50 nudos en aguas profundas, lo que a la postre indujo el oleaje observado durante el temporal.

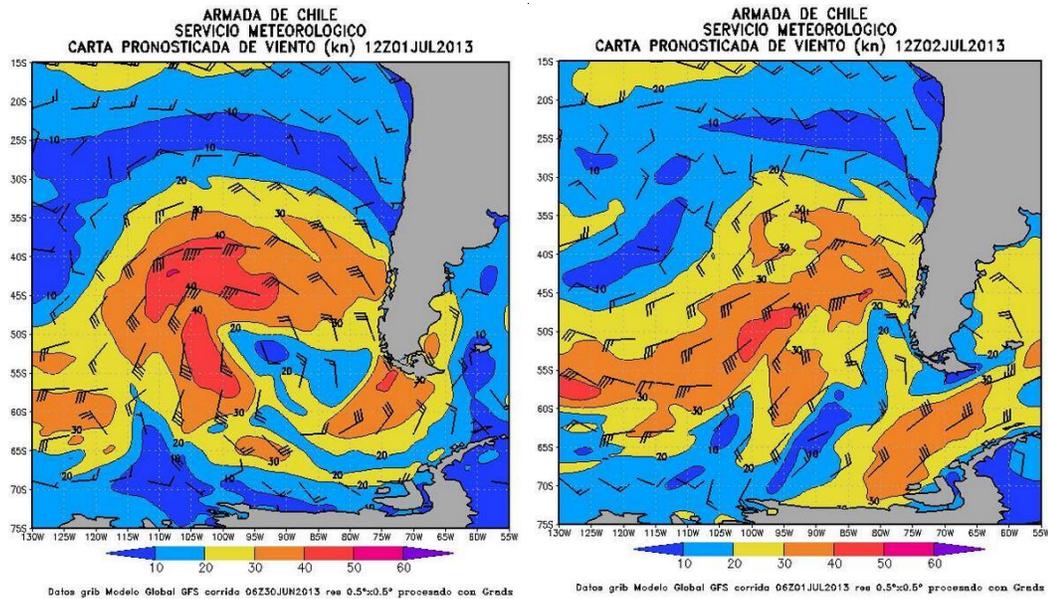


Figura 6-11. Carta de viento 1 y 2 de julio de 2013, respectivamente.

Fuente: Servicio Meteorológico de la Armada.

Los días 4 y 5 de julio se observaron las mayores inclemencias meteorológicas en el continente. Esto fue causado por la repentina disminución de la presión atmosférica dando origen a grandes gradientes de presión, generando vientos de magnitudes considerables. Esto se ve reflejado en la Figura 6-12 y Figura 6-13 correspondientes a registros instantáneos de la Estación Meteorológica Automática (EMA) del faro Punta Ángeles en Valparaíso.

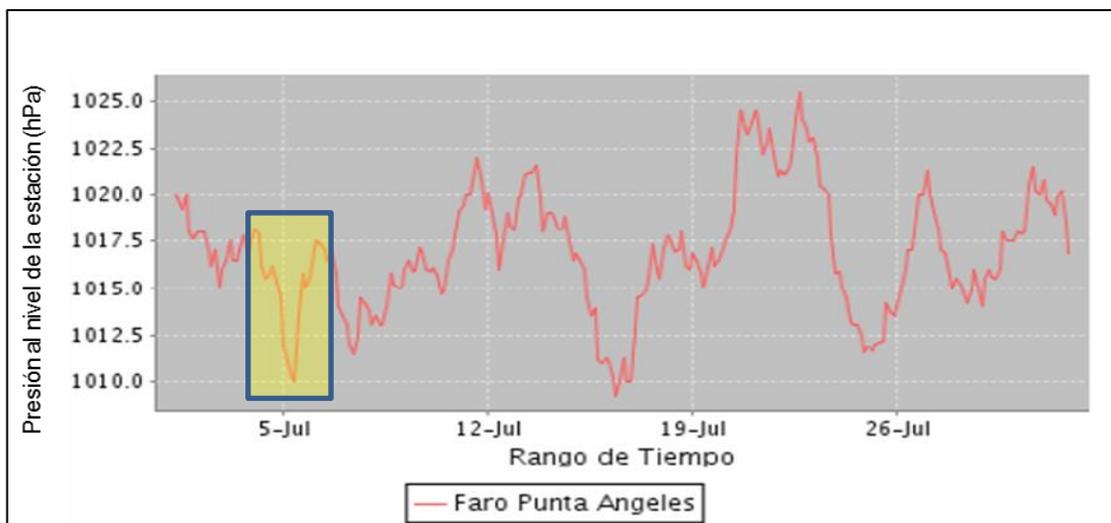


Figura 6-12: Presión atmosférica faro Punta Ángeles.

Fuente: Servicio Meteorológico de la Armada de Chile.

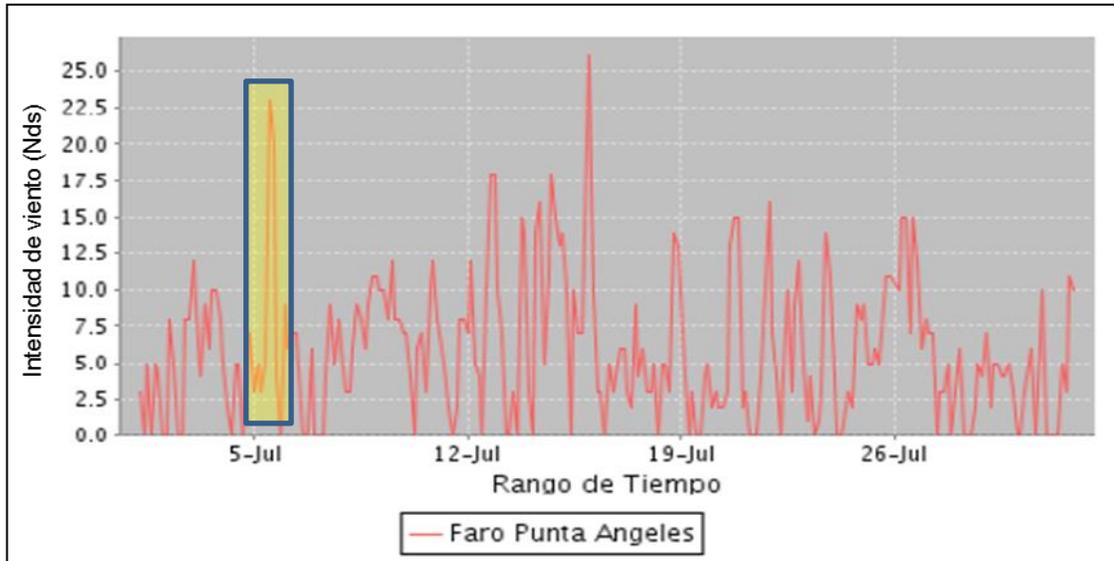


Figura 6-13: Intensidad de viento Punta Ángeles.

Fuente: Servicio Meteorológico de la Armada de Chile.

Si bien es cierto, el día 14 de julio se experimentaron vientos y presiones atmosféricas similares a las descritas anteriormente (ver Figura 6-14), éstas no generaron las condiciones de oleaje de tormenta de envergadura, debido posiblemente a la presencia de una alta presión frente al continente que impidió el avance del frente de baja presión.

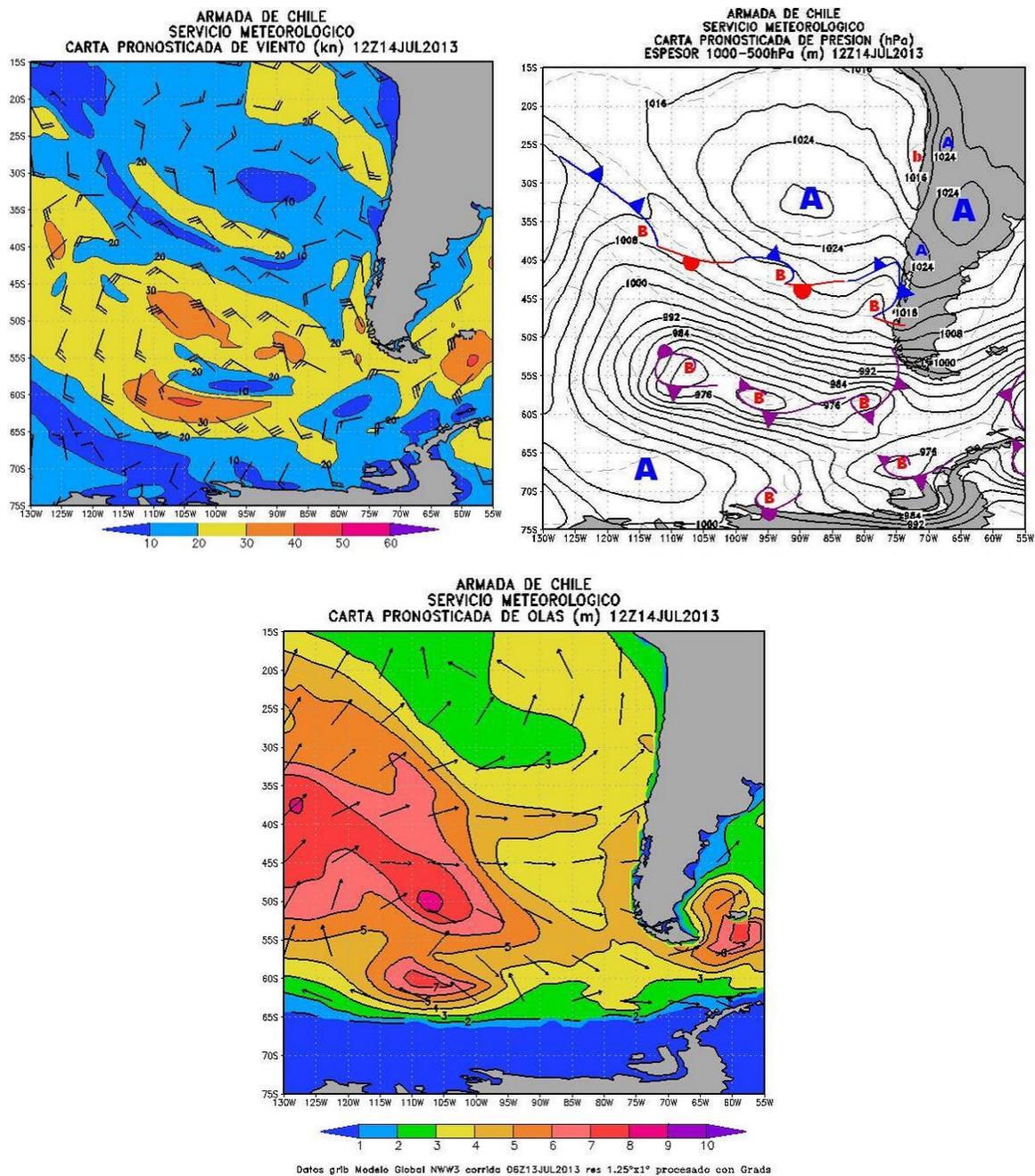


Figura 6-14. Carta de viento y sinóptica 14 de julio de 2013.

Fuente: Servicio Meteorológico de la Armada.

## 6.2.2 CONDICIONES DE OLAJE

El Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada tiene dos boyas ubicadas en las cercanías de la Punta Ángeles; boya Triaxys (32°54'3.60"S; 71°41'32.40"O) y Watchkeeper (32°59'13.24"S; 71°49'25.81"O). En la Figura 6-15 se muestra la posición geográfica de los instrumentos.

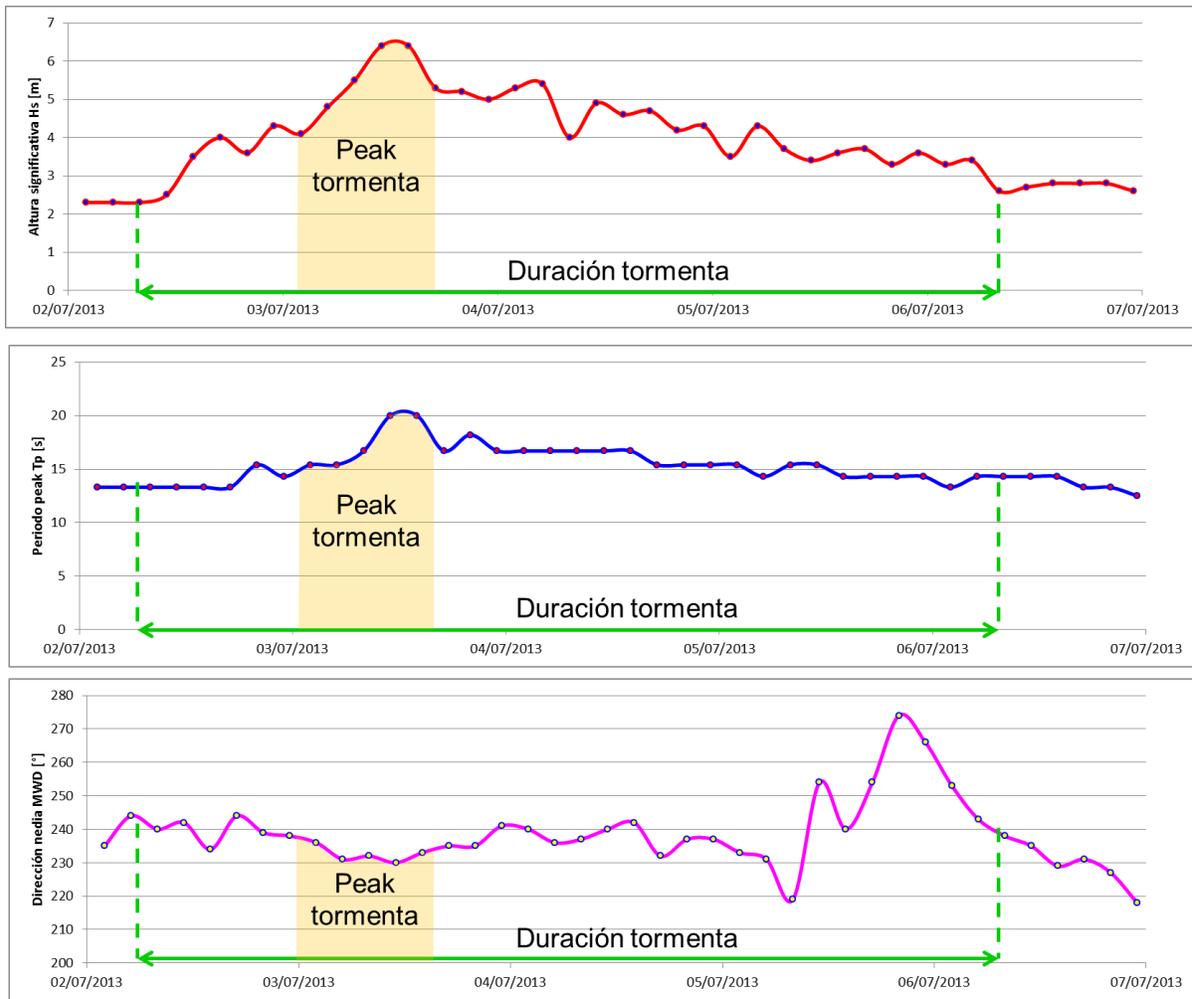


Figura 6-15: Ubicación geográfica boyas.

Fuente: Servicio Meteorológico de la Armada.

Sobre la base de la información registrada por la boya Triaxys, se tiene que las altura significativas de ola durante la tormenta experimentaron un aumento progresivo a partir  $H_s=4\text{m}$ , alcanzando un máximo de  $H_s=6.5\text{m}$  el 03 de julio de 2013. En el Gráfico 6-3, se muestra la evolución de la tormenta con su respectiva duración. La boya Watchkeeper por su parte, registró periodos peak de oleaje de aproximadamente  $T_p=20\text{s}$  al momento de ocurrir la mayor altura de ola significativa  $H_s=6.5\text{m}$ . Estos largos periodos están asociados a grandes energías, provocando incrementos en los fenómenos de transformación como por ejemplo el asomeramiento y run-up de las olas al arribar a la costa (Hernández y Meza, 2014). Lo anterior indica que la posibilidad de que la gran cantidad de daños en el borde costero de la V región sea a raíz del periodo de la tormenta. En cuanto a la dirección de incidencia se registró una dirección media proveniente desde el tercer cuadrante, específicamente desde los  $230^\circ$  al momento de alcanzar el peak de la tormenta. Lo presentado anteriormente es posible observarlo en el Gráfico 6-3.

Gráfico 6-3: Alturas, periodos y dirección registradas por Boya SHOA.



Fuente: Gentileza Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile.

Gracias a la información de modelos numéricos proporcionada por la consultora Baird & Associates, se tiene la duración del peak de la tormenta y el valor máximo alcanzado con su respectivo periodo y dirección en los nodos de extracción de aguas profundas. Estos valores se presentan en la Tabla 6-3 y Tabla 6-4, respectivamente.

Tabla 6-3: Fechas de inicio y término de tormenta.

Nodo	Inicio	Término	Duración peak de tormenta [Hrs.]
Antofagasta	04/07/2013 0:00	04/07/2013 21:00	21
Valparaíso	03/07/2013 9:00	04/07/2013 3:00	18

Fuente: Elaboración propia.

Se menciona que el inicio y fin de la tormenta es definido en función a la evolución y decaimiento de este evento.

Tabla 6-4: Valores máximos de tormenta en aguas profundas.

Nodo	Fecha	Hm0 máxima [m]	Periodo peak Tp [s]	Dirección MWD [°]
Antofagasta	04/07/2013 9:00	4.7	17.3	230
Valparaíso	04/07/2013 0:00	6.5	17.1	240

Fuente: Elaboración propia.

La información de las tablas coincide con las registradas por las boyas del Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada, con una leve diferencia en los periodos.

De esta información se destaca el periodo del oleaje como factor adicional a la altura de ola en el diseño de obras marítimas además de la altura,. En ambos nodos el evento posee un valor de periodo elevado, situación que afectará posiblemente los fenómenos de asomeramiento y *Run-Up*, aumentando las probabilidades de inundación costera.

### 6.2.3 EVALUACIÓN PERIODO DE RETORNO TORMENTA

De acuerdo al documento de Hernández y Meza (2014), donde se compara la marejada más grande ocurrida en 30 años de acuerdo a la base de datos de Olas Chile IV (1980-2010) y la tormenta de julio de 2013 en Antofagasta, se concluye que ésta última no superó la altura asociada a 100 años de periodo de retorno. Lo anterior se logró contrastando la forma espectral y energía asociada de ambos eventos. Los resultados de esta evaluación se presentan en la Figura 6-16, donde el gráfico de barras indican la altura de ola, en rojo el peak de la marejada de 2013 ( $H_{m0}=4.7\text{m}$ ) y en azul la tormenta asociada a 100 años de periodo de retorno ( $H_{m0}=5.3\text{m}$ ), mientras que los gráficos en coordenadas polares indican la energía asociada a la mayor tormenta en 30 años (26 de julio de 1987) y la tormenta de julio de 2013.

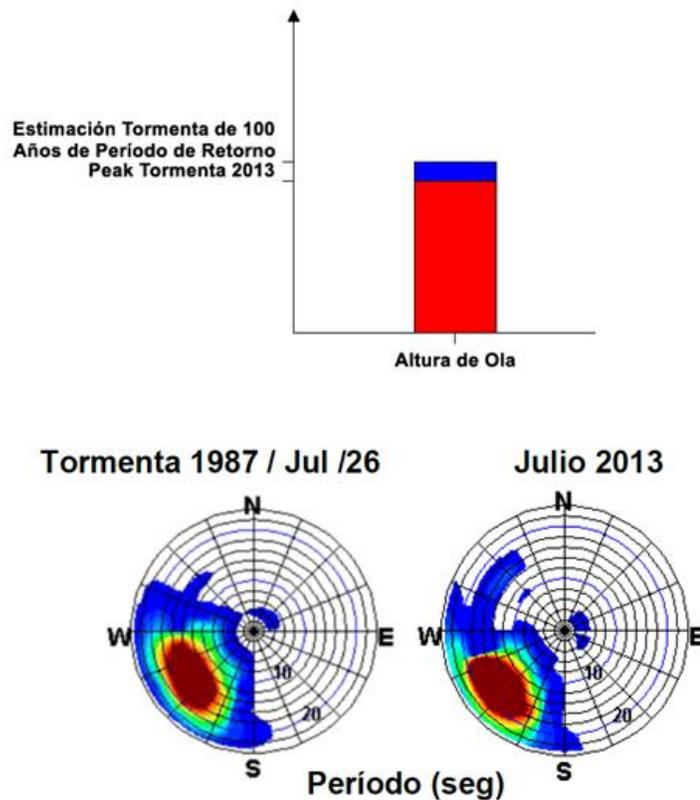


Figura 6-16: Comparación marejadas entre marejada julio 2013 versus mayor tormenta en 30 años y oleaje con 100 años de periodo de retorno para Antofagasta.

Fuente: Modelación Numérica de las Marejadas en las Costas de Chile (Hernández y Meza, 2014, Baird & Associates).

De la Figura 6-16 se infiere que la distribución de energía de los eventos de tormenta y su incidencia desde aguas profundas son similares entre sí. El análisis con gráficos de barra basado en la estadística de Olas Chile IV, muestra que la marejada de 2013 no superó el oleaje asociado a un periodo de retorno de 100 años. Al analizar la descripción espectral de las tormentas se aprecia que para el evento de julio de 2013 existen componentes de oleaje asociados a altos periodos, específicamente entre  $T_p = 14$  y  $T_p = 23s$ , los cuales no se presentan en la tormenta de julio de 1987 ( $T_p = 12$  y  $T_p = 18s$  aproximadamente).

### **6.3 DEFINICIÓN ALTURA DE OLA DE DISEÑO**

De acuerdo a las condiciones de tormenta presentadas anteriormente, a los daños causados en el puerto de Antofagasta, se evaluará la importancia de la selección de los parámetros de dirección y periodo para la definición de la altura de ola de diseño, para ello se efectuaron los siguientes ejercicios:

- Clima extremo en aguas profundas.
- Propagación de alturas extremas desde aguas profundas mediante el modelo matemático MIKE 21 SW (Spectral Waves) considerando periodos y direcciones promedio del registro de tormentas (30 años).
- Propagación de alturas extremas desde aguas profundas mediante el modelo matemático MIKE 21 SW (Spectral Waves) considerando periodos y direcciones a partir de funciones de transferencia.
- Comparación de resultados.

Para las propagaciones de oleaje se establecieron distintos puntos de extracción ubicados a aproximadamente -30 m NRS de profundidad, los cuales se presentan en la Figura 6-17.



Figura 6-17: Puntos de extracción Antofagasta.

Fuente: Adaptación Google Earth.

### 6.3.1 ANÁLISIS DE OLAS EXTREMAS EN AGUAS PROFUNDAS

Para el desarrollo del clima de olas de diseño o extremo, se cuenta con la selección de las 30 mayores tormentas de aguas profundas de la base de datos Olas Chile IV. Estos datos fueron proporcionados por la consultora Baird & Associates. Los nodos de extracción de Antofagasta con su respectiva proximidad a los sitios de estudio se muestran en la Figura 6-18. En la Tabla 6-5 se presentan los eventos extremos de altura de oleaje correspondientes a las 30 mayores tormentas durante los años 1980 y 2006. .



Figura 6-18: Ubicación nodos de extracción Antofagasta y Valparaíso.

Fuente: Adaptación Google Earth.

Tabla 6-5 : Listado tormentas extremas Antofagasta en aguas profundas.

N°	Día	Mes	Año	Hora	Hs [m]	Tp [s]	Dpk [°]
1	25	7	1987	12	5.19	15.39	234
2	19	5	1986	9	4.6	15.52	233
3	21	6	1997	15	4.5	15.45	227
4	8	6	2006	21	4.3	15.21	230
5	6	7	2009	3	4.24	15.66	227
6	19	5	1981	15	4.12	17.08	214
7	17	6	2006	6	4.12	18.4	230
8	13	6	2003	21	4.1	16.09	234
9	21	11	1988	12	4.07	15.75	225
10	1	11	2006	3	4.06	17.08	216
11	5	7	1984	9	4.05	14.21	230
12	26	5	1985	12	4.04	15.4	223
13	5	9	2007	18	4.04	15.95	227
14	22	6	1983	3	4.03	15.61	213
15	15	7	1983	0	4.02	17.1	213
16	30	10	2006	9	4	15.83	221
17	18	6	1994	21	3.95	15.55	225
18	21	6	1998	6	3.89	17.14	218
19	17	5	1982	15	3.87	14.99	226
20	14	8	1995	18	3.87	15.96	216
21	15	10	1990	21	3.86	15.87	210
22	15	8	1988	6	3.76	14.19	223
23	8	10	1989	15	3.76	17.23	212
24	9	9	1988	0	3.75	18.29	218
25	16	8	2009	18	3.75	14.46	236
26	2	6	2006	21	3.73	15.86	226
27	2	10	1998	3	3.72	18.22	222
28	8	3	1999	0	3.72	16.88	223
29	29	5	1996	6	3.7	15.16	229
30	29	5	1998	15	3.7	15.89	231

De acuerdo a la Tabla 6-5, el valor máximo de altura de ola significativa de la tormenta corresponde a 4.7m, ubicándose dentro de las más altas del registro, específicamente luego de la tormenta del 25 de julio de 1987. Al revisar los registros de olas extremas, se observa la existencia de periodos que superan los 18s en Antofagasta.

### 6.3.1.1 ANÁLISIS DE VALORES EXTREMO AGUAS PROFUNDAS

Las alturas de olas extremas fueron ajustadas estadísticamente mediante las distribuciones de probabilidad de Gumbel y Weibull presentadas en el apartado 5.1.5.4. Para encontrar la distribución que entregue la mejor correlación, se utilizó el test de confianza de Método de Mínimos Cuadrados. Las correlaciones de cada distribución se muestran en la Tabla 6-6.

Tabla 6-6 : Correlación distribuciones de probabilidad Weibull y Gumbel.

	Distribución / Correlación	
	Weibull	Gumbel
Antofagasta	0.98	0.96

Fuente: Elaboración Propia.

En la Tabla 6-6 se observan los resultados de los ajustes de las distribuciones de Weibull (con  $k = 0.85$ ) y Gumbel, encontrando que la distribución de Weibull es la que entrega mejor ajuste, por lo será esta última la que se adoptará para los análisis siguientes.

### 6.3.1.2 PERIODOS DE RETORNO Y BANDAS DE CONFIANZA (GODA 1988) ANTOFAGASTA

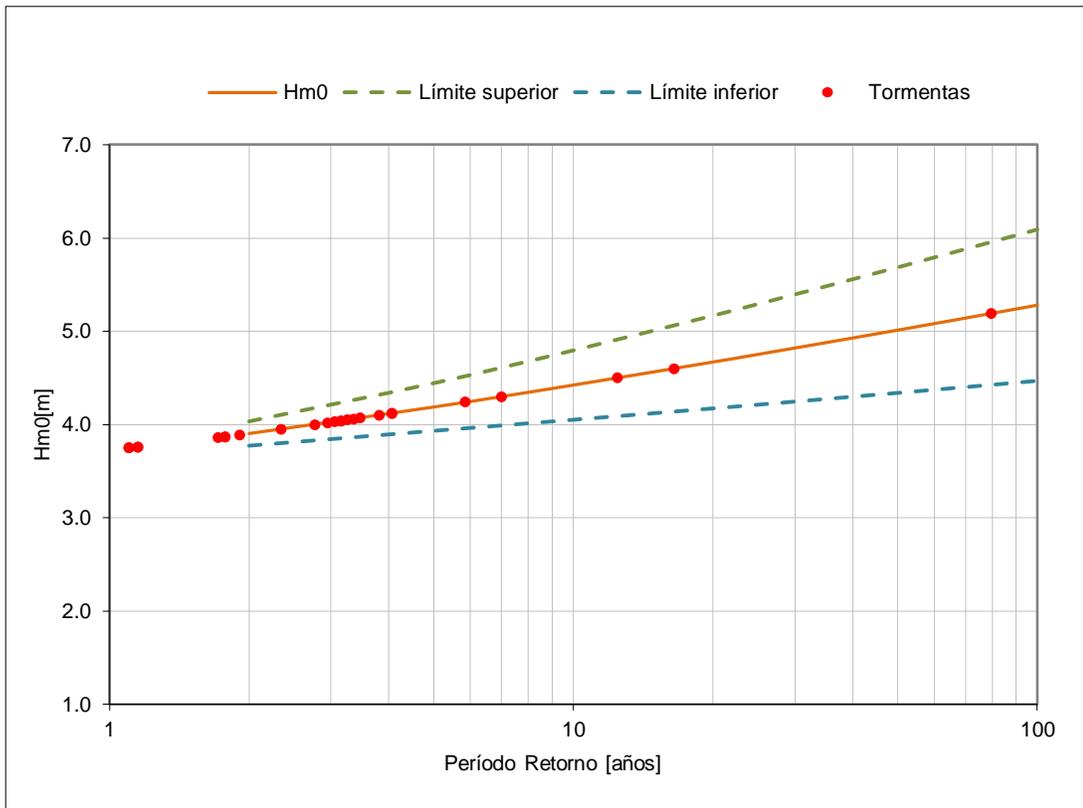
Con los datos de altura extrema y considerando la distribución de Weibull, se realizó una extrapolación estadística del oleaje con la intención de obtener las alturas de oleaje asociadas a los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50 y 100 años con un nivel de confianza del 90%, siguiendo la metodología propuesta por Goda (1988).

La Tabla 6-7 y el Gráfico 6-4 muestran los resultados del análisis estadístico de valores extremos.

Tabla 6-7 : Periodos de retorno Antofagasta aguas profundas.

Tr [años]	H <sub>m0</sub> límite inferior [m]	H <sub>m0</sub> [m]	H <sub>m0</sub> límite superior [m]
2	3.77	3.9	4.03
5	3.93	4.19	4.44
10	4.05	4.42	4.8
20	4.17	4.67	5.17
25	4.21	4.75	5.3
50	4.33	5.01	5.7
100	4.46	5.29	6.11

Gráfico 6-4 : Bandas de confianza periodo de retorno Antofagasta aguas profundas.



Se destaca que en esta base de datos se registró un valor de tormenta con periodo de retorno  $Tr=80$  años correspondiente a la tormenta del 25 julio de 1987. Paralelamente, de este análisis se desprende que la tormenta ocurrida en julio de 2013 en Antofagasta tiene un periodo de retorno aproximado de  $Tr=23$  años (ver Tabla 6-7)

De manera de corroborar lo expuesto en el acápite 6.2.3, en la Tabla 6-8 se resumen las tormentas en aguas profundas con sus respectivos periodos de retorno asociados en función al análisis de eventos extremos realizado. Bajo esta situación, es posible indicar que el evento de julio de 2013 no superó la tormenta de 100 años de periodo de retorno.

Tabla 6-8: Resumen periodos de retorno.

Condición	Hs [m]	Observación
Periodo de retorno $Tr=100$ años	5.3	
Periodo de retorno $Tr=80$ años	5.2	Mayor tormenta del registro (25 de julio de 1987).
Tormenta julio 2013	4.7	Periodo de retorno $Tr=23$ años

## 6.3.2 SELECCIÓN PERIODO Y DIRECCIÓN

A continuación se presenta el desarrollo de dos casos donde se seleccionarán los parámetros de dirección y periodo de acuerdo a:

- Caso A : Valores promedio del listado de tormentas.
- Caso B : Definición por análisis de funciones de transferencia.

### 6.3.2.1 CASO A. VALORES PROMEDIO DEL LISTADO DE TORMENTAS

Del listado de las 30 mayores tormentas de aguas profundas se calculó el promedio de cada parámetro, obteniendo para Antofagasta los valores de periodo y dirección que se muestran en la Tabla 6-9. Estos parámetros serán utilizados para acompañar la altura de ola de diseño en la propagación desde aguas profundas.

Tabla 6-9: Parámetros Caso A.

	Tp [s]	DPK[°]
Antofagasta	16	224

Fuente: Elaboración propia.

### 6.3.2.2 CASO B. SELECCIÓN PERIODO Y DIRECCIÓN - ANÁLISIS DE FUNCIONES DE TRANSFERENCIA

La intención de seleccionar periodos y direcciones a partir de las funciones de transferencia (Gráfico 6-5) es considerar en los análisis las condiciones más desfavorables en el punto de interés que entreguen coeficientes de agitación  $K_a$  elevados donde el oleaje incidente sufra menor atenuación, cuidando que los valores elegidos aparezcan en la base de datos de valores extremos.

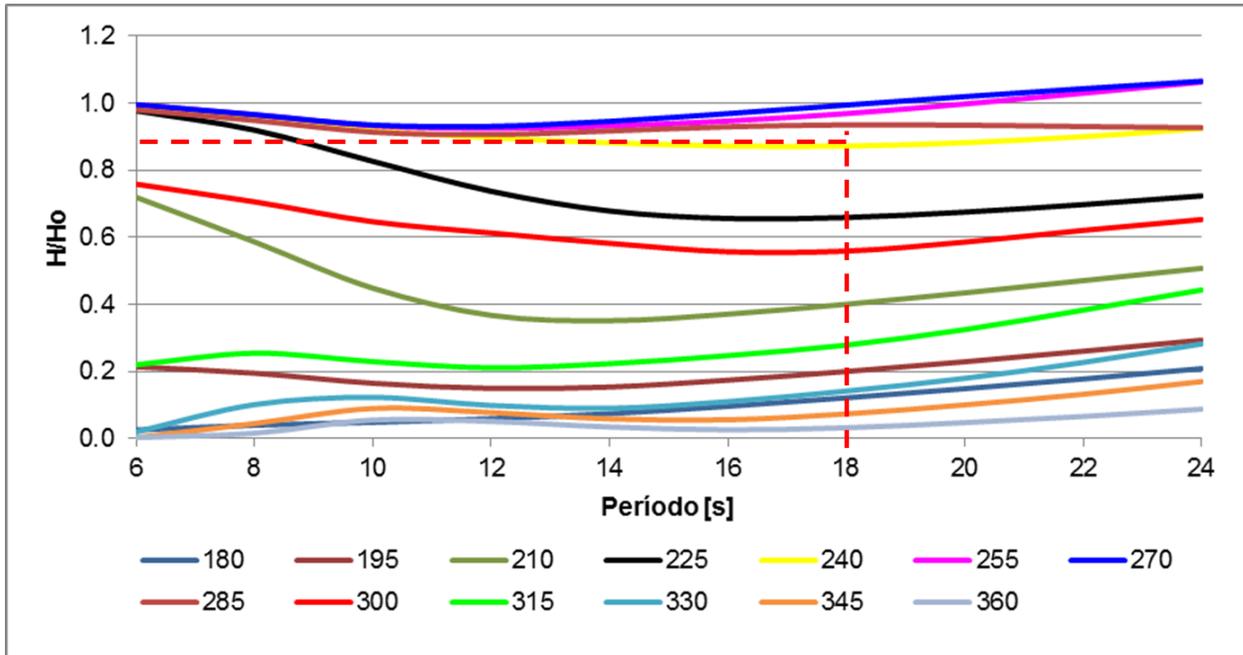
Considerando el punto de extracción P1 (Figura 6-18) se seleccionó el caso presentado en la Tabla 6-10, para acompañar la altura de ola de diseño en la propagación desde aguas profundas.

Tabla 6-10: Parámetros Caso B.

	Tp [s]	DPK[°]
Antofagasta	18	240

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 6-5. Función de Transferencia Antofagasta (nodo P1).



Fuente: Elaboración propia.

## 6.4 ESTIMACIÓN DE FUERZAS

De acuerdo a la metodología propuesta en el apartado 6.3.2, para analizar las fuerzas sobre la estructura y su sensibilidad ante la selección del período y dirección, se consideró una altura de ola  $H_s=5.3\text{m}$  en aguas profundas, asociada a un período de retorno  $T_r=100$  y el peak de la tormenta de julio 2013 presentado en la Tabla 6-4, las cuales fueron propagadas hasta el punto de extracción P1, que se resumen en la Tabla 6-11 y Tabla 6-12.

Tabla 6-11: Parámetros de evaluación de cargas.

Criterio	Parámetro	Pto. Extracción P1		
		$T_r=112$ años	$T_r=100$ años	$T_r=70$ años
Promedio de registro tormentas de aguas profundas	Altura de ola significativa [m]	3.63	3.62	3.48
	Período [s]	16	16	16
	DPK [°]	243	243	243
Análisis funciones de transferencia	Altura de ola significativa [m]	4.61	4.60	4.43
	Período [s]	18	18	18
	DPK [°]	253	253	253

Tabla 6-12: Parámetros de evaluación de cargas (peak tormenta julio 2013).

	Parámetro	Pto. de extracción P1
Peak tormenta 4 de julio de 2013	Altura de ola significativa [m]	3.56
	Periodo [s]	17.3
	DPK[°]	247

Fuente: Elaboración propia.

Previo a la evaluación de cargas, se realizó una sensibilidad en la selección del periodo de retorno para los diseños, ya que el Coastal Engineering Manual recomienda que no se extrapole más allá de 2 o 3 veces la longitud de los datos del registro. En su lugar debieran utilizarse bases de datos más largas, no obstante en este caso particular el único efecto que produciría la utilización de una altura de periodo de retorno  $T_r = 112$  años (3.63m) es un leve aumento en la incertidumbre, ya que la diferencia entre esta última y  $T_r = 100$  años, es sólo de centímetros. Con respecto a la posibilidad que la estructura sea reparable, se menciona que realizar diseños con periodos de retorno de  $T_r = 100$  años o  $T_r = 70$  años, no es significativa (para este caso particular), ya que existen diferencias entre los 14cm y 17cm aproximadamente. Por lo tanto, de acuerdo al análisis de riesgo realizado anteriormente, se considerará de  $T_r = 100$  años.

Se menciona que resulta importante el criterio utilizado para la selección de los parámetros de periodo y dirección, ya que bajo este concepto existen diferencias de aproximadamente 1m.

#### 6.4.1 PROPAGACIÓN DE OLEAJE AL PIE DE LA ESTRUCTURA

Para a la determinación de cargas, se calcularon las correspondientes alturas de olas al pie de cada obra (Aprox. 21.3m NRS). Para ello, se utilizó la metodología de Goda (1985) presentada en el Anexo II Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 6-13.

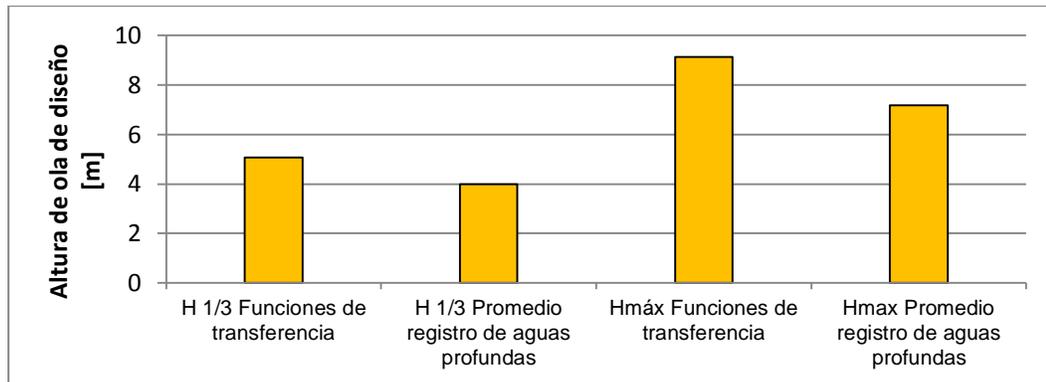
Tabla 6-13: Alturas de ola al pie de la obra frente al cabezo molo de abrigo puerto de Antofagasta.

Resumen alturas de ola promedio registro tormentas aguas profundas		
$H_{1/3}$	3.98 m	Altura significativa de diseño.
$H_{\max}$	7.17 m	Altura máxima de diseño.
Resumen alturas de ola análisis funciones de transferencia		
$H_{1/3}$	5.06 m	Altura significativa de diseño.
$H_{\max}$	9.11 m	Altura máxima de diseño.
Resumen Alturas de ola peak tormenta julio 2013		
$H_{1/3}$	3.91 m	Altura significativa de diseño.
$H_{\max}$	7.03 m	Altura máxima de diseño.

De este primer análisis, se hace hincapié en el incremento de alturas de ola en el sitio de estudio, de acuerdo al método de selección de los parámetros de periodo. Esta diferencia se ilustra en el Gráfico 6-6.

Se menciona que de acuerdo a la profundidad del sector (-20m NRS), las alturas de ola no serán afectadas por rompientes. No obstante para evaluar la sensibilidad de la ecuación de Minikin, las cargas serán calculadas de manera referencial.

Gráfico 6-6: Comparación alturas de diseño según método de selección de periodo y dirección.



Fuente: Elaboración propia.

## 6.4.2 ANÁLISIS DE FUERZAS

Las cargas se analizarán considerando las metodologías propuestas por Sainflou (1928), Minikin (1963) y Goda extendido (1994). Además, se analizará la tormenta de julio de 2013 considerando la metodología más completa a partir de esta evaluación de cargas. Se destaca que las formulaciones de evaluación de cargas se compararán entre sí, de acuerdo a la metodología de selección del periodo y dirección.

Para evaluar las cargas mediante la formulación de Goda extendido (1994), se consideró que la incidencia del oleaje sobre el cabezo del molo de abrigo de Antofagasta forma un ángulo de  $10^\circ$  y  $20^\circ$  con la recta normal de la estructura, para el análisis de funciones de transferencia y para el promedio del registro de tormentas, respectivamente y  $16^\circ$  para el caso de la tormenta de julio 2013.

A continuación se presentan los parámetros utilizados para la estimación de cargas de acuerdo a cada metodología de evaluación.

#### Promedio registro de tormentas de aguas profundas.

- $H_s = 3.98\text{m}$ .
- $H_{1/10} = 5.05\text{m}$ .
- $H_{\max} = 7.17\text{m}$ .
- $T_p = 16\text{s}$ .
- Marea = 1.3m NRS (80% de la pleamar más alta 1.6m NRS).
- Profundidad = 21.3 m NRS.

#### Análisis funciones de transferencia.

- $H_s = 5.06\text{m}$ .
- $H_{1/10} = 6.43\text{m}$ .
- $H_{\max} = 9.11\text{m}$ .
- $T_p = 18\text{s}$ .
- Marea = 1.3m NRS (80% de la pleamar más alta 1.6m NRS).
- Profundidad = 21.3 m NRS.

#### Tormenta peak de tormenta 4 julio de 2013.

- $H_s = 3.56\text{m}$ .
- $T_p = 17.3\text{s}$ .
- Dirección = 247°
- Marea = 1.3m NRS (80% de la pleamar más alta 1.6m NRS).
- Profundidad = 21.3 m NRS.

#### 6.4.2.1 FUERZAS SOBRE CABEZO MOLO DE ABRIGO PUERTO DE ANTOFAGASTA. SAINFLOU (1928)

La formulación de Sainflou (1928), tiene tres posibles alturas de diseño (altura significativa, altura un décimo y altura máxima, las cuales tienen una distribución que se presenta en la Figura 6-19, obteniendo las presiones que muestran en la y Tabla 6-14 y Tabla 6-15.

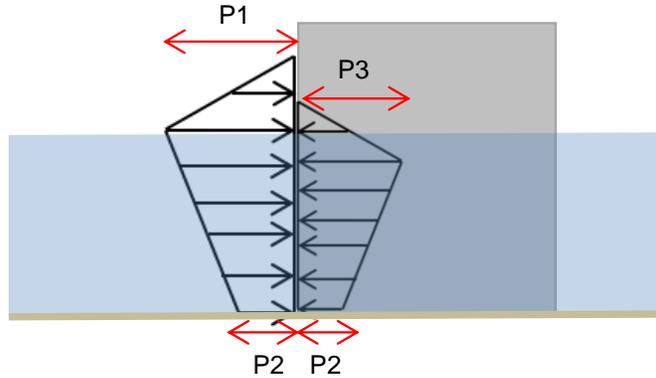
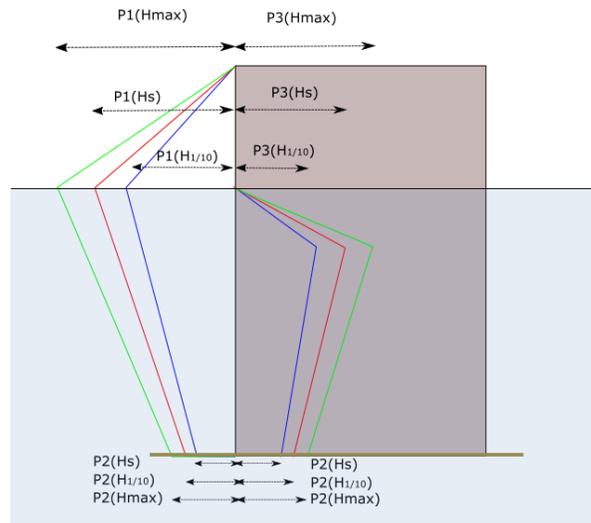


Figura 6-19: Distribución de presiones Sainflou (1928).

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6-14: Presiones obtenidas según altura de diseño. Promedio registro tormentas de aguas profundas.



**Presiones Totales Hs**

P1	43 kN/m <sup>2</sup>	4.4 t/m <sup>2</sup>
P2	33.5 kN/m <sup>2</sup>	3.4 t/m <sup>2</sup>
P3	35.8 kN/m <sup>2</sup>	3.6 t/m <sup>2</sup>

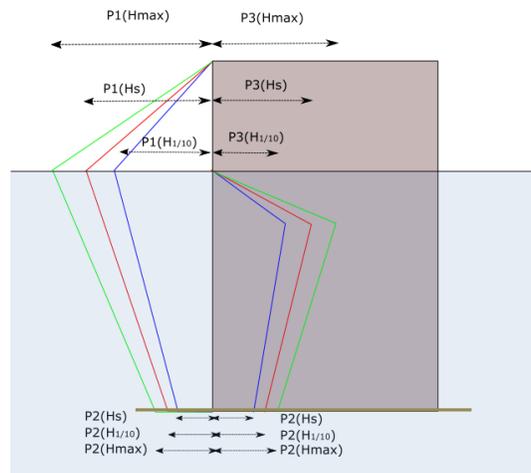
**Presiones Totales H1/10**

P1	54.4 kN/m <sup>2</sup>	5.5 t/m <sup>2</sup>
P2	42.6 kN/m <sup>2</sup>	4.3 t/m <sup>2</sup>
P3	44.0 kN/m <sup>2</sup>	4.5 t/m <sup>2</sup>

**Presiones Totales Hmax**

P1	78.5 kN/m <sup>2</sup>	8.0 t/m <sup>2</sup>
P2	60.4 kN/m <sup>2</sup>	6.2 t/m <sup>2</sup>
P3	58.5 kN/m <sup>2</sup>	6.0 t/m <sup>2</sup>

Tabla 6-15: Presiones obtenidas según altura de diseño. Análisis de funciones de transferencia.



**Presiones Totales Hs**

P1	54.7 kN/m <sup>2</sup>	5.6 t/m <sup>2</sup>
P2	44.3 kN/m <sup>2</sup>	4.5 t/m <sup>2</sup>
P3	44.3 kN/m <sup>2</sup>	4.5 t/m <sup>2</sup>

**Presiones Totales H1/10**

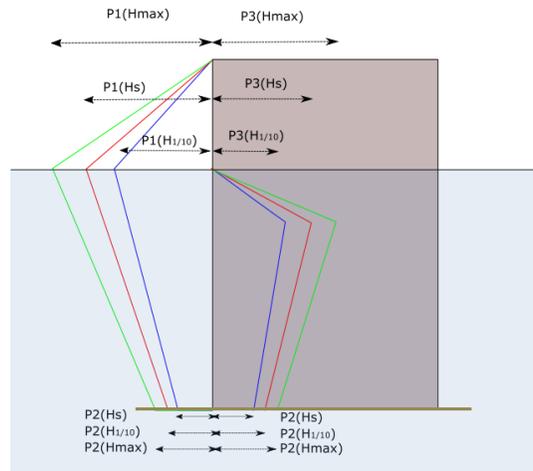
P1	70.3 kN/m <sup>2</sup>	7.2 t/m <sup>2</sup>
P2	56.3 kN/m <sup>2</sup>	5.7 t/m <sup>2</sup>
P3	54 kN/m <sup>2</sup>	5.5 t/m <sup>2</sup>

**Presiones Totales Hmax**

P1	101.5 kN/m <sup>2</sup>	10.4 t/m <sup>2</sup>
P2	79.8 kN/m <sup>2</sup>	8.1 t/m <sup>2</sup>
P3	70.2 kN/m <sup>2</sup>	7.2 t/m <sup>2</sup>

De la misma manera descrita anteriormente, se evaluó la tormenta ocurrida en julio de 2013 obteniendo las presiones indicadas en la Tabla 6-16.

Tabla 6-16: Presiones totales método de Sainflou. Caso tormenta.



Presiones Totales Caso Tormenta Hs

P1	41.8 kN/m <sup>2</sup>	4.3 t/m <sup>2</sup>
P2	34.2 kN/m <sup>2</sup>	3.5 t/m <sup>2</sup>
P3	35.4 kN/m <sup>2</sup>	3.6 t/m <sup>2</sup>

Presiones Totales Caso Tormenta (H<sub>1/10</sub>)

P1	53.6 kN/m <sup>2</sup>	5.5 t/m <sup>2</sup>
P2	43.5 kN/m <sup>2</sup>	4.4 t/m <sup>2</sup>
P3	43.6 kN/m <sup>2</sup>	4.4 t/m <sup>2</sup>

Presiones Totales Caso Tormenta (H<sub>max</sub>)

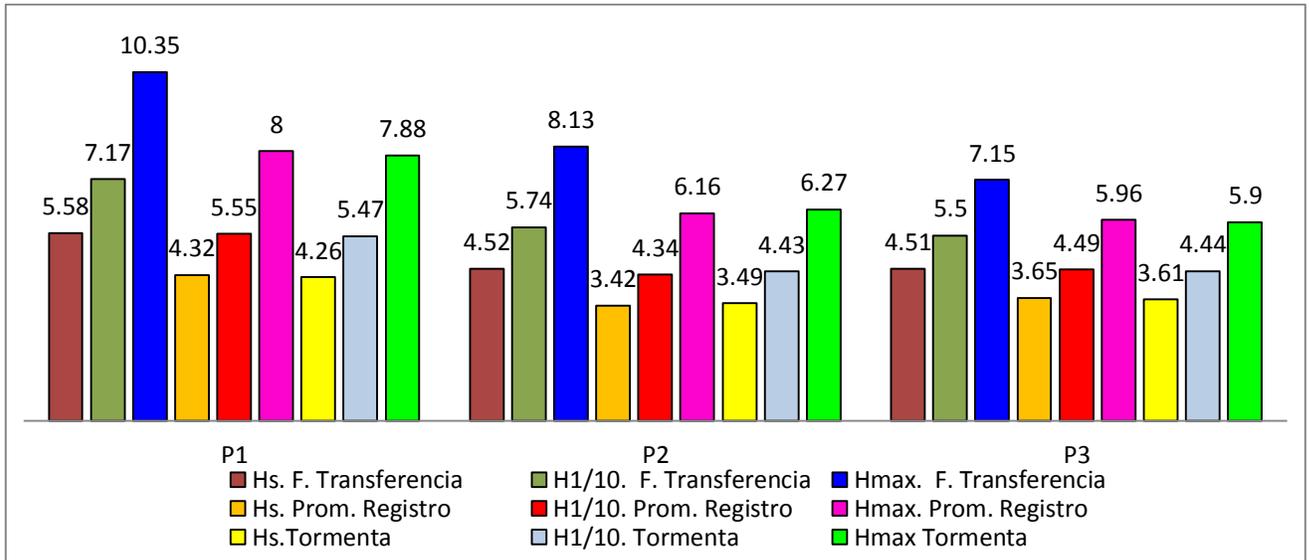
P1	77.3 kN/m <sup>2</sup>	7.9 t/m <sup>2</sup>
P2	61.6 kN/m <sup>2</sup>	6.3 t/m <sup>2</sup>
P3	57.9 kN/m <sup>2</sup>	5.9 t/m <sup>2</sup>

De acuerdo a las tablas Tabla 6-14, Tabla 6-15 y Tabla 6-17, la formulación de Sainflou entrega diferentes solicitaciones de acuerdo a cada metodología de selección del periodo, siendo las presiones más altas aquellas generadas a partir de las funciones de transferencia en aproximadamente 30%.

Se destaca que al comparar las presiones obtenidas con la altura de  $T_r=100$  años y un periodo  $T_p= 16s$  de acuerdo al promedio del registro de valores extremo (Tabla 6-5), se logran presiones similares a las de la tormenta de julio de 2013, que está asociada a un  $T_r=23$  años.

En el Gráfico 6-7 se presentan el resumen de las presiones de acuerdo a altura y metodología.

Gráfico 6-7: Comparación presiones según escenario. Sainflou (1929).



Fuente: Elaboración propia.

6.4.2.2 FUERZAS SOBRE CABEZO MOLO DE ABRIGO PUERTO DE ANTOFAGASTA. MINIKIN (1963)

La formulación de Minikin (1963), estima las cargas impulsivas utilizando la altura de ola en rotura (que en este caso particular no existe). Por lo tanto, utilizando dos criterios de rotura diferentes y las metodologías de selección de periodo y dirección presentadas anteriormente, se estimaron las cargas. Los resultados se presentan en la Tabla 6-17, Tabla 6-18 y Tabla 6-19.

Tabla 6-17: Fuerzas y momentos totales. Promedio registro tormentas de aguas profundas.

Fuerzas y momentos totales		McCowan (1891)		
Ft	22178.9 kN/m	2261 t/m		Fuerza total
Mt	422059.5 kN-m/m	43023.4 t m/m		Momento total
Fuerzas y momentos totales		Goda (1975)		
Ft	19040.9 kN/m	1941 t/m		Fuerza total
Mt	356482 kN-m/m	36338.6 t m/m		Momento total

Tabla 6-18: Fuerzas y momentos totales. Análisis de funciones de transferencia.

Fuerzas y momentos totales		McCowan			
Ft	19672.4	kN/m	2005.3	t/m	Fuerza total
Mt	368494.8	kN-m/m	37563.2	t m/m	Momento total

Fuerzas y momentos totales		Goda			
Ft	17726.1	kN/m	1806.9	t/m	Fuerza total
Mt	327944.8	kN-m/m	33429.7	t m/m	Momento total

Tabla 6-19: Presiones totales método de Minikin. Caso tormenta.

Fuerzas y momentos totales		McCowan			
Ft	20837.6	kN/m	2124.1	t/m	Fuerza total
Mt	393394.9	kN-m/m	40101.4	t m/m	Momento total

Fuerzas y momentos totales		Goda			
Ft	18367.6	kN/m	1872.3	t/m	Fuerza total
Mt	341855.1	kN-m/m	34847.6	t m/m	Momento total

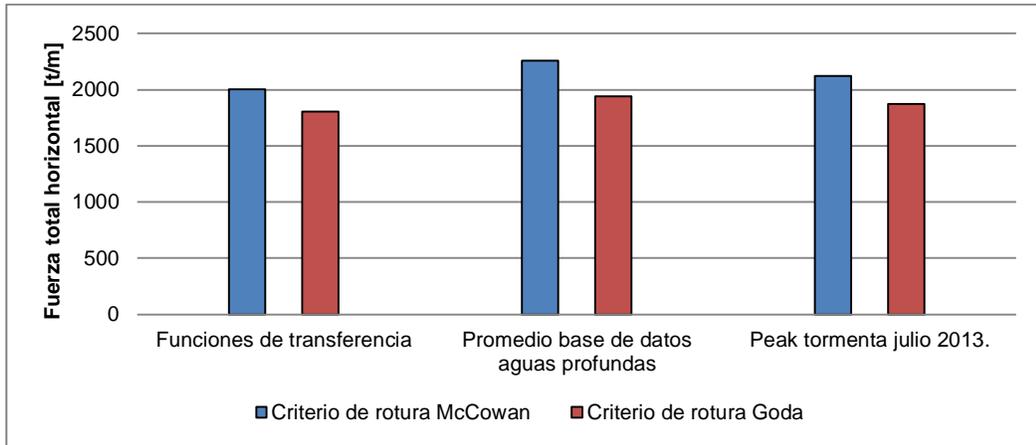
De acuerdo a las cargas obtenidas se observa una disminución en las fuerzas totales al utilizar periodos altos. Allsop et al (1996c) estudio esta situación, indicando que la formulación de Minikin es dimensionalmente inconsistente y que las cargas totales predichas son incorrectas, debido a que las solicitaciones decrecen con el incremento de la longitud de ola, afirmando que estas incompatibilidades se deben principalmente a un error de conversión de unidades del sistema británico al métrico del factor 101 de la ecuación de Minikin. (ver Anexo I para más detalles).

$$P_m = 101w \frac{H_b d_s}{L_D D} (D + d_s)$$

- w : Peso específico del agua.
- D : Profundidad a una longitud de onda del muro.
- L<sub>D</sub> : Longitud de onda a la profundidad D.

Lo descrito anteriormente se observa en el Gráfico 6-8.

Gráfico 6-8: Comparación cargas según escenario. Minikin (1963).



6.4.2.1 FUERZAS SOBRE CABEZO MOLO DE ABRIGO PUERTO DE ANTOFAGASTA. GODA EXTENDIDO (1994)

Se presentan los resultados de las presiones totales de levante y lateral siguiendo la nomenclatura que muestra la Figura 6-20 y Figura 6-21 y la formulación de Goda extendido. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 6-20, Tabla 6-21 y Tabla 6-22.

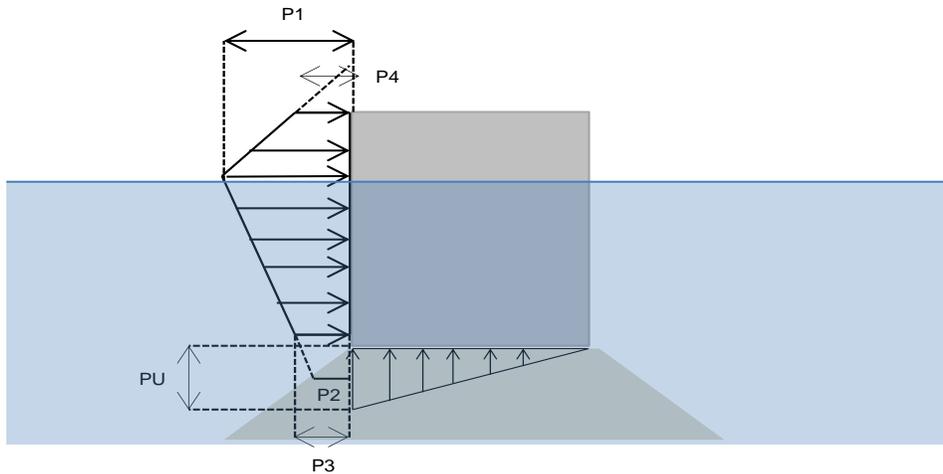


Figura 6-20. Distribución de presiones Goda.

Fuente: Elaboración Propia

Figura 6-21: Ilustración de Presiones Totales sobre Muro.

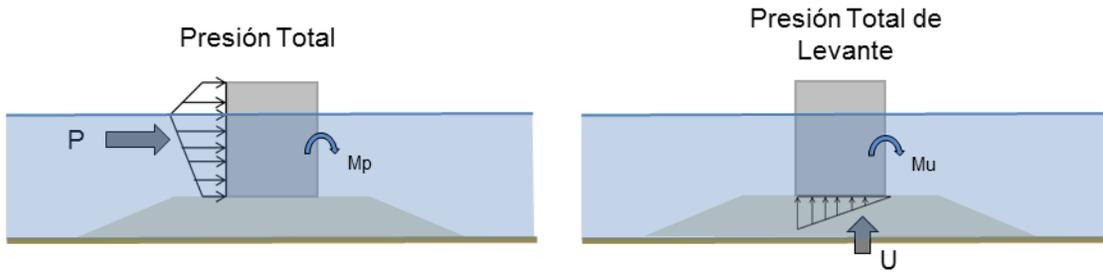


Figura 6-22. Distribución de presiones Goda.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 6-20: Presiones, fuerzas y momentos totales. Promedio registro tormentas de aguas profundas.

Presiones		
P1	72.1 kN/m <sup>2</sup>	7.4 t/m <sup>2</sup>
P2	60.4 kN/m <sup>2</sup>	6.2 t/m <sup>2</sup>
P3	66.3 kN/m <sup>2</sup>	6.8 t/m <sup>2</sup>
P4	58.3 kN/m <sup>2</sup>	5.9 t/m <sup>2</sup>
Pu	58.5 kN/m <sup>2</sup>	6.0 t/m <sup>2</sup>
Fuerzas		
P	860.4 kN/m	87.7 t/m
U	467.8 kN/m	47.7 t/m
Momentos totales		
Mp	5405.6 kN m /m	551.0 t m /m
Mu	4990.2 kN m /m	508.7 t m /m

Tabla 6-21: Presiones, fuerzas y momentos totales. Análisis de funciones de transferencia

Presiones		
P1	100.1 kN/m <sup>2</sup>	10.2 t/m <sup>2</sup>
P2	87.2 kN/m <sup>2</sup>	8.9 t/m <sup>2</sup>
P3	93.7 kN/m <sup>2</sup>	9.6 t/m <sup>2</sup>
P4	85.3 kN/m <sup>2</sup>	8.7 t/m <sup>2</sup>
Pu	80.3 kN/m <sup>2</sup>	8.2 t/m <sup>2</sup>

Fuerzas		
P	1207.5 kN/m	123.1 t/m
U	642.8 kN/m	65.5 t/m
Momentos totales		
Mp	7587.6 kN m /m	773.5 t m /m
Mu	6856.0 kN m /m	698.9 t m /m

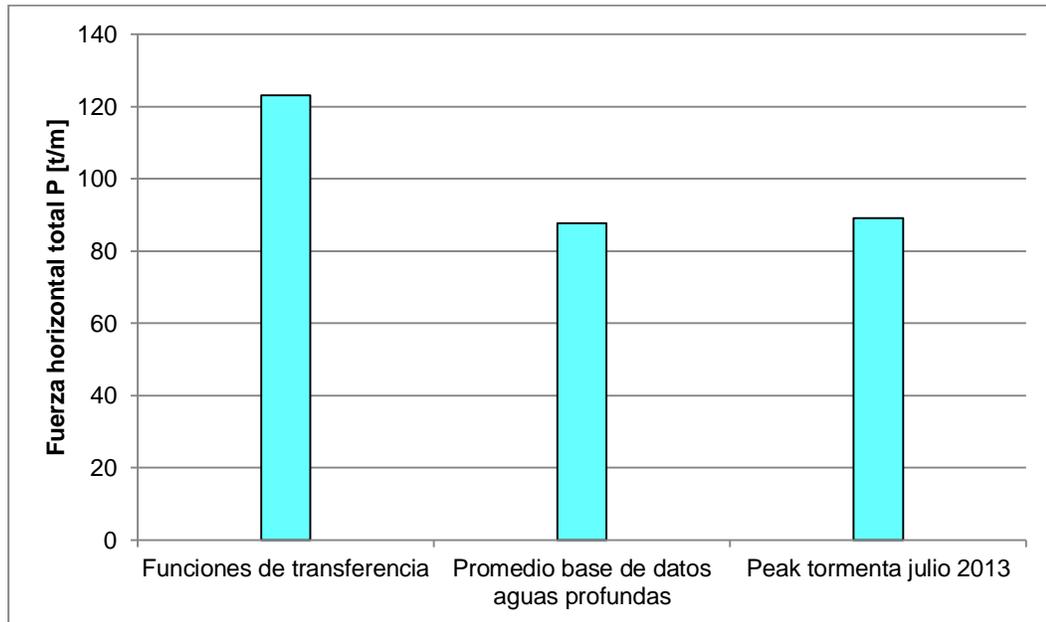
Tabla 6-22: Presiones, fuerzas y momentos totales método de Goda extendido. Caso tormenta.

Presiones		
P1	72.9 kN/m <sup>2</sup>	7.4 t/m <sup>2</sup>
P2	62.7 kN/m <sup>2</sup>	6.4 t/m <sup>2</sup>
P3	67.9 kN/m <sup>2</sup>	6.9 t/m <sup>2</sup>
P4	58.8 kN/m <sup>2</sup>	6.0 t/m <sup>2</sup>
Pu	60.2 kN/m <sup>2</sup>	6.1 t/m <sup>2</sup>
Fuerzas		
P	874.1 kN/m	89.1 t/m
U	481.8 kN/m	49.1 t/m
Momentos totales		
Mp	5479.0 kN m /m	558.5 t m /m
Mu	5138.8 kN m /m	523.8 t m /m

Considerando la metodología de Goda al incorporar la influencia del periodo específicamente en su parámetro  $\alpha_1$  (más detalles en anexo II), las cargas sobre el muro aumentan para periodos más largos en aproximadamente 40%. Las diferencias en cargas horizontales P se observan en el Gráfico 6-9, donde se aprecia la similitud de las solicitaciones del caso de selección promedio de aguas profundas con la tormenta de julio de 2013. Por lo tanto, la metodología de selección de parámetros a partir de las funciones de transferencia entrega mayores cargas.

Además de considerar el periodo para la evaluación de solicitaciones, ésta formulación incorpora el ángulo de incidencia, por lo que las cargas aumentarán a medida que las olas incidan de manera perpendicular a la normal del muro de protección (ver anexo II).

Gráfico 6-9: Comparación cargas. Goda (1994).



Fuente: Elaboración propia.

## 6.5 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

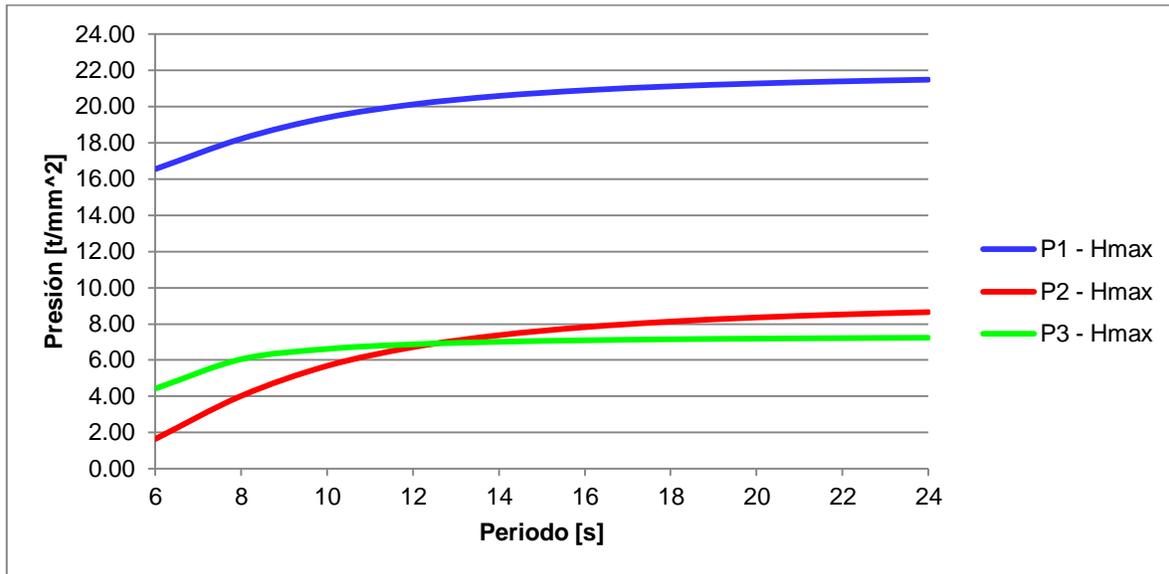
En función de los resultados obtenidos en los apartados anteriores, donde se observaron aumentos en fuerzas y presiones al seleccionar periodos elevados, así como también diferentes direcciones de incidencia, se realizó un análisis de sensibilidad de la formulaciones para corroborar esta dependencia.

### 6.5.1 SENSIBILIDAD METODOLOGÍA SAINFLOU (1928)

Las cargas obtenidas con Sainflou (1928) variarán en su magnitud según la altura de ola seleccionada ( $H_{max}$ ,  $H_{1/3}$ ,  $H_{1/10}$ ), sin embargo esta dependencia es clara, por lo tanto se analizó su relación con el periodo considerando una altura máxima de 10.65m.

El Gráfico 6-10 muestra un aumento de las presiones en función del incremento del periodo, corroborando la dependencia de este parámetro en los resultados.

Gráfico 6-10: Variación de la presión en función del periodo (Hmax). Formulación Sainflou (1928).

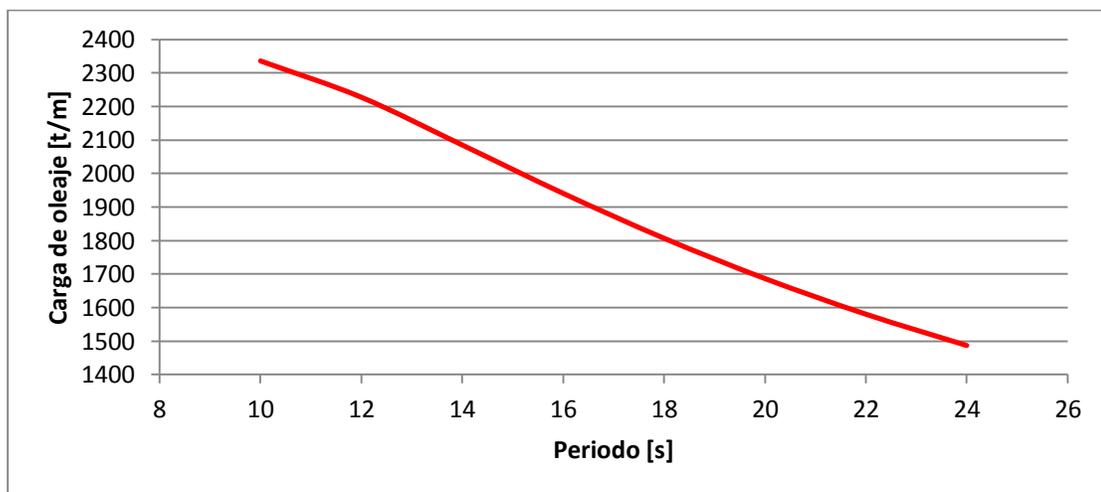


Fuente: Elaboración propia

### 6.5.2 SENSIBILIDAD METODOLOGÍA MINIKIN (1963)

La sensibilidad de la formulación de Minikin (1963), se analizó considerando el criterio del criterio de rotura de Goda (1975), el cual considera el periodo y la influencia de la pendiente de fondo. Para conocer la sensibilidad de la formulación, se discretizó el periodo manteniendo constante la profundidad y la pendiente de fondo (Gráfico 6-11).

Gráfico 6-11: Variación de la carga total horizontal en función del periodo. Método de Minikin (1963).



El gráfico Gráfico 6-11 muestra una clara disminución de las cargas horizontales a medida que se aumenta el periodo, esta disminución refleja una inconsistencia en la formulación de Minikin (1963), corroborando lo indicado por Allsop et al (1996c).

### 6.5.3 SENSIBILIDAD METODOLOGÍA DE GODA (1994)

Se evaluó la sensibilidad de las cargas obtenidas mediante la formulación de Goda ante variaciones del periodo y dirección, para ello se discretizaron estos parámetros, encontrando que para el caso de la dirección de incidencia las cargas horizontales y de levante aumentan a medida que el oleaje se orienta de manera normal al muro, es decir formando un ángulo de  $0^\circ$  con la perpendicular del dique (Figura 6-23). Por otro lado, las cargas disminuyen en función a la alineación oblicua del oleaje al muro. Lo descrito se ilustra en el Gráfico 6-12.

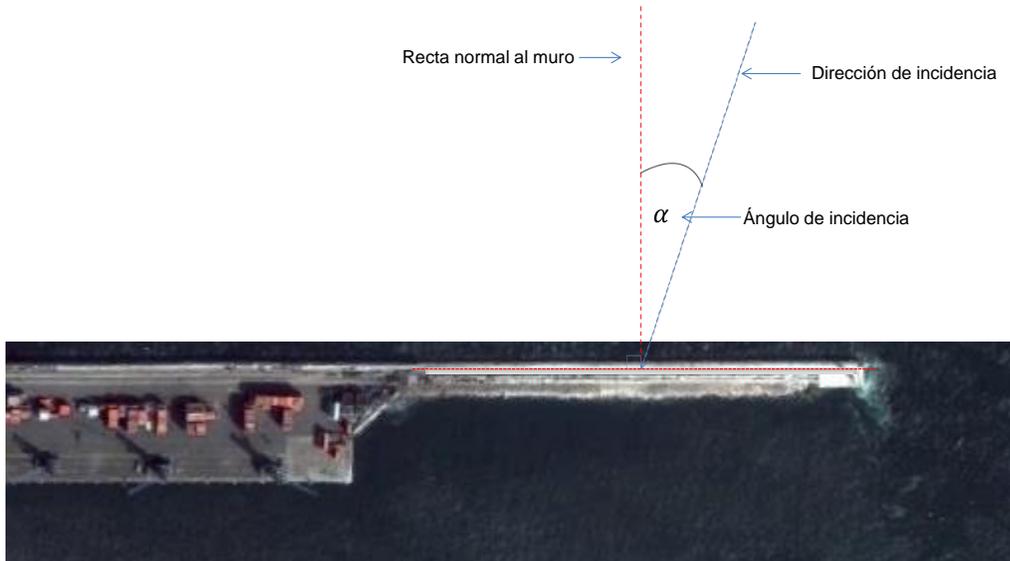
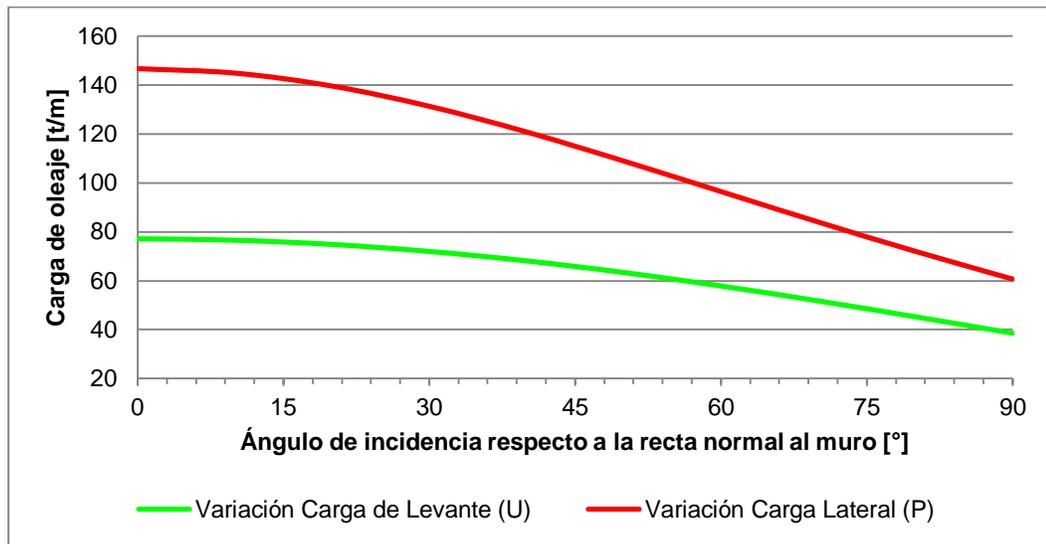


Figura 6-23: Ilustración dirección de incidencia.

Fuente: Elaboración propia

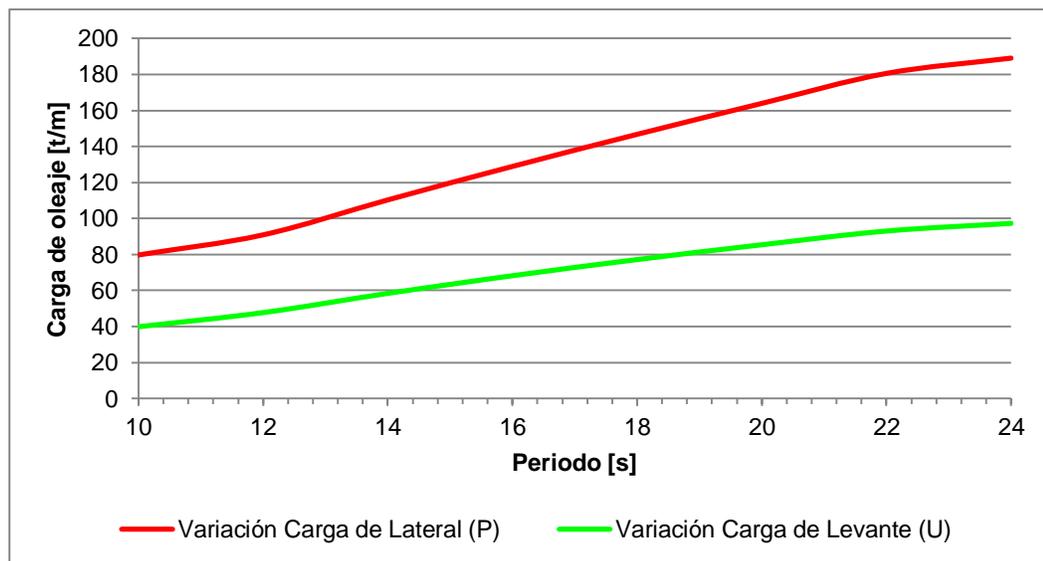
Gráfico 6-12: Variación de la carga horizontal (P) y levante (U) en función del ángulo de incidencia. Formulación Goda.



Fuente: Elaboración propia.

La variación de la carga en función del periodo se presenta en Gráfico 6-13, donde se ilustra que a medida que se aumenta el periodo las cargas horizontales (P) y de levante aumentan (U).

Gráfico 6-13: Variación de la carga horizontal (P) y levante (U) en función del ángulo de incidencia. Formulación Goda.



Fuente: Elaboración propia

## 6.6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

La estabilidad de las estructuras verticales variará de acuerdo al criterio utilizado y a la literatura seguida. Goda (1985), recomienda factores de seguridad de deslizamiento y vuelco de 1.2. En Chile, la Guía de Diseño de la Dirección de Obras Portuarias propone factores de seguridad correspondientes a 1.4 al deslizamiento y 1.2 al vuelco. Mientras que la Recomendación de Obras Marítimas Españolas (ROM 05/94) entrega factores según situaciones persistentes y accidentales, que en este caso corresponden a de corto plazo (Tabla 6-23).

Tabla 6-23: Factores de seguridad según ROM 05/94.

Estados límites últimos de rotura de tipo geotécnicos	Situaciones	
	Persistentes (largo plazo)	Accidentales (corto plazo)
Deslizamiento hormigón / escollera	1.4	1.2
Hundimiento	2.5	2
Vuelco	1.4	1.2
Estabilidad global	1.3	1.1

Fuente: Recomendación de Obras Marítimas Españolas 05/94.

Lo anterior se resume en la Tabla 6-24

Tabla 6-24: Resumen factores de seguridad propuestos en la literatura.

ROM		Goda		DOP	
Deslizamiento	Vuelco	Deslizamiento	Vuelco	Deslizamiento	Vuelco
1.2	1.2	1.2	1.2	1.4	1.2

Se determinó la estabilidad en función de las recomendaciones de Goda (1985), considerando el comportamiento de la estructura como monolítica. Se utilizó un coeficiente de fricción  $\mu$  de 0.6, el cual es ampliamente empleado en diseño de muros verticales en Japón (Goda, 1985).

Las fuerzas y momentos utilizados sobre el muro se presentan en el siguiente diagrama de cuerpo libre.

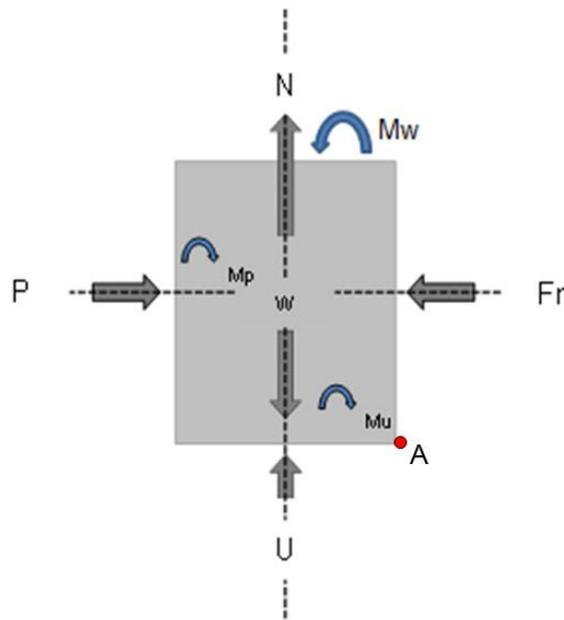


Figura 6-24: Diagrama de cuerpo libre de fuerzas que actúan sobre un muro.

Fuente: Elaboración propia

P: fuerza Horizontal, N: componente Normal, Fr: fuerza de roce, U: fuerza de levante, Mp: momento volcante dado una fuerza P (respecto al punto A), momento volcante dado una fuerza U (respecto al punto A), Mw: momento restaurador (respecto al punto A).

Del análisis de estabilidad realizado y presentado en la Tabla 6-25 se desprende que para el escenario donde se selecciona el periodo y dirección a través de funciones de transferencia, los factores de seguridad al deslizamiento son menores que los obtenidos con la metodología de selección mediante el promedio de la base de datos. Los factores de seguridad al vuelco por su lado, independiente de la literatura, recomendación o método de selección de parámetros de periodo y dirección, cumplen de buena manera los mínimos exigidos. Por lo tanto, los factores de seguridad al deslizamiento serán mucho más sensibles, disminuyendo si se consideran periodos elevados, haciéndolos más cercanos a los recomendados en la literatura (ver Tabla 6-24), pudiendo incluso estar al límite de la falla.

Tabla 6-25: Factores de seguridad casos analizados.

	Promedio registro de aguas profundas	Análisis funciones de transferencia	Peak tormenta julio 2013
Factor de seguridad deslizamiento	2.2	1.5	2.1
Factor de seguridad vuelco	4.37	2.87	4.28

Con respecto a los factores obtenidos en función a las cargas generadas por la tormenta de julio de 2013, no se observan fallas al deslizamiento o vuelco, por lo que los daños en el puerto de Antofagasta probablemente fueron causados por factores anexos a cargas de oleaje, los cuales se recomienda analizar con modelos físicos para observar con mayor detalle los mecanismos de falla.

## **7 RECOMENDACIONES DE USO FORMULACIONES**

La formulación de Sainflou (1928) entrega resultados que muestran una dependencia del periodo, sin embargo, no contempla la posibilidad de ocurrencia de cargas impulsivas ni tampoco de levante (fuerzas triangulares generadas en la base del muro). En relación a la geometría, esta metodología no considera los efectos causados por efecto de una berma de apoyo (diques mixtos). En cuanto al campo de aplicación, ésta se restringe solamente a oleaje regular donde no exista sobrepaso. Para la selección adecuada de la altura de diseño, no existe claridad, sin embargo, ante la posible falla inmediata de este tipo de obras el uso de altura máxima entregará resultados por el lado de la seguridad.

La formulación de Minikin (1963), entrega fuerzas elevadas aproximadamente 18 veces superior que Goda (1994) y Sainflou (1928). Su uso debe ser con cuidado, ya que de acuerdo a Allsop (1996c), tiene un problema dimensional en los parámetros, entregando cargas laterales elevadas con periodos bajos.

En los casos donde no se genera rotura sobre la estructura vertical, el método clásico de Goda (1975) resulta conservador (Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan, 2002).y por lo tanto válido por el lado de la seguridad; mientras que en el caso de rotura, se debe poner atención a las cargas obtenidas.

El método de Goda extendido por su consideración de cargas impulsivas entrega información mucho más fiable. Se debe tener en cuenta que esta metodología deja de entregar resultados óptimos en aguas poco profundas por lo que se debe considerar el uso de modelos hidráulicos (Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan, 2002).

A pesar de que ese ha estudiado ampliamente las cargas sobre estructuras verticales, las normas y estándares aún recomiendan las metodologías de Sainflou (1928) y Goda extendido (1994). En la Tabla 7-1 se resume la literatura y la metodología propuesta para los diseños de estructuras verticales más reciente.

Tabla 7-1: Formulaciones propuestas en la literatura más reciente.

Literatura / País	Formulación propuesta	
Coastal Engineering Manual (2006) / Estados Unidos	Goda extendido (1994)	Sainflou (1928)
British Standard Institute (2000) / Inglaterra	Goda extendido (1994)	
Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan (2002) / Japón	Goda extendido (1994)	
Guía de Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas Costeras (2012) / Chile	Goda extendido (1994)	Sainflou (1928)
Permanent International Association of Navigation Congress, PIANC (Report of Working Group 28, 2003)	Goda extendido (1994)	

## **8 CONCLUSIONES FINALES**

Sobre la base del análisis de clima extremo realizado, se verificó que la tormenta ocurrida entre los días 3 y 7 de julio de 2013, no superó una altura de ola asociada a un periodo de retorno de  $T_r = 100$  años, considerando una base de datos de 30 años de extensión para este caso particular.

Se verificó que la magnitud de la altura de ola al pie de la estructura obtenida con la metodología propuesta por Goda (1985), aumenta con la selección de periodos altos y con ello las cargas.

Se comprobó que las cargas de oleaje aumentan con la selección de periodos altos, salvo al utilizar la formulación de Minikin.

En cuanto a la dirección, se obtuvo un incremento de las cargas en función a la incidencia perpendicular al muro al utilizar la formulación de Goda (1994).

Es posible obtener cargas asociadas a alturas de ola de diseño con periodos de retorno elevados, solamente al considerar periodos de oleaje altos.

Por lo tanto, se recomienda utilizar formulaciones que incluyan el periodo y la dirección dentro de sus variables para la determinación de cargas, siendo la más completa la ecuación de Goda (1994).

Paralelo a la determinación de cargas, se evaluó la estabilidad del cabezo del Puerto de Antofagasta, encontrando diferencias en los factores de seguridad, siendo los más cercanos a la falla aquellos obtenidos con la selección de periodo y dirección mediante funciones de transferencia. Si bien es cierto no se demostró el mecanismo de falla del muro vertical con formulaciones existentes, en el futuro es recomendable realizar modelos físicos para mayor seguridad ante la simplicidad de las ecuaciones existentes.

Las diferencias en cargas obtenidas al considerar distintos escenarios de selección de periodo y dirección reflejan la importancia de estos parámetros, ya que no sólo controlarán el dimensionamiento de una obra, sino que también controlarán: factores de seguridad, cotas de coronación de muelles para evitar slamming, cotas de coronación en muros verticales y rompeolas en talud para evitar sobrepaso.

En la actualidad los diseños de obras marítimas se realizan en función de una altura de ola extrema como información principal, sin embargo, de acuerdo a los análisis realizados se logró determinar la importancia del periodo y la dirección, esta situación hace reflexionar sobre la importancia de incluir en los análisis estos parámetros. En consecuencia, tomando como base lo expuesto por Hernández y Meza (2014) para una correcta obtención de parámetros de diseño, se debe hacer hincapié en:

- Contar con información de oleaje sólida, ya sea de pronóstico o de reanálisis.
- Poner atención a las características de los periodos, en especial a los largos.

Considerando la importancia de los parámetros de periodo y dirección para los diseños se recomienda:

- Seleccionar los parámetros de periodo y dirección a partir de las funciones de transferencia, de acuerdo al riesgo asumido.
- Identificar las características de la zona de estudio.
- Verificar la existencia de los parámetros dentro de la data de aguas profundas.
- Conocer los criterios e índices de rotura, ya que es fundamental para los diseños de obras marítimas, dado que será un primer indicador de las posibles presiones y sollicitaciones del tipo impulsivas generadas sobre la estructura.

La determinación de estos parámetros de manera correcta será un aporte en la toma de decisiones en proyectos de diseño de obras marítimas, no obstante, es probable que se obtengan diferentes combinaciones de periodo y dirección, por lo que para futuros análisis se recomienda seleccionar un grupo de escenarios posibles, los cuales posteriormente se utilizarán en los diseños en función al nivel de riesgo que se quiera asumir.

## 9 **BIBLIOGRAFÍA**

- Allsop, N.W.H.; Vicinanza, D.; Calabrese, M.; Centurioni, L., (1996c), "Breaking Wave Impact Loads on Vertical Faces", ISOPE International Offshore and Polar Engineering-Conference, pp-185, Los Angeles, California.
- Burcharth H.F "State of Art in the Design of Coastal Structures", Laboratorio de Hidráulica e Ingeniería de Costas, Departamento de Ingeniería Civil Universidad de Aalborg, Dinamarca 1998.
- Dirección de Obras Portuarias. "Guía para el Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras". Santiago de Chile, 2013.
- Empresa Portuaria San Antonio (EPSA), "Plan Maestro del Puerto de San Antonio", 2013.
- Hernández B, Meza C. "Modelación Numérica de las Marejadas en las Costas de Chile" VI Seminario de Ingeniería y Operación Portuaria, SIOP, Iquique 2014.
- Goda, Yoshimi. "Random Seas and Design of Maritime Structures". World Scientific, Universidad de Tokyo, Japón, 2000.
- Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas. "Documentos de Referencia", Volumen I y II. Universidad de Cantabria, España, 2000.
- Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas. "Documento Temático Regeneración de Playas". Universidad de Cantabria, España, 1998.
- Izaguirre Cristina, "Estudio de la Variabilidad Climática de Valores Extremos de Oleaje" Universidad de Cantabria, 2010, España.
- Liu,Z, y Frigaard, P "Generation and Analysis of Random Waves", laboratorio de Hidráulica e Ingeniería de Costas, Universidad de Aalborg, Dinamarca 2001.
- Kinsman, B. "Wind Waves, Printice-Hall, Englewood Cliffs". Nueva Jersey, 1965.
- McConnell, K., N.W.H. Allsop and I. Cruickshank: Piers, jetties and related structures exposed to waves: guidelines for hydraulic loadings, HR Wallingford, Wallingford, UK, 2004, ISBN 072773265X, 2004.
- MOPU. "ROM. 02-90. Acciones en el Proyecto de Obras Marítimas y Portuarias". España, 1990.

- MOPU. "ROM 3.1-99. Proyecto de la Configuración Marítima de Puertos, Canales de Acceso y Áreas de Flotación.
- Nicolau del Roure Olivares, Francisco Javier. "Evaluación de Metodologías de Transferencia de Oleaje desde Aguas Profundas hacia Aguas Someras". Santiago, Universidad de Chile, 2004.
- OCDI. "Technical Standards and Commentaries for Port and Harbor Facilities". Japón, 2002.
- Orrego Lira Jorge, "Puertos Chilenos" Chile, 1933.
- Puerto de Antofagasta, "Plan Maestro del Puerto de Antofagasta", 2008.
- Sierra J.P. y Lo Presti A. "Estudio Comparativo de Criterios de Rotura del Oleaje Regular". Universidad Politécnica de Catalunya, España. 1997.
- Silva Casarín R. "Análisis y Descripción Estadística del Oleaje". Instituto de Ingeniería, UNAM, 2005.
- Solano M. "Caracterización Extremal del Oleaje en la Costa Catalana". Universidad Politécnica de Catalunya, España. 2004.
- U. S. Army Corps of Engineers. "Shore Protection Manual". Volumen I and II, 1984.
- U. S. Army Corps of Engineers. "Coastal Engineering Manual", Hydrodynamic Analysis and Design Conditions chapter II-8, 2002.
- U. S. Army Corps of Engineers. "Coastal Engineering Manual", Fundamentals of Design chapter 5, 2006.
- U. S. Army Corps of Engineers. "Coastal Engineering Manual", Water Wave Mechanics chapter 1, 2006.
- van der Meer, Jentsje W. "Rock Slopes and Gravel Beaches under Waves Attack". Delft Hydraulics Communication, Netherlands, 1988.

## 10 ANEXOS

**ANEXO I**  
**Fórmulas y Coeficientes Empíricos para**  
**Determinar las Bandas de Confianza (Goda, 1988)**

## Bandas de Confianza

Utilizando las siguientes formulaciones es posible determinar las bandas de confianza de la muestra de tormentas:

$$\sigma_{xr} = \sigma_z \cdot \sigma_x \quad (10-1)$$

Donde:

$\sigma_z$  : Desviación estándar propuesta por Goda (1988).

$\sigma_x$  : Desviación estándar de las olas analizadas.

Luego se tiene que

$$\sigma_z = \frac{1}{\sqrt{N}} [1.0 + a(Y_r - c + \alpha \ln v)^2]^{1/2} \quad (10-2)$$

$$a = a_1 \exp[a_2 N^{-1.3} + k(-\ln v)^2] \quad (10-3)$$

$v$  : Número de eventos/años de observación  
(Ecuación (10-3), válida para las distribuciones de Gumbel y Weibull).

## Coeficientes Empíricos

Tabla 10-1: Coeficientes empíricos de la formulación de desviación estándar para eventos extremos (Goda 1988).

Distribución	$a_1$	$a_2$	k	c	$\alpha$
Gumbel	0.64	9	0.93	0	1.33
Weibull (k = 0.75)	1.65	11.4	-0.63	0	1.15
Weibull (k = 1.0)	1.92	11.4	0	0.3	0.9
Weibull (k = 1.4)	2.05	11.4	0.69	0.4	0.72
Weibull (k = 2)	2.24	11.4	1.34	0.5	0.54

Fuente: Random Seas and Design of Maritime Structures. World Scientific, University of Tokyo. Japón, 2000.

Tabla 10-2: Niveles de confianza para valores de altura de olas extremas.

Nivel de confianza (%)	Intervalo de confianza	
80	$1.28\sigma_{xr}$	$-1.28\sigma_{xr}$
85	$1.44\sigma_{xr}$	$-1.44\sigma_{xr}$
90	$1.65\sigma_{xr}$	$-1.65\sigma_{xr}$
95	$1.96\sigma_{xr}$	$-1.96\sigma_{xr}$
99	$2.58\sigma_{xr}$	$-2.58\sigma_{xr}$

Fuente: Random Seas and Design of Maritime Structures. World Scientific, University of Tokyo. Japón, 2000.

**ANEXO II**  
**Formulaciones para Estimar Fuerzas sobre Muros**  
**Verticales**

## Formulación de Sainflou (1928)

$$P_1 = (P_2 + \rho_w \cdot g \cdot h_s) \frac{H + \delta_0}{h_s + H + \delta_0} \quad (10-4)$$

$$P_2 = \frac{\rho_w \cdot g \cdot H}{\cosh \frac{2\pi \cdot h_s}{L}} \quad (10-5)$$

$$P_3 = \rho_w \cdot g(H - \delta_0) \quad (10-6)$$

$$\delta_0 = \frac{\pi \cdot H^2}{L} \coth \frac{2\pi h_s}{L} \quad (10-7)$$

- H : Altura de ola de diseño.
- $P_1$  : Presión en el nivel de agua en reposo (cota = h).
- $P_2$  : Presión en la base de la pared (cota = 0).
- $P_3$  : Presión en la cota  $h + \delta_0 - H$ .
- $\delta_0$  : Sobrelevación máxima del nivel debido al movimiento orbital de las partículas.
- h : Profundidad.
- L : Longitud de onda.
- $\rho \cdot g$  : Peso específico agua de mar.

**Formulación Minikin (1955, 1963)**

$$P_m = 101w \frac{H_b d_s}{L_D D} (D + d_s)$$

$w$  : Peso específico del agua.

$D$  : Profundidad a una longitud de onda del muro.

$L_D$  : Longitud de onda a la profundidad  $D$ .

Los parámetros restantes se describen en la Figura 5-16

## Parámetros formulación de Goda Extendida (1994)

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)\lambda_1 H_{diseño} \quad (10-8)$$

$$P_1 = 0.5(1 + \cos\beta)(\alpha_1\lambda_1 + \alpha_2\lambda_2\cos^2\beta)\rho_w g H_{diseño} \quad (10-9)$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad (10-10)$$

$$P_3 = \alpha_3 P_1 \quad (10-10)$$

$$P_4 = \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) P_1 \quad \text{Para } \eta^* > h_c \quad ; \quad P_4 = 0 \quad \text{Para } \eta^* < h_c \quad (10-11)$$

$$P_u = 0.5(1 + \cos\beta)\alpha_1\alpha_3\lambda_3\rho_w g H_{diseño} \quad (10-12)$$

Donde :

$\beta$  : Ángulo formado por la dirección de aproximación del oleaje y la línea normal a la alineación del muro.

$H_{diseño}$ : Altura de ola más alta en un estado de mar ubicada frente al muro. Sin embargo Goda (1985), indica que si la obra está fuera de la zona de rompiente, la altura de diseño ( $H_{diseño}$ ) será igual a  $H_{máx} = 1.8H_{1/3}$ . En el caso que se esté dentro de la zona de rompiente  $H_{diseño}$ , será considerada como la ola rompiente más alta a una distancia de  $5H_{1/3}$ .

- $\alpha_*$  :  $\alpha_2$   
 $\alpha_1$  :  $0.6 + 0.5 \left[ \frac{\frac{4\pi h_s}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi h_s}{L}\right)} \right]^2$   
 $\alpha_2$  : Menor entre  $\frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H_{diseño}}{d} \right)^2$  y  $\frac{2d}{H_{diseño}}$   
 $\alpha_3$  :  $1 - \frac{h_w - h_c}{h_s} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h_s}{L}\right)} \right]$   
 $L$  : Longitud de onda a una profundidad  $h_b$ .  
 $h_b$  : Profundidad de rotura a una distancia de  $5H_{1/3}$ .  
 $\lambda_1, \lambda_2$  : Factores de modificación de presión de onda.  
 $\lambda_3$  : Factor de modificación de presión de levante.

Nuevos parámetros para altura significativa. Goda (1985)

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H'_0 & h/L_0 \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0 H'_0 + \beta_1 h), \beta_{max} H'_0, K_s H'_0\} & h/L_0 < 0.2 \end{cases} \quad (10-13)$$

Donde:

$$\beta_0 = 0.028 \left( \frac{H'_0}{L_0} \right)^{-0.38} \exp[20(\tan\theta)^{1.5}]$$

$$\beta_1 = 0.52 \exp[4.2 \tan\theta]$$

$$\beta_{max} = \max \left\{ 0.92, 0.32 \left( \frac{H'_0}{L_0} \right)^{-0.29} \exp[2.4 \tan\theta] \right\}$$

$$H_{max} = \begin{cases} 1.8 K_s H'_0 & h/L_0 \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0^* H'_0 + \beta_1^* h), \beta_{max}^* H'_0, K_s H'_0\} & h/L_0 < 0.2 \end{cases} \quad (10-14)$$

Donde:

$$\beta_0^* = 0.052 \left( \frac{H'_0}{L_0} \right)^{-0.38} \exp[20(\tan\theta)^{1.5}]$$

$$\beta_1^* = 0.6352 \exp[3.8 \tan\theta]$$

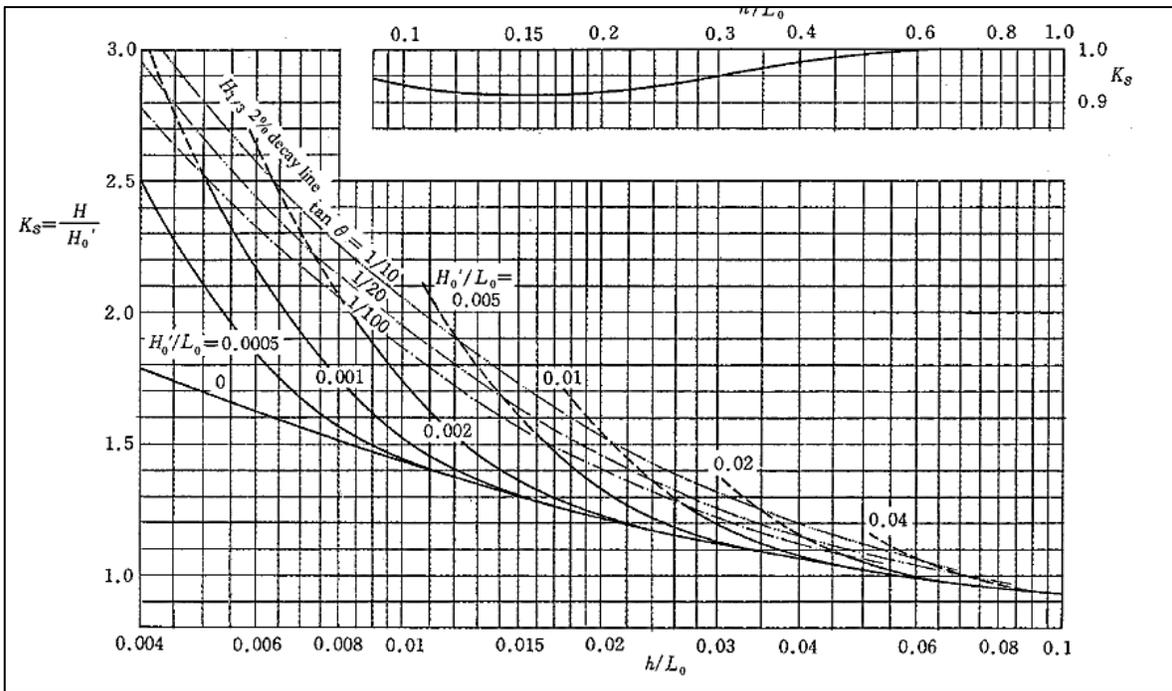
$$\beta_{max}^* = \max \left\{ 1.65, 0.53 \left( \frac{H'_0}{L_0} \right)^{-0.29} \exp[2.4 \tan\theta] \right\}$$

$\tan\theta$  : Pendiente de fondo.

$H'_0$  : Altura de ola equivalente de aguas profundas.

El coeficiente de shoaling no lineal  $K_s$  es obtenido a través de gráficos, el cual se muestra en la Figura 10-1.

Figura 10-1 : Gráfico para evaluar el coeficiente  $K_s$ .



Fuente: Technical Standards and Comentarries for Port and Harbour Facilities in Japan (Japón, 2002).

**Parámetros Formulación de Goda (1985) Extendida por Takahashi (1994)**

$$P_1 = 0.5(1 + \cos\beta)(\lambda_1\alpha_1 + \lambda_2\alpha_*\cos^2\beta)\rho_w g H_{diseño} \quad (10-15)$$

$$P_2 = \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) P_1 \quad \text{Para } \eta^* > h_c \quad ; \quad P_2 = 0 \quad \text{Para } \eta^* < h_c \quad (10-16)$$

$$P_3 = \alpha_3 P_1 \quad (10-17)$$

$$P_u = 0.5(1 + \cos\beta)\lambda_3\alpha_1\alpha_3\rho_w g H_{diseño} \quad (10-18)$$

- $\eta^*$  : Máxima sobrelevación sobre el nivel de agua quieta.
- $\alpha_1$  : Representa la variación lenta de la componente de presión influenciada por la profundidad relativa.
- $\alpha_2$  : Representa la contribución de la rotura a la componente de presión influenciada por el montículo de apoyo.
- $\alpha_3$  : considera los efectos del francobordo del muro y la profundidad relativa al pie.

Para muros verticales comunes, los factores  $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$  tienen un valor igual a 1. Sin embargo Takahashi et al, a partir de resultados experimentales encontró que cuando existen elementos disipativos como bloques de hormigón o roca el factor de modificación  $\lambda_2$  podía tomar el valor cero. Por otro lado, los valores de  $\lambda_1$  y  $\lambda_3$  dependen de la altura de ola más alta.

Para el caso de presiones impulsivas se debe considerar:

$\alpha_* =$  Valor mayor entre  $\alpha_2$  y  $\alpha_1$

$$\alpha_2 = \text{Menor entre } \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_{diseño}}{d}\right)^2 \text{ y } \frac{2d}{H_{diseño}}$$

$$\alpha_1 = \alpha_{I0} \cdot \alpha_{I1}$$

$$\alpha_{I0} = \begin{cases} H_{diseño}/d & H_{diseño}/d \leq 2 \\ 2.0 & H_{diseño}/d > 2 \end{cases}$$

$$\alpha_{11} = \begin{cases} \frac{\cos\delta_2}{\cosh\delta_1} & \delta_2 \leq 0 \\ \frac{1}{\cosh\delta_1(\cosh\delta_2)^{\frac{1}{2}}} & \delta_2 > 0 \end{cases}$$

$$\delta_1 = \begin{cases} 20\delta_{11} & \delta_{11} \leq 0 \\ 15\delta_{11} & \delta_{11} > 0 \end{cases}$$

$$\delta_{11} = 0.93 \left( \frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.36 \left( \frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right)$$

$$\delta_2 = \begin{cases} 4.9\delta_{22} & \delta_{22} \leq 0 \\ 3\delta_{22} & \delta_{22} > 0 \end{cases}$$

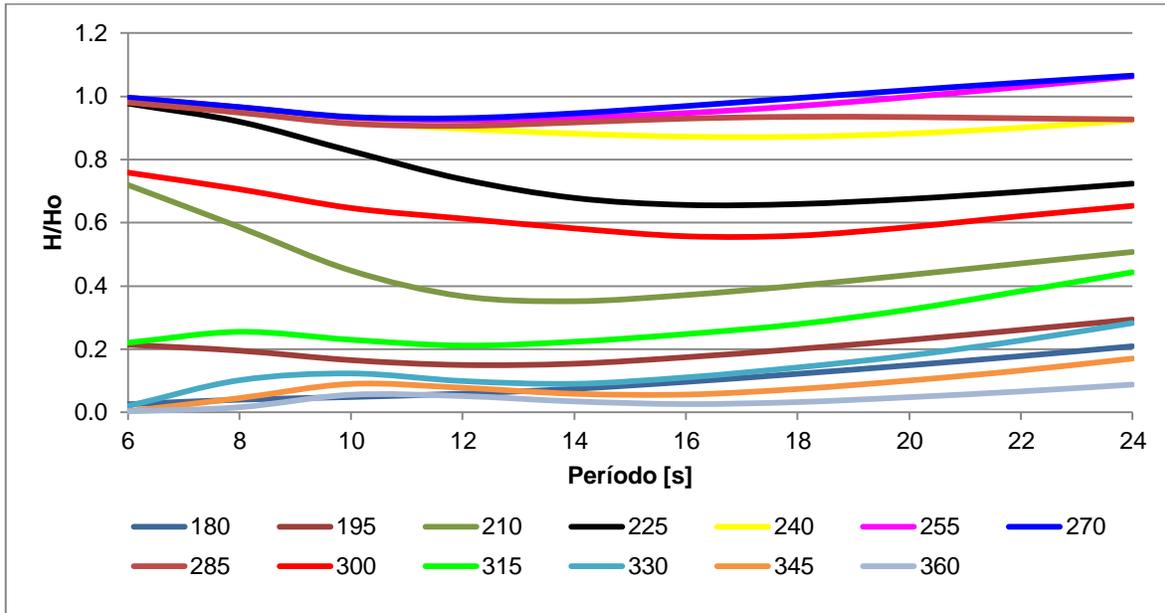
$$\delta_{22} = -0.36 \left( \frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.93 \left( \frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right)$$

$B_m$ ,  $h_s$  y  $d$  en Figura 5-18.

**ANEXO III**  
**Funciones de Transferencia**

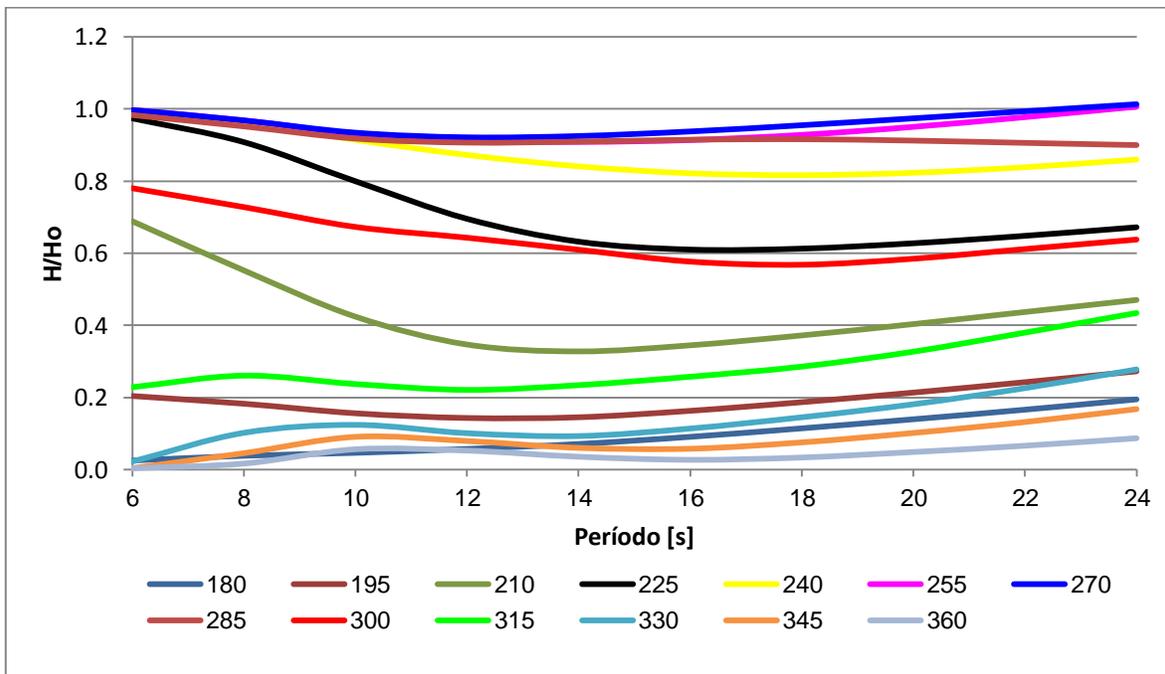
## Funciones de Transferencia Antofagasta

Gráfico 10-1: Función de transferencia Antofagasta P1.



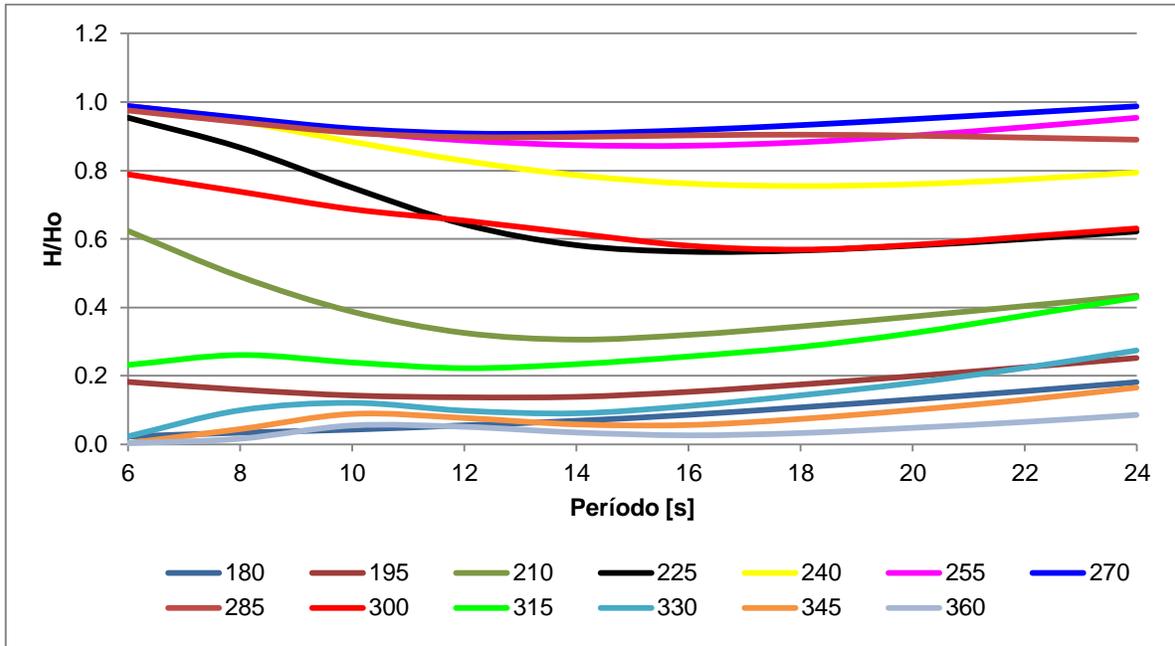
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 10-2: Función de transferencia Antofagasta P2.



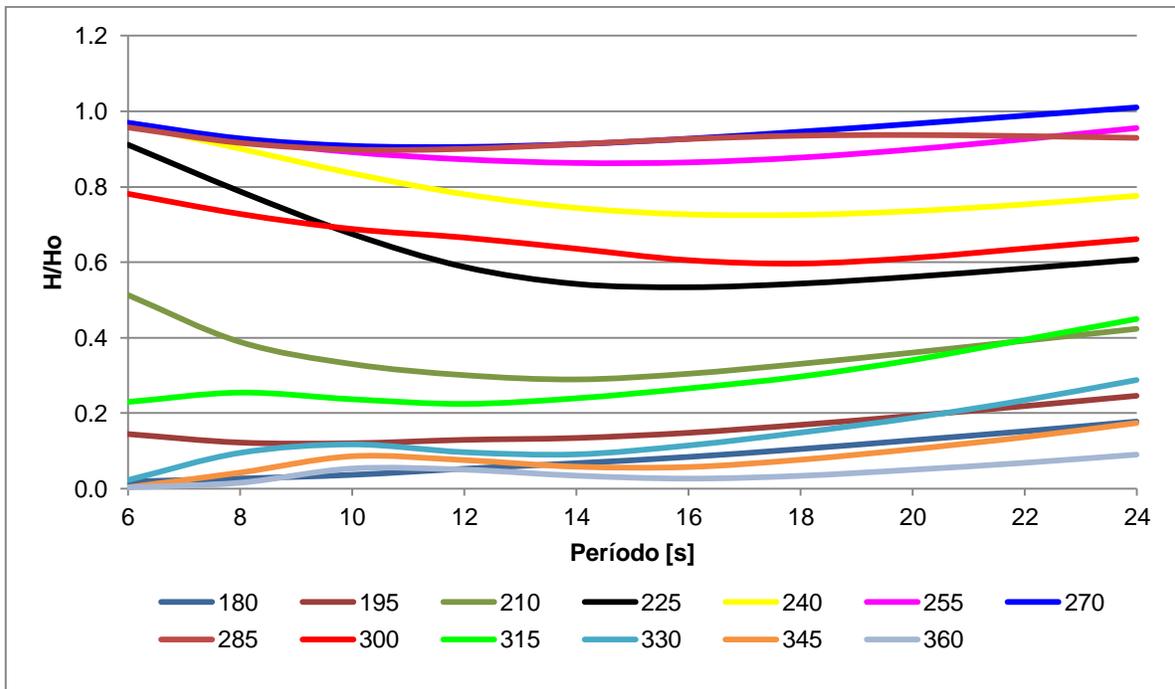
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 10-3. Función de transferencia Antofagasta P3.



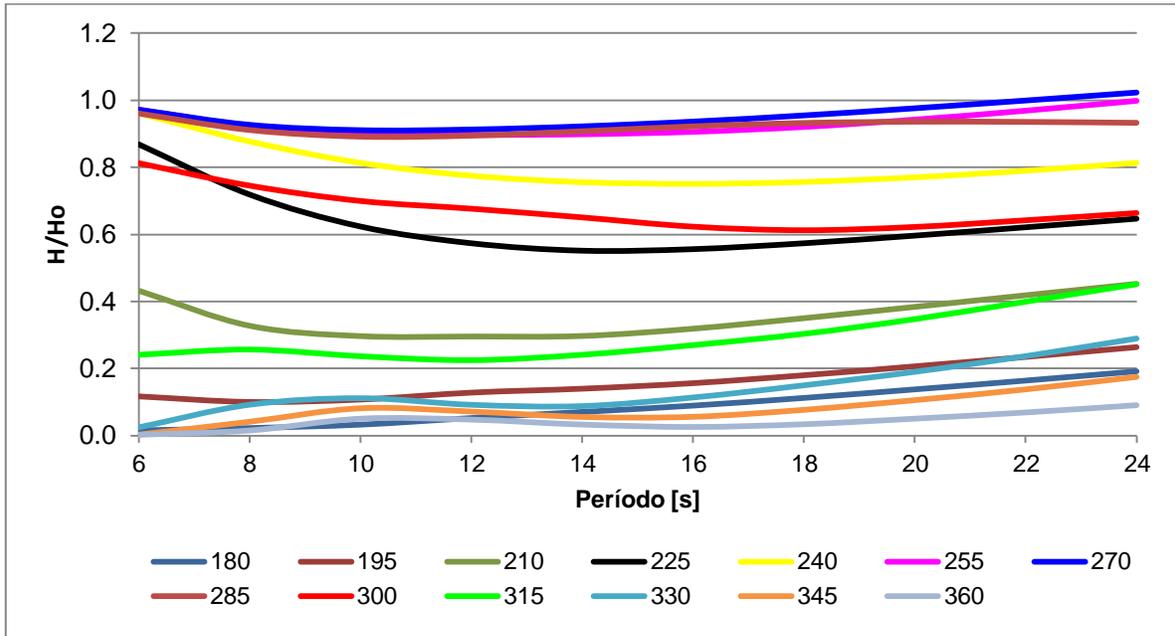
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 10-4: Función de transferencia Antofagasta P4.



Fuente: Elaboración propia.

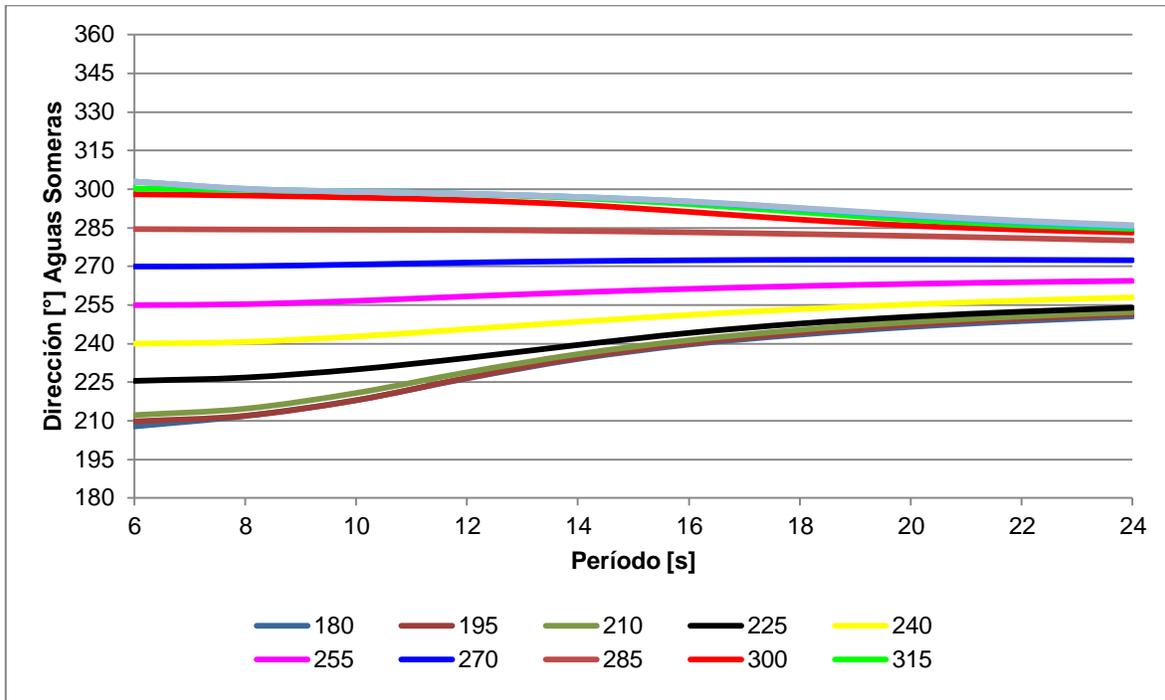
Gráfico 10-5: Función de transferencia Antofagasta P5.



Fuente: Elaboración propia.

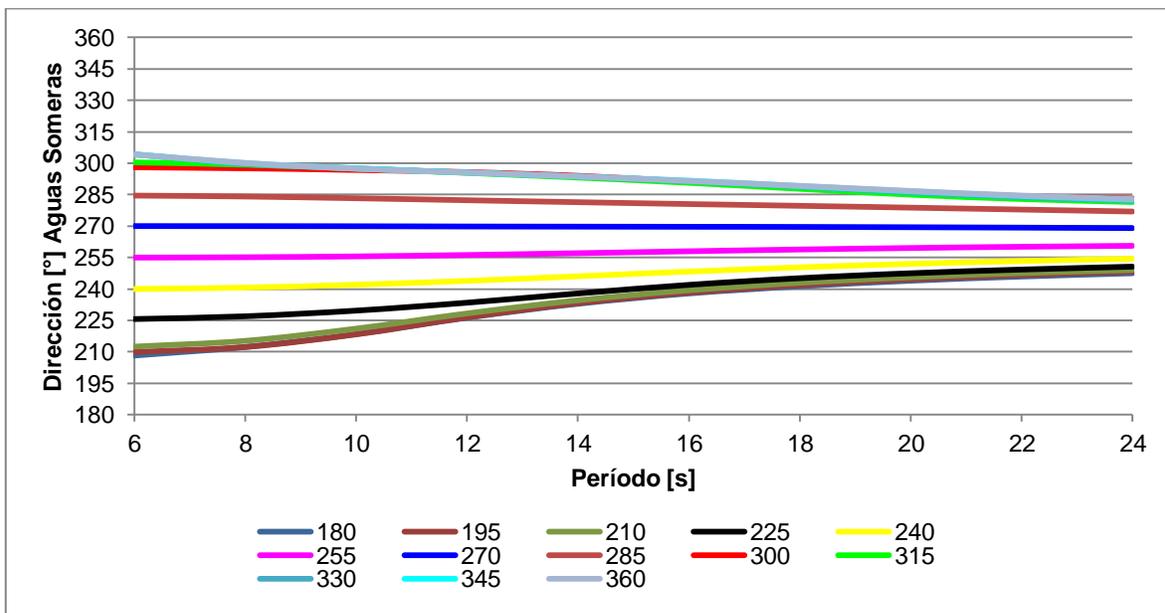
## Dirección del Oleaje en Función de la Dirección y Período Antofagasta

Gráfico 10-6: Dirección del Oleaje en Función de la Dirección y Período. Antofagasta P1.



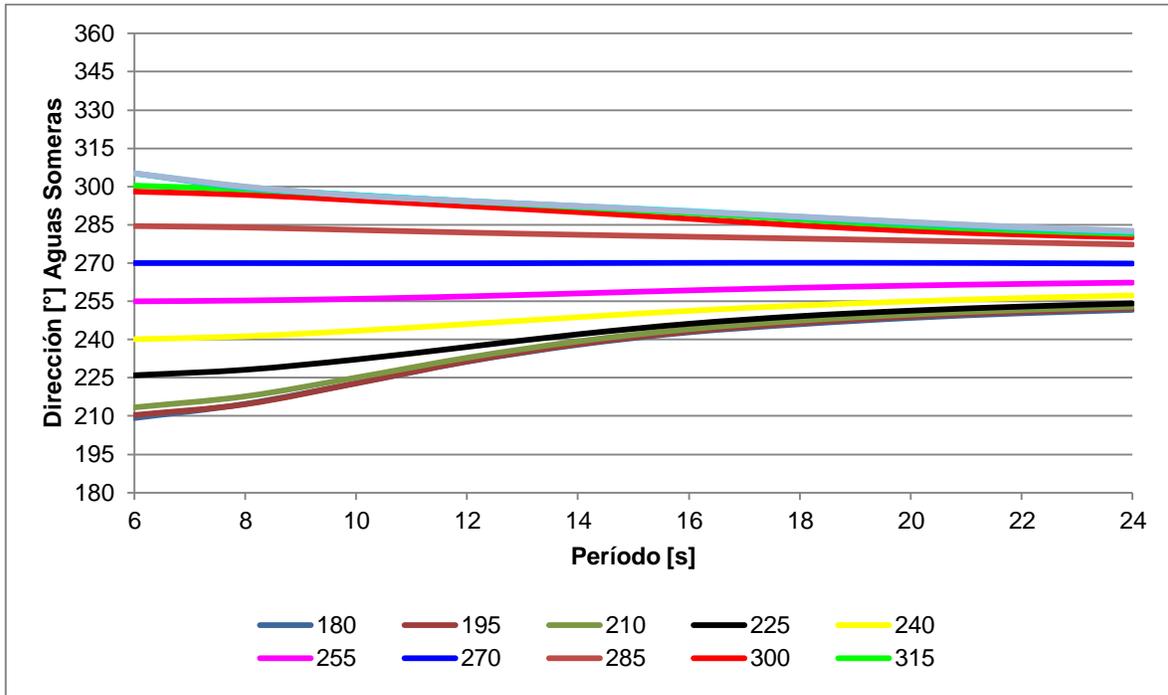
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 10-7: Dirección del Oleaje en Función de la Dirección y Período. Antofagasta P2.



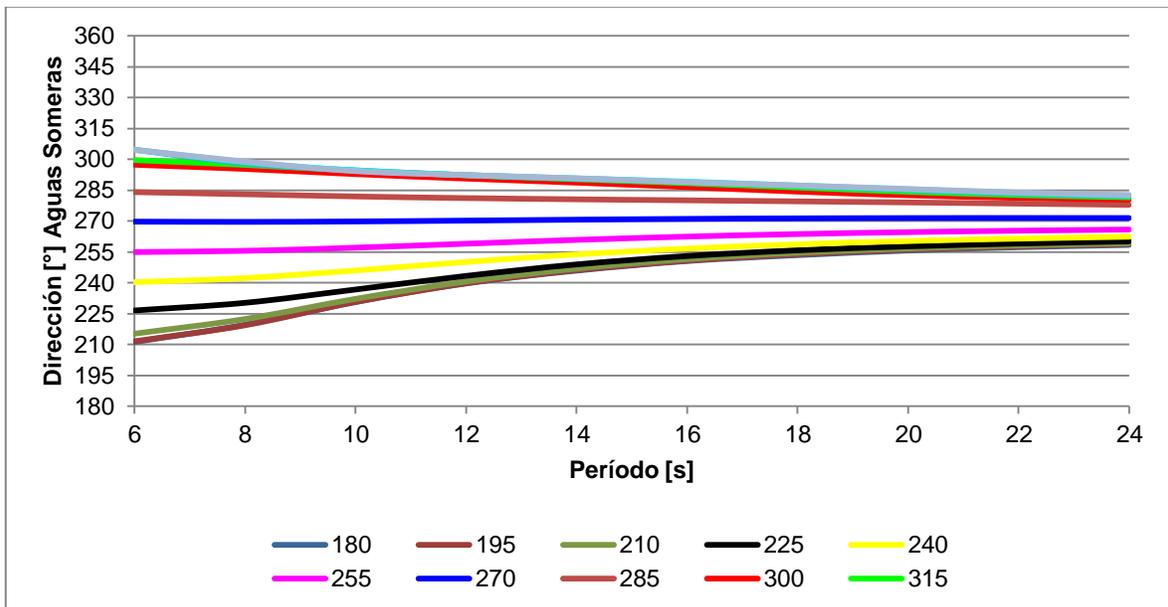
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 10-8: Dirección del Oleaje en Función de la Dirección y Período. Antofagasta P3.



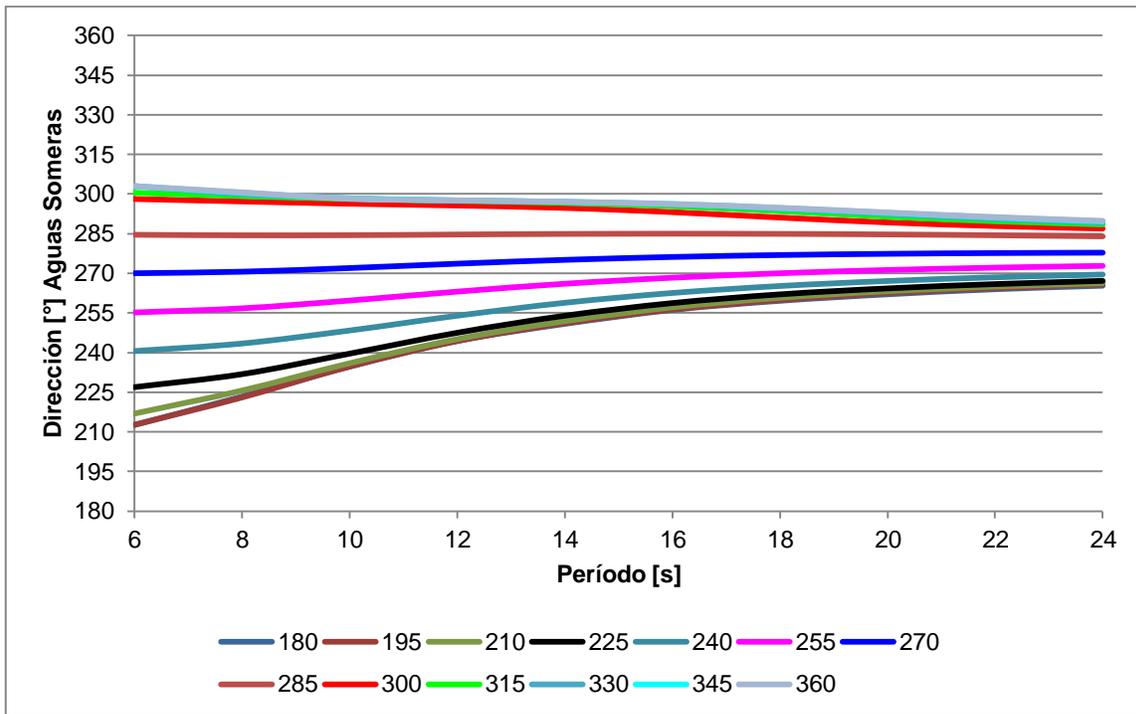
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 10-9: Dirección del Oleaje en Función de la Dirección y Período. Antofagasta P4.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 10-10: Dirección del Oleaje en Función de la Dirección y Período. Antofagasta P5.



Fuente: Elaboración propia.

