



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**PROPUESTA METODOLÓGICA PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO DE ROMPEOLAS DE
TALUD TIPO ESCOLLERA EN CHILE**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

NATALIA ISABEL RAMÍREZ NICOLÁS

PROFESOR GUÍA:

ROBERTO GESCHE SCHULER

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

HUGO GERARDO BAESLER CORREA

JOSÉ ANTONIO ALDUNATE RIVERA

SANTIAGO DE CHILE
2016

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE:** Ingeniera Civil con mención
en Estructuras, Construcción y Geotecnia.
POR: Natalia Isabel Ramírez Nicolás
Fecha: 04/11/2016
Profesor Guía: Roberto Gesche Schuler

PROPUESTA METODOLÓGICA PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO DE ROMPEOLAS DE TALUD TIPO ESCOLLERA EN CHILE

En Chile, un país con alta actividad tectónica, el diseño sísmico de edificios y obras industriales cobra gran relevancia, y está normado. Sin embargo, algunas estructuras portuarias, tales como rompeolas, generalmente no se verifican sísmicamente, al no considerar las cargas sísmicas como dominantes.

No obstante, la literatura entrega registros de evidencia de rompeolas con daño debido a eventos sísmicos, mencionando desmoronamiento de la coraza, asentamientos; y principalmente, falla de talud y deslizamientos superficiales.

Lo anterior, sumado a que se prevé un crecimiento de infraestructura portuaria sostenido en nuestro país, motiva la propuesta de una metodología de análisis sísmico para rompeolas. Específicamente de talud tipo escollera, el más utilizado tanto en Chile como en el extranjero.

La propuesta metodológica consiste en un análisis sísmico pseudo-estático, en que se considera la interacción entre estructura, suelo y agua. Esto se traduce en una serie de esfuerzos actuando de manera conjunta. Dos modos de falla son abordados, el desplazamiento horizontal del rompeolas y el deslizamiento superficial de talud. Se define un criterio de estabilidad para ambos; un factor de seguridad de 1,1[-]. De no ser cumplido, el rompeolas es inestable sísmicamente.

La inestabilidad, sin embargo, no implica necesariamente un daño significativo, por lo que la propuesta continúa con un análisis de desplazamientos para los casos no satisfactorios. Esto según el Método de Newmark, utilizando registros sísmicos reales. El criterio de aceptación es alcanzar deformaciones menores a 100[cm] para desplazamiento horizontal, y 0,5D y 0,75D para deslizamientos de talud (D: diámetro característico elemento de coraza).

La propuesta metodológica es aplicada en rompeolas de talud tipo escollera construidos en Chile. Incluye el análisis a un rompeolas extenso, con las características que se esperan para los futuros proyectos portuarios. Se analiza y discute tanto la propuesta como los resultados obtenidos en los ejemplos. Para esta primera aproximación, los resultados obtenidos son satisfactorios, invitando a continuar con la investigación sobre comportamiento sísmico de rompeolas.

A mis papás, Raúl y Lucía.

Agradecimientos

Primero que todo, quiero agradecer a mis papás. Por todo lo que me han entregado, y ser siempre un apoyo fundamental. Elegí lo que me gusta hacer, y es gracias a ustedes. A mi hermana, por hacerme reír y seguir siendo mi many a pesar de los años.

Agradezco a mi profesor guía, Roberto Gesche, por su interés en desarrollar un tema nuevo y la dedicación y consejos para realizar de la mejor forma este trabajo de título. También a los miembros de la comisión, a Don José Aldunate, por su gran disposición y por aportar con su punto de vista práctico. A Don Hugo Baesler, por sus comentarios y observaciones, además de sus clases en el ramo de Obras Civiles.

A quienes facilitaron la documentación necesaria para desarrollar este trabajo, y entregaron sus opiniones y sugerencias, colaborando de manera totalmente desinteresada. A EPSA S.A. (Empresa Portuaria San Antonio), con José Aldunate como representante. A Eduardo Tschorne y Daniel Roth de PRWD. A PMI Energy Services S.A., tanto a Don Hugo Baesler como José Manuel González y Felipe Concha. A Francisco Castro de la Dirección de Obras Portuarias (DOP). Al profesor Sergio Ruiz, del Departamento de Geofísica de la Universidad de Chile. A Don Alfonso Salinas, quien aportó desde su vasta experiencia en obras portuarias. A los responsables del desarrollo y mantención de la red de acelerógrafos y del procesamiento de datos, públicos a través de www.renadic.cl y utilizados en esta memoria, profesores Rubén Boroschek y Pedro Soto, y Ricardo León, del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile.

Agradezco también a mis amigos de siempre, por su amistad durante toda la carrera. A los memoristas del cuarto piso, por hacer este año más entretenido.

Y especialmente agradezco a José Tomás, por su apoyo, paciencia y cariño.

Tabla de Contenido

CAPÍTULO I: Introducción.....	1
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Objetivos.....	4
1.2.1. Objetivo general.....	4
1.2.2. Objetivos específicos.....	4
1.3. Plan de trabajo.....	4
CAPITULO II: Revisión Bibliográfica y antecedentes generales	6
2.1. Actividad portuaria en Chile.....	6
2.2. Obras de abrigo: Rompeolas.....	8
2.2.1. Rompeolas de talud tipo escollera	9
Caracterización geotécnica de los elementos de coraza, en términos de parámetros de Mohr-Coulomb.	16
Modos típicos de falla.....	20
2.3. Antecedentes de análisis sísmico en obras portuarias.	21
2.3.1. Normativa chilena y extranjera para el Diseño Sísmico en obras portuarias. ..	21
2.3.2. Daños reportados en Chile en obras portuarias, posterior a sismos.....	22
Terremoto Valdivia 1960	23
Terremoto Valparaíso 1985.....	23
Terremoto Tarapacá 2005.....	25
Terremoto Maule 2010.....	25
Terremoto Iquique 2014.....	27
2.3.3. Revisión de análisis y diseño sísmico de rompeolas a nivel mundial.....	27
Primer estudio sobre comportamiento sísmico de rompeolas.....	27
Contraste de modelos físicos y numéricos.	29
Estudios en rompeolas reales en el extranjero, frente a cargas sísmicas.....	30
Consideraciones sísmicas de rompeolas en Chile	33
CAPITULO III: Propuesta Metodológica para el análisis sísmico de rompeolas de talud tipo escollera.....	35

Diseño y verificación de rompeolas de talud tipo escollera	35
3.1. Diseño hidráulico y estructural	35
3.2. Verificación sísmica	35
3.2.1. Análisis de estabilidad sísmica.....	37
3.2.2. Estudio de desplazamientos	51
CAPITULO IV: Aplicación de la metodología propuesta	56
Revisión casos de estudio.....	56
4.1. Rompeolas Puerto de Arica.....	57
4.1.1. Análisis de estabilidad frente a deslizamiento horizontal	58
4.1.2. Análisis de estabilidad frente a deslizamientos de talud	62
4.1.3. Estudio de desplazamientos	69
4.2. Rompeolas Puerto de San Vicente.....	70
4.2.1. Análisis de estabilidad frente a deslizamiento horizontal	71
4.2.2. Análisis de estabilidad frente a deslizamientos de talud	72
4.2.3. Estudio de desplazamientos	75
4.3. Rompeolas Club de Yates de Papudo.....	76
4.3.1. Análisis de estabilidad frente a deslizamiento horizontal	77
4.3.2. Análisis de estabilidad frente a deslizamientos de talud	78
4.3.3. Estudio de desplazamientos	81
4.4. Rompeolas Caleta Higuierillas	81
4.4.1. Análisis de estabilidad frente a deslizamiento horizontal	83
4.4.2. Análisis de estabilidad frente a deslizamientos de talud	83
4.4.3. Estudio de desplazamientos	87
4.5. Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones.....	87
4.5.1. Análisis de estabilidad frente a deslizamiento horizontal	87
4.5.2. Análisis de estabilidad frente a deslizamientos de talud.....	88
4.5.3. Estudio de desplazamientos	92
CAPITULO V: Análisis y discusión de resultados.....	93

5.	Análisis de resultados	93
5.1.	Método propuesto	93
5.2.	Análisis sísmico de estabilidad: resultados obtenidos	95
5.2.1.	Resultados del análisis sísmico de estabilidad frente a desplazamientos horizontales.....	95
5.2.2.	Resultados del análisis sísmico de estabilidad frente a deslizamientos de talud. 97	
5.3.	Estudio de desplazamientos: resultados obtenidos y comparación con datos reales. 97	
5.3.1.	Rompeolas Puerto de Arica	98
5.3.2.	Rompeolas Puerto de San Vicente	99
5.3.3.	Rompeolas Club de Yates de Papudo y Caleta Higuierillas	99
5.3.4.	Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones.....	99
	CAPÍTULO VI: Conclusiones y recomendaciones	101
6.1.	Conclusiones	101
6.2.	Recomendaciones	103
	Bibliografía	105
	Anexos	110
1.	Rompeolas Puerto de Arica	110
1.1.	Resultados análisis de estabilidad Rompeolas Puerto de Arica	110
1.2.	Resultados análisis de desplazamiento Rompeolas Puerto de Arica.....	112
2.	Rompeolas Puerto de San Vicente	115
2.1.	Resultados análisis de estabilidad Rompeolas Puerto de San Vicente	116
2.2.	Resultados análisis de desplazamientos Rompeolas Puerto de San Vicente	119
3.	Rompeolas Club de Yates de Papudo	120
3.1.	Resultados análisis de estabilidad Rompeolas Club de Yates de Papudo.....	120
4.	Rompeolas Caleta Higuierillas.....	123
4.1.	Resultados análisis de estabilidad Rompeolas Caleta Higuierillas	124
5.	Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones	127

5.1. Resultados análisis de estabilidad Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones..	129
5.2. Resultados análisis de desplazamientos Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones.....	132

Índice de Figuras

Figura 1: Esquemas rompeolas de talud tipo escollera. a.1)Multicapa a.2)Multicapa con superestructura b)Berma c)Sumergido. Fuente: Fernández, R (2010).	10
Figura 2: Ejemplos de elementos artificiales (dolos de hormigón). Fuente: Coastal Engineering Manual	14
Figura 3: Ángulo de fricción ϕ para escollera depositada. Fuente: FHWA(1989).....	18
Figura 4: Modos de falla típicos. Fuente: Negro, V. (2002).....	21
Figura 5: Puerto Montt, posterior a Valdivia 1960. Fuente http://puertomontt.blogspot.cl/	23
Figura 6: Corte transversal rompeolas. Fuente: Torres, A. (2014)	24
Figura 7: Puerto de San Antonio, posterior a Valparaíso 1985. Fuente: Torres, A. (2014)....	24
Figura 8: Puerto de Valparaíso, posterior a Valparaíso 1985. Fuente: González, J (2015)...	25
Figura 9: Puerto de Talcahuano, posterior a Maule 2010. Fuente: Fenaporchi (2010)	26
Figura 10: Sección transversal modelo físico. Fuente: Coastal Engineering 1978	29
Figura 11: Rompeolas Pars Petrochemical Port. Fuente: Banjimali, B et al. 2010	33
Figura 12: Diagrama para análisis de estabilidad frente a deslizamiento horizontal. Fuente: Elaboración propia (*W: peso propio, F_h : fuerza sísmica horizontal, E_w : Empuje sísmico del agua, N: fuerza normal, T: fuerza resistente al corte, F_H : fuerza oleaje negativo, $k_{h/v}$: coeficiente sísmico horizontal/vertical)	38
Figura 13: Diagrama para análisis de estabilidad frente a deslizamiento de talud, lado mar. Fuente: elaboración propia. (* p_H : esfuerzo oleaje negativo, P_w : presión hidrodinámica, τ : resistencia al corte, c y ϕ : parámetros de Mohr-Coulomb, γ : peso unitario).....	38
Figura 14: Diagrama para el análisis de estabilidad frente a deslizamiento de talud, lado puerto. Fuente: elaboración propia. (* P_w : presión hidrodinámica, τ : resistencia al corte, c y ϕ : parámetros de Mohr-Coulomb, γ : peso unitario).....	38
Figura 15: Zonificación sísmica. Fuente: NCh2369 Of2003.....	42
Figura 16: Método de Newmark. Fuente: Geotechnical earthquake engineering, S.Kramer 1996.....	52
Figura 17: Diagrama de flujo verificación sísmica pseudo-estática.....	55
Figura 18: Ubicación Puerto de Arica. Fuente: Google Earth ®.....	58
Figura 19: Perfil tipo Rompeolas Puerto de Arica. Elaboración propia.....	58
Figura 20: Mapa de peligro sísmico. Fuente: Nuñez I et al (2015).....	60
Figura 21: Talud Perfil tipo lado mar, Rompeolas Puerto de Arica (Slide ®).....	63
Figura 22: Talud perfil tipo lado puerto, Rompeolas Puerto de Arica (Slide ®)	65
Figura 23: Análisis de Montecarlo sobre talud lado mar, Rompeolas Puerto de Arica. Slide ®	68

Figura 24: Análisis de Montecarlo sobre talud lado puerto, Rompeolas Puerto de Arica. Slide®	68
Figura 25: Ubicación Puerto de San Vicente. Fuente: Google Earth ®.....	71
Figura 26: Perfil 30, Rompeolas Puerto de San Vicente	71
Figura 27: Ubicación Club de Yates de Papudo. Fuente: Google Earth ®	77
Figura 28: Perfil tramo 3, Rompeolas Club de Yates de Papudo.....	77
Figura 29: Ubicación Caleta Higuierillas. Fuente: Google Earth ®.....	82
Figura 30: Perfil corte 5-5, Rompeolas Caleta Higuierillas.....	82
Figura 33: Perfil Sección Tramo D1, Puerto de Grandes Dimensiones.....	87
Figura 34: Perfil 28, Rompeolas Puerto de San Vicente.....	115
Figura 35: Perfil 31, Rompeolas Puerto San Vicente.....	115
Figura 36: Análisis de Montecarlo sobre talud lado mar, Rompeolas Puerto de San Vicente. Slide®	118
Figura 37: Análisis de Montecarlo sobre talud lado puerto, Rompeolas Puerto de San Vicente. Slide®.....	118
Figura 38: Perfil tramo 2, Rompeolas Club de Yates de Papudo.....	120
Figura 39: Análisis de Montecarlo sobre talud lado mar, Rompeolas Club de Yates de Papudo. Slide®	122
Figura 40: Análisis de Montecarlo sobre talud lado puerto, Rompeolas Club de Yates de Papudo. Slide®	123
Figura 41: Perfil corte 4-4, Rompeolas Caleta Higuierillas.....	123
Figura 42: Análisis de Montecarlo sobre talud lado mar, Rompeolas Caleta Higuierillas. Slide®	126
Figura 43: Análisis de Montecarlo sobre talud lado puerto, Rompeolas Caleta Higuierillas. Slide®	127
Figura 44: Perfil Tramo B1, Puerto de Grandes Dimensiones.	127
Figura 45: Perfil Tramo D02, Puerto de Grandes Dimensiones.	128
Figura 46: Análisis de Montecarlo sobre talud lado mar, Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones. Slide®.....	131
Figura 47: Análisis de Montecarlo sobre talud lado puerto, Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones. Slide®.....	131

Índice de Tablas

Tabla 1: Tasas estimadas de crecimiento por tipo de carga. Fuente: DOP 2009 (en base a estudio Diagnóstico Modo de Transporte Marítimo)	8
Tabla 2: Coeficientes de fricción. Fuente: OCDI 2001	16
Tabla 3: Coeficientes de fricción experimentales. Hudson, R (1959)	17
Tabla 4: Coeficiente de estabilidad. Fuente: Hudson (1959)	19
Tabla 5: Valor de la aceleración efectiva máxima. Fuente: NCh2369 Of2003, Tabla 5.2	42
Tabla 6: Limite de excedencia de desplazamientos. Fuente: OCDI 2001	53
Tabla 7: Diámetro característico. Fuente: Van de Meer (1988)	54
Tabla 8: Factor de Seguridad asociado a desplazamiento horizontal, Perfil Tipo, con $k_v=1/3k_h$, Rompeolas Puerto de Arica.	61
Tabla 9: Factor de Seguridad asociado a desplazamiento horizontal, Perfil Tipo, con $k_v=2/3k_h$, Rompeolas Puerto de Arica.	62
Tabla 10: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado mar, Rompeolas Puerto de Arica	67
Tabla 11: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado puerto, Rompeolas Puerto de Arica	67
Tabla 12: Factor de seguridad asociado a desplazamiento horizontal, con $k_v=1/3k_h$, Rompeolas Puerto de San Vicente.....	72
Tabla 13: Factor de seguridad asociado a desplazamiento horizontal, con $k_v=2/3k_h$, Rompeolas Puerto de San Vicente.....	72
Tabla 14: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado mar, Rompeolas Puerto de San Vicente	75
Tabla 15: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado puerto, Rompeolas Puerto de San Vicente	75
Tabla 16. Factor de seguridad asociado a desplazamiento horizontal, con $k_v=1/3k_h$, Club de Yates de Papudo.....	78
Tabla 17: Factor de seguridad asociado a desplazamiento horizontal, con $k_v=2/3k_h$, Club de Yates de Papudo.....	78
Tabla 18: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado mar, Rompeolas Club de Yates de Papudo.....	81
Tabla 19: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado puerto, Rompeolas Club de Yates de Papudo.....	81
Tabla 20: Factor de seguridad asociado a desplazamiento horizontal, con $k_v=1/3k_h$, Rompeolas Caleta Higuierillas	83
Tabla 21: Factor de seguridad asociado a desplazamiento horizontal, con $k_v=2/3k_h$, Rompeolas Caleta Higuierillas	83

Tabla 22: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado mar, Rompeolas Caleta Higuierillas	86
Tabla 23: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado puerto, Rompeolas Caleta Higuierillas.	86
Tabla 24. Factor de seguridad asociado a deslizamiento horizontal, $k_v=1/3k_h$, Puerto de Grandes Dimensiones.....	88
Tabla 25: Factor de seguridad asociado a deslizamiento horizontal, $k_v=1/3k_h$, Puerto de Grandes Dimensiones.....	88
Tabla 26: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado mar, Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones	91
Tabla 27: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado puerto, Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones	91
Tabla 28: Resumen resultados análisis de estabilidad	95
Tabla 29: Resultados análisis de desplazamientos	98
Tabla 30: Materiales y áreas perfiles Rompeolas Puerto de Arica.....	110
Tabla 31: Peso propio Perfil tipo, Rompeolas Puerto de Arica.	110
Tabla 32: Fuerza sísmica sobre perfil tipo, con $k_v=1/3k_h$. Rompeolas Puerto de Arica.	110
Tabla 33: Fuerza sísmica sobre perfil tipo, con $k_v=2/3k_h$. Rompeolas Puerto de Arica.	110
Tabla 34: Empuje sísmico del agua, Perfil tipo, Rompeolas Puerto de Arica	110
Tabla 35: Fuerza Normal con $k_v=1/3k_h$, Perfil Tipo, Rompeolas Puerto Arica	110
Tabla 36: Fuerza Normal con $k_v=2/3k_h$, Perfil Tipo, Rompeolas Puerto Arica	111
Tabla 37: Resistencia al corte, con $k_v=1/3k_h$, Perfil Tipo, Rompeolas Puerto Arica	111
Tabla 38: Resistencia al corte, con $k_v=2/3k_h$, Perfil Tipo, Rompeolas Puerto Arica	111
Tabla 39: Propiedades de los materiales. Rompeolas Puerto de Arica.....	111
Tabla 40: Materiales y áreas Perfil 28. Rompeolas Puerto de San de Vicente	115
Tabla 41: Materiales y áreas Perfil 30. Rompeolas Puerto de San Vicente	115
Tabla 42: Materiales y áreas Perfil 31. Rompeolas Puerto de San Vicente	116
Tabla 43: Peso propio perfiles Rompeolas Puerto de San Vicente.....	116
Tabla 44: Fuerza sísmica con $k_v=1/3k_h$, Rompeolas Puerto de San Vicente	116
Tabla 45: Fuerza sísmica con $k_v=2/3k_h$, Rompeolas Puerto de San Vicente	116
Tabla 46: Empuje sísmico del agua, Rompeolas Puerto de San Vicente.....	117
Tabla 47: Fuerza normal, con $k_v=1/3k_h$, Rompeolas Puerto de San Vicente	117
Tabla 48: Fuerza normal, con $k_v=2/3k_h$, Rompeolas Puerto de San Vicente	117
Tabla 49: Resistencia al corte, con $k_v=1/3k_h$, Rompeolas Puerto de San Vicente	117
Tabla 50: Resistencia al corte, con $k_v=2/3k_h$, Rompeolas Puerto de San Vicente	117
Tabla 51: Propiedades Materiales. Rompeolas Puerto de San Vicente	117
Tabla 52: Materiales y áreas Perfil tramo 2, Club de Yates de Papudo.	120
Tabla 53: Materiales y áreas Perfil tramo 3, Club de Yates de Papudo.	120

Tabla 54: Peso propio, Rompeolas Club de Yates de Papudo.	120
Tabla 55: Fuerza sísmica, con $k_v=1/3k_h$, Rompeolas Club de Yates de Papudo.	121
Tabla 56: Fuerza sísmica, con $k_v=2/3k_h$, Rompeolas Club de Yates de Papudo.	121
Tabla 57: Empuje sísmico del agua, Rompeolas Club de Yates de Papudo.	121
Tabla 58: Fuerza normal, con $k_v=1/3k_h$, Club de Yates de Papudo.	121
Tabla 59: Fuerza normal, con $k_v=2/3k_h$, Club de Yates de Papudo.	121
Tabla 60: Resistencia al corte, con $k_v=1/3k_h$, Club de Yates de Papudo.	121
Tabla 61: Resistencia al corte, con $k_v=2/3k_h$, Club de Yates de Papudo.	122
Tabla 62: Propiedades materiales. Rompeolas Club de Yates de Papudo	122
Tabla 63: Materiales y áreas Perfil corte 4-4, Rompeolas Caleta Higuierillas.	124
Tabla 64: Materiales y áreas Perfil corte 5-5, Rompeolas Caleta Higuierillas.	124
Tabla 65: Peso propio, Rompeolas Caleta Higuierillas.	124
Tabla 66: Fuerza sísmica, con $k_v=1/3k_h$, Rompeolas Caleta Higuierillas.	124
Tabla 67: Fuerza sísmica, con $k_v=2/3k_h$, Rompeolas Caleta Higuierillas.	124
Tabla 68: Empuje sísmico del agua, Rompeolas Caleta Higuierillas.	125
Tabla 69: Fuerza Normal, con $k_v=1/3k_h$, Rompeolas Caleta Higuierillas.	125
Tabla 70: Fuerza Normal, con $k_v=2/3k_h$, Rompeolas Caleta Higuierillas.	125
Tabla 71: Resistencia al corte, con $k_v=1/3k_h$, Rompeolas Caleta Higuierillas.	125
Tabla 72: Resistencia al corte, con $k_v=2/3k_h$, Rompeolas Caleta Higuierillas.	125
Tabla 73: Propiedades Materiales. Rompeolas Caleta Higuierillas.	125
Tabla 74: Materiales y áreas, Perfil Tramo B1, Puerto de Grandes Dimensiones.	128
Tabla 75: Materiales y áreas, Perfil Tramo D1, Puerto de Grandes Dimensiones.	128
Tabla 76: Materiales y áreas, Perfil Tramo D02, Puerto de Grandes Dimensiones.	128
Tabla 77: Peso propio, Puerto de Grandes Dimensiones.	129
Tabla 78: Fuerza sísmica, $k_v=1/3k_h$, Puerto de Grandes Dimensiones.	129
Tabla 79: Fuerza sísmica, $k_v=2/3k_h$, Puerto de Grandes Dimensiones.	129
Tabla 80: Empuje sísmico del agua, Puerto de Grandes Dimensiones.	129
Tabla 81: Fuerza Normal, con $k_v=1/3k_h$, Puerto de Grandes Dimensiones.	129
Tabla 82: Fuerza Normal, con $k_v=2/3k_h$, Puerto de Grandes Dimensiones.	130
Tabla 83: Resistencia al corte, $k_v=1/3k_h$, Puerto de Grandes Dimensiones.	130
Tabla 84: Resistencia al corte, $k_v=2/3k_h$, Puerto de Grandes Dimensiones.	130
Tabla 85: Propiedades Materiales. Rompeolas Puerto de Grandes dimensiones.	130

CAPÍTULO I: Introducción

Este capítulo es la introducción al estudio realizado, los objetivos de este y el plan de trabajo para su cumplimiento.

1.1. Generalidades

El comercio exterior de Chile ha mostrado un notable crecimiento en las últimas décadas, y todo apunta a que esta tendencia se mantendrá en los años futuros. Esto lleva a considerar que la demanda portuaria crecerá al punto de superar la capacidad de los puertos ya existentes, limitando el desarrollo del comercio.

El consiguiente crecimiento portuario, se traduce en propuestas de diseño de proyectos de puertos de gran envergadura, que den continuidad y estabilidad al comercio exterior en el futuro. Frente a esto, nace la inminente necesidad de verificar los diseños, ya que los buenos resultados de la práctica actual, no son necesariamente extrapolables a puertos de escala mayor.

Considerando las características de Chile, las cargas sísmicas son en muchos casos uno de los factores dominantes en el diseño de infraestructuras, quedando este descrito en las normas que lo rigen. En el caso de obras portuarias, no existe una norma que aplique específicamente a su análisis sísmico; la NCh2369 (Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales) rige para obras apoyadas en tierra firme (aunque es utilizada en un caso puntual, que se mencionará más adelante), mientras la NCh433 (Diseño Sísmico de Edificios) establece de forma explícita que no es aplicable a obras portuarias.

En cuanto a las obras de abrigo, correspondientes en su mayoría a rompeolas de talud tipo escollera, no son diseñadas considerando estudios de análisis sísmico en general. Sin embargo, en rompeolas de gran extensión y ubicados a una profundidad mayor a las estructuras similares ya existentes en el país, es posible que el oleaje no sea la carga dominante; y, según la literatura, las cargas sísmicas afectan el diseño de la estructura. Es en aquellos casos que la normativa extranjera sugiere un análisis sísmico, sin un método específico para cada tipo de obra de abrigo.

En la práctica, en muchos casos el diseño sísmico de estas estructuras es basado en presas de tierra, a pesar de las diferencias entre ambas. El suelo de fundación suele ser de mala calidad en los rompeolas, al tratarse de fondo marino; a diferencia de las presas que son diseñadas para suelos competentes. Por otra parte, el rompeolas es una estructura sumergida, estando en

contacto con el agua por ambas caras (C.D Memos et al, 2003). La interacción entre los factores es clave para entender el comportamiento bajo cargas sísmicas.

Adicional a esto, existen tanto registros de evidencia de rompeolas con daño posterior a sismos, como estudios de comportamiento frente a cargas sísmicas en el extranjero. De ambos se desprende que las fallas incluyen desmoronamiento y rotura de la escollera, asentamientos, y principalmente falla de talud y deslizamientos de pendiente.

Frente al escenario descrito, nace la motivación de proponer un criterio de análisis y modelamiento sísmico específico para rompeolas de talud tipo escollera (rompeolas en adelante) que, en la actualidad, para Chile no existe. De esta forma, se elabora una propuesta metodológica, que busca prever los modos de falla, y permitir mejoras en los diseños en los casos pertinentes.

Esta propuesta corresponde a un análisis pseudo-estático, al ser una primera aproximación al estudio de estas estructuras en Chile. Las acciones involucradas corresponden a empujes hidrodinámicos, fuerza de peso propio, empuje sísmico y fricción entre elementos. Las expresiones que se obtendrán de la interacción de estas fuerzas, en términos de fuerzas solicitantes sobre fuerzas resistentes, corresponden a factores de seguridad, que entregarán un primer criterio de estabilidad.

Como segundo criterio se determinará un valor máximo de desplazamiento, para ambos modos de falla estudiados. Esto ya que se trata de estructuras masivas y de grandes dimensiones, en que la existencia de desplazamientos producto de inestabilidad no implica necesariamente una falla. El análisis de desplazamientos se realiza siguiendo el Método de Newmark (Kramer, S 1996).

Con el fin de aplicar la metodología propuesta, se llevará a cabo el análisis sísmico de cinco rompeolas, cuatro existentes en Chile y uno de gran extensión cuyo diseño se ajusta a las características de la costa del país. Esto permitirá analizar los resultados obtenidos, contrastarlos con el comportamiento histórico en aquellos casos en que se posean registros post-sismo, y evaluar la propuesta.

La descripción y caracterización de distintos aspectos de los rompeolas aún está en desarrollo, por lo que es necesario un mayor avance para realizar un análisis más complejo (por ejemplo,

análisis dinámico). Aquellos temas no cubiertos, serán mencionados y propuestos para estudios futuros.

El trabajo se divide en seis capítulos. El primero corresponde a la introducción presente, y contiene un resumen de objetivos y plan de trabajo. El segundo, una revisión bibliográfica, en que se mencionan antecedentes que permiten contextualizar el tema. Comienza con el estado de la actividad portuaria en Chile, y como sus proyecciones motivan el estudio de obras de este tipo. Posteriormente, se define el tipo de rompeolas a analizar, y el diseño que actualmente se realiza en el país. Finaliza con una revisión de normativa y guías de diseño, chilenas y extranjeras; y revisión de casos de análisis del comportamiento sísmico de rompeolas. El Capítulo III corresponde al desarrollo de la propuesta metodológica; se explica el análisis y sus partes. En el Capítulo IV se presentan los ejemplos de aplicación, en los rompeolas del Puerto de Arica, Puerto de San Vicente, Club de Yates de Papudo, Caleta Higuierillas y un puerto ficticio. Los resultados obtenidos se discuten y analizan en el Capítulo V, para terminar con conclusiones del trabajo realizado, y recomendaciones para futuros estudios, en el Capítulo VI.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Proponer una metodología para el análisis sísmico de rompeolas de talud tipo escollera en Chile.

1.2.2. Objetivos específicos

- Estudiar y comparar las normas existentes sobre diseño sísmico en Chile y normas extranjeras referentes a diseño sísmico en obras portuarias. Determinar qué alcances serían aplicables a rompeolas de talud tipo escollera.
- Describir las acciones del caso sísmico, mediante ecuaciones que expresen fuerza o esfuerzo.
- Determinar las expresiones de análisis de estabilidad, tanto frente a deslizamiento horizontal como deslizamiento de talud.
- Establecer un criterio de estabilidad, que permita catalogar un rompeolas como estable o inestable desde un punto de vista sísmico.
- Aplicar la metodología propuesta a cinco casos de estudio, cuatro de ellos existentes en Chile, para realizar un análisis de resultados y obtener conclusiones.

1.3. Plan de trabajo

a) Desarrollar una propuesta metodológica para análisis pseudo-estático de rompeolas.

- Recopilación, análisis y estudio de la bibliografía pertinente.
- Estudio de casos de análisis sísmico en rompeolas en el extranjero.
- Determinación de posibles modos de falla.
- Desarrollo de la propuesta metodológica de análisis sísmico, y descripción de un estudio de desplazamientos.

b) Aplicación de la metodología a casos de estudio.

- Recopilación de las características de cada rompeolas (geometría, materiales, ubicación geográfica, caracterización geotécnica del lugar).
- Determinación de aceleraciones y cargas sísmicas aplicables.

- Análisis sísmico de cada rompeolas.
- Estudio de desplazamientos, en aquellos casos que corresponda.
- Análisis de los resultados obtenidos.

c) Conclusiones.

- Discusión, conclusiones y propuestas para trabajos futuros.

CAPITULO II: Revisión Bibliográfica y antecedentes generales

El Capítulo II contiene una breve contextualización sobre la motivación para la realización de este trabajo, y la introducción a conceptos que serán necesarios para comprenderlo, como rompeolas y su diseño, normativa relevante y estudios ya realizados sobre este tema.

La motivación se centra en el desarrollo del comercio portuario en Chile, con enfoque en la carga de contenedores, y proyecciones y consecuencias para la actividad portuaria en el país. Continúa con la descripción del rompeolas de talud tipo escollera.

Finalmente, una revisión sobre normativa y experiencias, que serán de utilidad para entender la problemática y las líneas a seguir.

2.1. Actividad portuaria en Chile

Chile posee un modelo económico abierto, que promueve el libre comercio y la inversión. En las últimas décadas se ha producido un rápido crecimiento del comercio exterior, como producto de la creación de acuerdos con otros países y bloques comerciantes. Destacan China, la Unión Europea, Japón, Panamá, Estados Unidos, MERCOSUR, Nueva Zelanda, Noruega, entre otros (Ministerio de Relaciones Exteriores, 2008).

Por otra parte, posee uno de los precios más bajos en exportación de contenedores en la región (Bodzin, S 2013). Desde el 2008 al 2011 fueron los menores, incrementándose en 2012, quedando luego sobre Perú.

Adicional a las condiciones mencionadas anteriormente, Chile es geográficamente privilegiado, como puente entre América Latina y Asia Pacífico, provocando un aumento en la demanda de movilización portuaria. Más del 90% de los bienes que salen o ingresan al país lo hacen por mar. Esto se manifiesta en un aumento del tráfico marítimo, como se muestra en el Gráfico 1 para el caso de contenedores (Bodzin, S 2013). Las proyecciones para el tráfico portuario, según un análisis de la DOP en el 2009, se muestran en la Tabla 1. Se prevé que este aumento de la demanda vaya junto a un alza en la inversión, esperando valores históricos (Bodzin, S 2013).

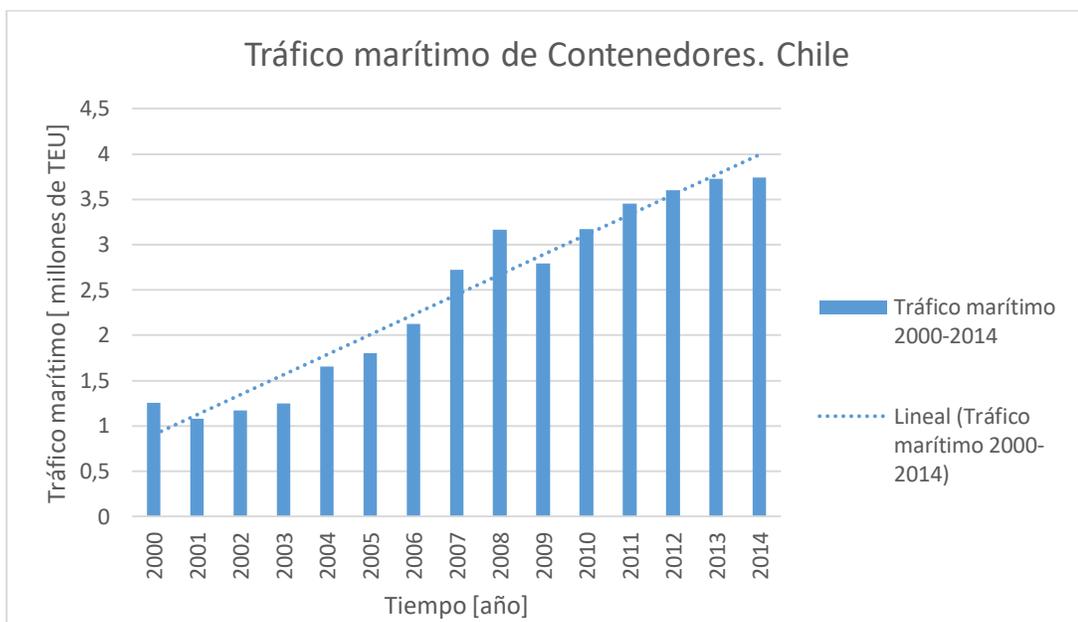


Gráfico 1: Tráfico marítimo de contenedores en Chile. Fuente: Tablas de Indicadores de Desarrollo Mundial (WDI).

Los puertos son operados por empresas privadas, dueños u operadores concesionarios de propiedad pública. El último es el caso de los tres puertos más grandes, San Antonio y Valparaíso en la Región de Valparaíso, y San Vicente en la Región del Bío Bío. Esta asociación público-privada ha permitido aumentar la eficiencia en transferencia de carga en más del 50% de capacidad y casi tres veces de velocidad.

El Puerto de San Antonio, el mayor en cuanto a carga, ha incrementado 40 veces sus embarques desde 1990, y se ha estimado que la demanda sólo para la Región de Valparaíso supere la capacidad actual entre el 2020 y 2030 (EPSA 2014).

El aumento del comercio también ocurre a nivel mundial, y se refleja en nuevas embarcaciones. Los puertos chilenos reciben naves con capacidad promedio de 7.000[TEU], pero el ampliado Canal de Panamá podrá operar con naves de hasta 12.500[TEU] (inauguración junio 2016), e incluso se han diseñado naves desde el 2011 de hasta 18.000 [TEU]. Por lo tanto, grandes embarcaciones podrían volverse más comunes en el futuro. (*TEU: Twenty-foot Equivalent Unit, medida de capacidad de transporte marítimo).

Se han tomado medidas para maximizar los puertos existentes, ampliando áreas de almacenamiento, horas de operación y maquinaria. Sin embargo, se está lejos de la capacidad y eficiencia de líderes mundiales (Ricardo Sánchez, titular de la división de servicios de infraestructura de la Cepal, para revista Business Chile).

La extensa costa de Chile, supone una condición favorable para el desarrollo portuario, sin embargo, posee pocas bahías naturalmente abrigadas. Esto lleva a la conclusión de que es necesario tanto ampliar los puertos existentes, como en el futuro generar nuevos frentes abrigados (DOP 2009). Esto se traduce en rompeolas de grandes dimensiones, ubicados a profundidades mayores a las actuales.

Tabla 1: Tasas estimadas de crecimiento por tipo de carga. Fuente: DOP 2009 (en base a estudio Diagnóstico Modo de Transporte Marítimo)

Tipo de Carga	Tasa anual	Crecimiento 2009-2020
Carga general y contenedores	7%	110%
Granel sólido	1%	12%
Granel líquido	5,5%	80%

2.2. Obras de abrigo: Rompeolas

Un rompeolas es una estructura de protección, y se construye en aquellas obras portuarias en que el oleaje supera la altura máxima de operación (oleaje de operación: oleaje que permite la normal operación del puerto y naves).

Su función es reducir la acción del oleaje en el área del puerto, combinando reflexión y disipación de la energía incidente. Existen variados tipos, y son escogidos dependiendo del uso y necesidades del área abrigada, luego de un análisis operativo, ambiental y económico de las alternativas (Recomendaciones de Obras Marítimas, España – ROM en adelante - 1.0-09). Los tipos, descritos en la Guía de Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras de la Dirección de Obras Portuarias (en adelante, Guía DOP, 2012), corresponden a los descritos a continuación:

- Rompeolas de talud (o de talud tipo escollera): Compuesto por capas, desde un núcleo interior, a una coraza exterior, pasando por un filtro. Puede incluir otras secciones, como berma, espaldón o pie.
- Rompeolas vertical: Formados por una pared vertical de cajones, bloques o pantallas, apoyados sobre una banqueta de escollera o hincados en el fondo.
- Rompeolas mixto: Combina las dos tipologías anteriores, con un cajón o muro de bloques apilados, sobre una escollera.

- Rompeolas flotante: Formado por un cuerpo central flotante que es, en general, un paralelepípedo, flotando a cierta altura desde el fondo.

El más utilizado en el país, debido en parte al buen desempeño observado, es el rompeolas en talud (Baesler, H. 2015), que será descrito de forma más extensa en el punto siguiente, ya que sobre este se realiza la propuesta metodológica.

2.2.1. Rompeolas de talud tipo escollera

El rompeolas de dique de escollera típico, o de talud, es como se mencionó antes una estructura de abrigo, que consta de un cuerpo central con una secuencia de mantos, por superposición de capas de elementos de diferentes granulometrías (DOP 2012). Está constituido por un núcleo de escollera (material de cantera no clasificado), protegido por capas de tamaño de material creciente, hasta la transición a un manto principal de piezas naturales o artificiales (el tamaño de los materiales crece desde el interior hacia fuera).

El manto principal es el elemento resistente a la acción del oleaje, definiendo la capacidad resistente de la estructura. En la base, puede poseer una berma de pie, que da apoyo a los mantos y protección al terreno y fundación. El diseño según el tamaño de los materiales se basa en condiciones de filtro para impedir la fuga de material. Existen tres tipos:

- Multicapa: La estructura más común, se construye por superposición de las capas. Adopta la forma de talud a ambos lados, al formarse por depositación. Sobre la cresta puede o no ir una superestructura, que permite accesibilidad y limita el sobrepaso (Figura 1.a1 y Figura 1.a2).
- Berma: Se construye con dos bermas en la cara que enfrenta el mar, resultando en una pendiente con forma de “S” al deformarse. La pendiente más suave se sitúa alrededor del N.R.S. (Nivel de Reducción de Sonda, plano de referencia de las profundidades del lugar, usualmente la mayor bajamar). Requiere gran cantidad de material y espacio para su construcción (Figura 1.b).
- Sumergido: Tiene su cota de coronación bajo el N.R.S. El oleaje rompe sobre la estructura (Figura 1.c)

El rompeolas de talud presenta una reflexión menor en comparación a estructuras de paramento vertical (como el rompeolas tipo dique vertical), que son prácticamente totalmente reflejantes.

Esto debido a los huecos formados por los elementos de la coraza, que provocan que parte de la energía incidente del oleaje se disipe.

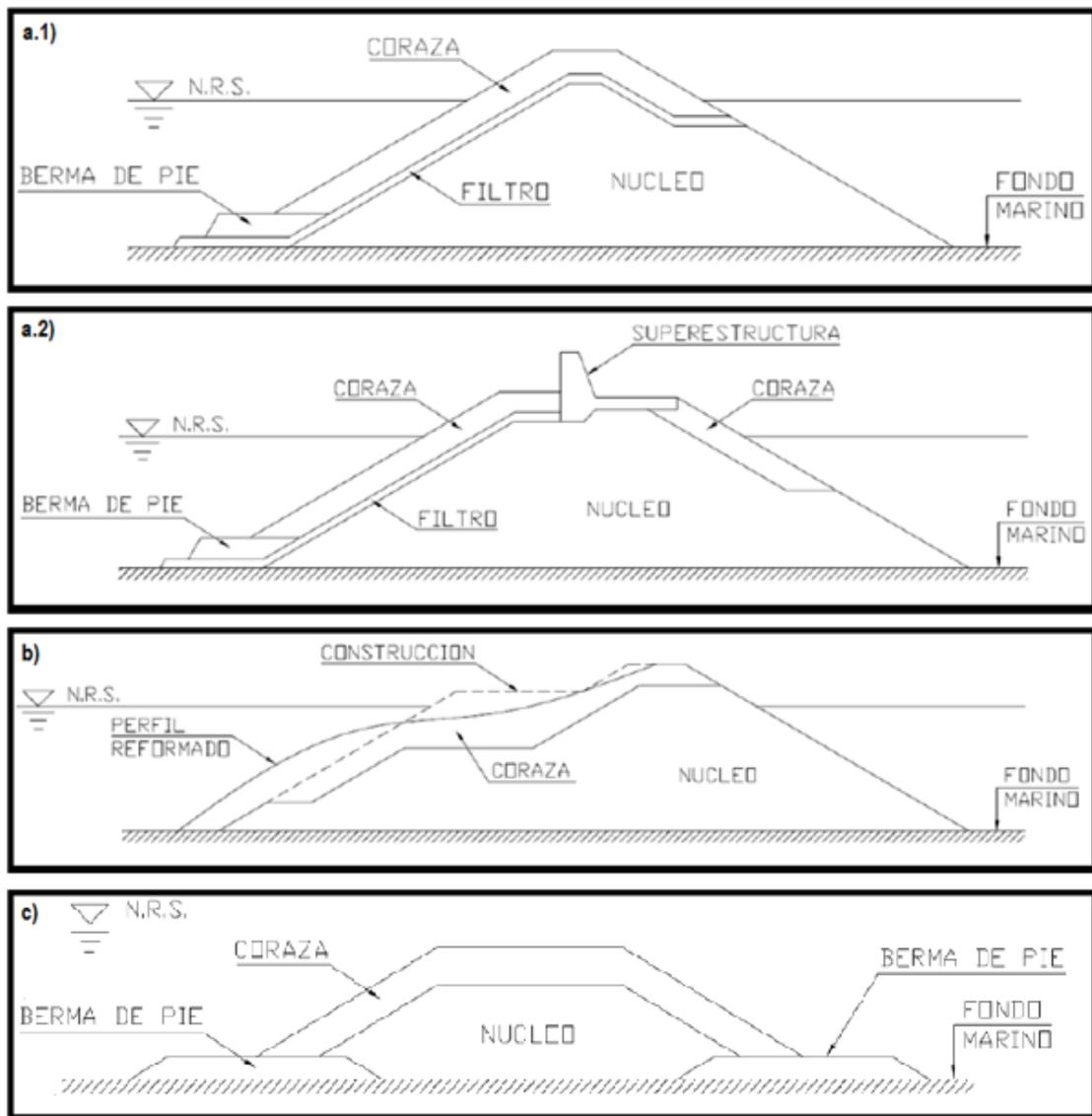


Figura 1: Esquemas rompeolas de talud tipo escollera. a.1)Multicapa a.2)Multicapa con superestructura b)Berma c)Sumergido. Fuente: Fernández, R (2010).

En cuanto a su geometría, el tramo longitudinal se divide en arranque, tronco, codo y cabezo; desde el muelle hacia el mar. Esto permite el diseño por sección, lo que posibilita la aplicación de mejores métodos constructivos y de optimizar el diseño final, al tener distintas consideraciones en cada etapa (como altura de oleaje y cota).

El núcleo, al ser de baja porosidad, impide la transmisión de energía y es la barrera impermeable de la estructura. Es la base de apoyo a los mantos superiores, en cuya construcción sobrepasa

el nivel del mar en 0,5 a 1[m] PM (PM: nivel de pleamar o marea alta). Siendo el elemento más masivo, puede fallar al producirse asentamientos.

El filtro, que compone el manto secundario, impide el lavado del material del núcleo y es el apoyo para el manto principal; y también puede verse afectado por fallas de deslizamiento.

La construcción se realiza por etapas, comenzando por depositación directa del núcleo. Se nivela la superficie que sobrepasa el nivel del mar con maquinaria, permitiendo el acceso para la perfilar los taludes y continuar los trabajos. Se continúa con el filtro, colocado en dos capas con excavadora hidráulica o grúa normal. Finalmente, la coraza, con una grúa oruga u otra que permita movilizar las piezas de diseño (debe soportar el peso de los elementos con el brazo extendido). (ROM 1.0-09),

En este trabajo de título, se abordará en específico el caso de talud tipo escollera multicapa, el más común en el país. La estructura, al sobrepasar el nivel del mar, puede ser utilizada como soporte para otras instalaciones, dando un uso secundario (en general, con superestructura). Se han construido calzadas para circulación de peatones o vehículos menores, tuberías para transporte de líquidos, etc. En este trabajo de título se abordará sólo el uso primario, correspondiente a protección.

Diseño de rompeolas en Chile

El diseño en Chile se resume en Guía DOP (2012), que reúne experiencias nacionales y métodos extranjeros. Esta guía no es una norma, corresponde a recomendaciones. Se considera dominante la carga de oleaje, definiendo las acciones a considerar acorde a un periodo de retorno. Este se calcula según la metodología de riesgo máximo admisible propuesta por la ROM 0.2-00, a partir de la vida útil de la estructura y la probabilidad de ocurrencia del evento que supere los niveles aceptables.

El diseño estructural es referido al estado límite último. Toma como parámetros de entrada la batimetría, un talud para la estructura a lado mar y lado puerto (pueden ser el mismo); y características de oleaje y marea. Estas últimas se traducen en altura de ola significativa (H_s o $H_{1/3}$), periodo significativo (T_s) y dirección media (T_m); y se obtienen a partir de un estudio de clima extremo.

La altura de ola significativa se obtiene por propagación de Goda (OCDI 2001), que permite llevar la altura de oleaje del nodo conocido (de donde se tiene información) al nodo de interés (emplazamiento del rompeolas). El oleaje escogido es para un periodo de retorno que asegure un buen funcionamiento durante la vida útil del puerto. El período significativo se asume no

variable al hacer la propagación, y considera la ola como una senoide. La dirección es la media de las direcciones de propagación.

Luego se determina el peso de los elementos de la coraza (M_{50} , peso medio de la roca). Se utiliza en general la fórmula de diseño estructural de Hudson (1974), ecuación que ha tenido buenos resultados en el país, y la fórmula de Van de Meer (1988). Ambas calculan el peso medio de los elementos a partir de datos de entrada, asegurando la estabilidad hidráulica (E. Copeiro, M.A. García 2007), sin embargo, la fórmula de Van de Meer requiere información más específica, lo que la hace menos común en la práctica.

Iribarren (1938) es el primero en determinar una expresión para calcular M_{50} . Ésta está basada en equilibrio de fuerzas e investigaciones en modelos físicos a escala.

$$M_{50} = \frac{N' \cdot \rho_r \cdot H^3}{\Delta^3 \cdot (\cos(\alpha) - \text{sen}(\alpha))^3}$$

Ecuación 1: Fórmula de Iribarren (1938)

Dónde:

M_{50} : peso del elemento [t].

N' : coeficiente general de proporcionalidad (determinado experimentalmente) [t/m³].

H : altura oleaje [m].

ρ_r : densidad relativa del elemento (densidad elemento/densidad agua) [-].

Δ : densidad sumergida relativa del elemento (densidad elemento sumergido/densidad agua) [-].

α : pendiente del talud [°].

Esta fórmula fue modificada por la USACE (US Army Corp of Engineers) luego de su publicación en inglés en 1949 (Medina J.R et al 2014). Una serie de ensayos de modelos físicos a escala da como resultado la incorporación del término estabilidad hidráulica, representado en un coeficiente de estabilidad (empírico). El trabajo fue publicado por Hudson (1974), fórmula donde las acciones resistentes son el peso sumergido y la fricción entre elementos; y las solicitantes son las ejercidas por la corriente (fuerzas principales de olas rompientes y no rompientes).

$$M_{50} = \frac{\rho_s \cdot H^3}{K_D \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 \cdot \text{cota}}$$

Ecuación 2: Fórmula de Hudson (1974)

Dónde:

M_{50} : peso del elemento [t].

ρ_s : densidad del elemento [t/m³].

ρ_w : densidad del agua de mar [t/m³].

H : altura de la ola de diseño [m].

K_D : coeficiente de estabilidad (por tabla) [-].

α : pendiente del talud [°].

La fórmula de Van de Meer (Ecuación 3), por otra parte, incorpora más parámetros, y también está basada en ensayos experimentales. La expresión diferencia entre olaje en voluta (ola en forma de tubo) y oleaje en oscilación, aquel en que se transmite energía sin desplazamiento de la masa de agua (movimiento de onda).

$$M_{50} = \begin{cases} \frac{H_{2\%}^3}{\left[\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right) \cdot 8.7 \cdot P^{0.18} \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.20} \cdot \xi^{-0.5}\right]^3 \cdot \rho_s} & \text{olas en voluta} \\ \frac{H_{2\%}^3}{\left[\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right) \cdot 1.4 \cdot P^{-0.13} \cdot \sqrt{\cot\alpha} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.20} \cdot \xi^P\right]^3 \cdot \rho_s} & \text{olas en oscilación} \end{cases}$$

Ecuación 3: Fórmula de Van de Meer (1988)

Dónde:

M_{50} : masa del elemento (roca en principio) a utilizar [t].

N : número de olas (1.000<N<7.500)[-]

S : nivel de averías (2<S<12) [-]

P : factor de permeabilidad [-].

ρ_s : densidad del elemento [t/m³].

ρ_w : densidad del agua de mar [t/m³].

α : pendiente del talud [°].

$H_{2\%}$: [(1,1-1,4)H], donde H es la altura de la ola de diseño [m].

ξ : parámetro de Iribarren [-]:

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

Ecuación 4: Parámetro de Iribarren

Dónde:

$\tan(\alpha)$: pendiente de fondo [-].

H: altura de ola de diseño [m].

L: longitud de la ola [m].

A partir del peso promedio, determinado según la fórmula que se estime conveniente, se determinan los pesos de los elementos del filtro y núcleo. Se consideran en general en una razón de $M_{50}/10$ y $M_{50}/100$ respectivamente. Resulta en una granulometría decreciente hacia el interior de la escollera.

Al menos el 75% de los elementos de cada capa deben tener el peso promedio calculado. Los elementos restantes, en general de peso menor, se ubicarán en según afecten menos la estabilidad estructural e hidráulica. En este sentido, los mayores elementos de la coraza se colocan en la parte superior, resistiendo el oleaje, y los menores hacia la base. En el caso del núcleo, los menores se ubican en la parte central.

El material de la coraza depende del peso M_{50} y la disponibilidad, ya que, si supera el peso del material de cantera disponible, se debe desechar la idea de escollera en roca, y utilizar elementos artificiales de hormigón en masa.

Los elementos de hormigón presentan mayor estabilidad, permitiendo el uso de piezas de menor peso. A la vez, al ser construidos in situ o en la cercanía de la obra, el costo de transporte se ve reducido.

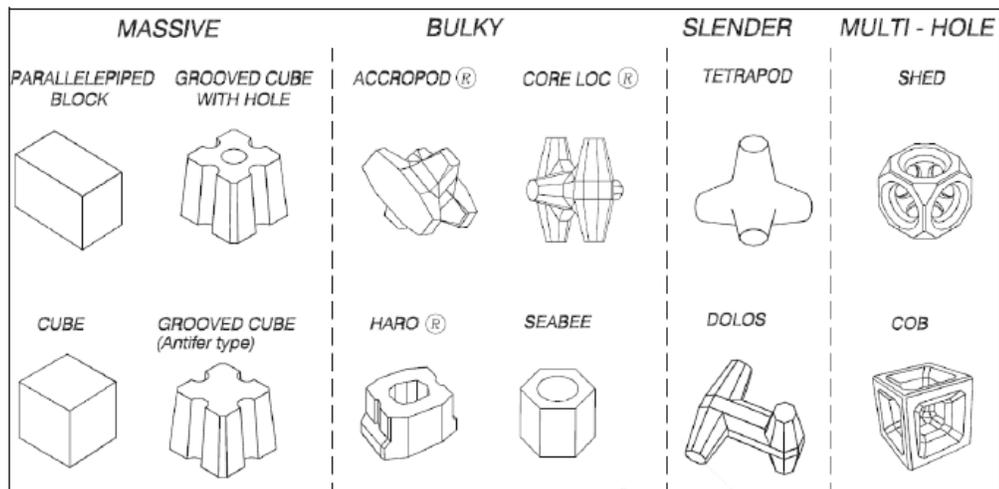


Figura 2: Ejemplos de elementos artificiales (dolos de hormigón). Fuente: Coastal Engineering Manual

El espesor de las capas se puede determinar según la recomendación del Shore Protection Manual (Vol 2) descrita en la Ecuación 5, según un coeficiente de capa (K_{Δ}) dado por el material y forma de colocación.

$$e = n \cdot K_{\Delta} \sqrt[3]{\frac{M}{\gamma}}$$

Ecuación 5: Espesor capas, Shore Protection Manual

Dónde:

e: espesor de la capa [m].

n: número de capas [-].

K_{Δ} : coeficiente de capa (por tabla) [-].

M: peso del elemento de la capa [kN].

γ : peso específico del elemento de la capa [kN/m³].

La geometría de la estructura queda determinada por los valores antes mencionados, dando una altura inicial al núcleo que permita su construcción y el ángulo de inclinación establecido. Luego superponiendo las capas según espesor y el método constructivo descrito anteriormente.

El diseño hidráulico responde al comportamiento funcional, y se evalúa el remonte (*run up*) y sobrepaso (*overtopping*). El remonte es la altura sobre el N.R.S. que alcanza la ola luego de romper. El sobrepaso es la elevación de la altura de oleaje por sobre la cota de coronación del rompeolas.

La altura de francobordo (altura de la cresta por sobre el nivel promedio del mar) debe ser tal que el caudal de sobrepaso no supere el valor admisible, determinando la seguridad estructural aceptable considerando que es una obra de defensa costera. Se ajusta sumando la altura de remonte y de pleamar máxima (máximo valor en marea alta), y verificando la altura de sobrepaso (DOP 2012).

El diseño estructural e hidráulico descrito, no contempla consideraciones sísmicas. Sin embargo, en la práctica en Chile, se utiliza una pendiente entre 1:1,75 y 1:2 (H:V) para disminuir efectos sísmicos, esto basado en la experiencia y no en estudios (Baesler, H. 2015), y es la única consideración en este sentido. Por lo tanto, es relevante comenzar investigaciones que apunten a esto.

Caracterización geotécnica de los elementos de coraza, en términos de parámetros de Mohr-Coulomb.

El diseño estructural e hidráulico ya ha sido descrito en el punto anterior. Es a partir del perfil tipo obtenido a partir de este diseño, que se realizará el análisis sísmico, propuesta metodológica que será descrita en el capítulo siguiente. El análisis a realizar es, por lo tanto, una verificación del diseño realizado según la práctica habitual.

Sin embargo, para desarrollar la propuesta metodológica, es necesario definir fuerzas solicitantes y resistentes, estableciendo una expresión para determinar la estabilidad. Frente a este objetivo, considerando que las fuerzas resistentes serán aquellas que se opongan al movimiento, es necesario definir un criterio de falla. El criterio de falla a adoptar será el de Mohr-Coulomb, que establece la resistencia al corte como una función de la cohesión y fricción entre partículas de un material (Kramer, S. 1996). Las expresiones y consideraciones de la propuesta metodológica serán detalladas en el Capítulo III.

Por lo tanto, dado el criterio de falla a adoptar, se deben parametrizar los elementos del rompeolas en términos de fricción y cohesión. Estos parámetros son el ángulo de fricción (ϕ) y la cohesión (c). En este sentido, se recopilan antecedentes para definir estos valores dentro de ciertos rangos.

La OCDI (2001) propone una serie de coeficientes de fricción, que se pueden traducir en un ángulo de fricción según la Ecuación 6. Estos valores se muestran en la Tabla 2, e indicarían que ϕ para elementos de hormigón estaría en torno a los 26,6[°] y 31[°], y 38[°] para roca.

$$\phi = \text{atan}(\eta)$$

Ecuación 6

Dónde:

ϕ : ángulo de fricción [°].

η : coeficiente de fricción [-].

Tabla 2: Coeficientes de fricción. Fuente: OCDI 2001

Materiales	Coeficiente de fricción[-]	ϕ[°]
Hormigón contra concreto	0,5	26,6
Hormigón contra roca basal	0,5	26,6
Hormigón sumergido contra roca basal	0,7-0,8	35-38,6
Hormigón contra escollera	0,6	31
Escollera contra escollera	0,8	38,6
Carpeta friccionante contra escollera	0,7-0,8	35-38,6

Hudson, R (1959), al conducir una serie de ensayos para determinar criterios para el diseño y construcción de rompeolas, determina coeficientes de fricción para distintos elementos. En el caso de elementos de coraza, realiza cerca de 70 pruebas con modelos a escala, de distintos tamaños (indicados por peso). Obtiene los valores de la Tabla 3, donde el valor del ángulo ha sido calculado según la Ecuación 6. Se observa que, para roca, el ángulo de fricción se mueve aproximadamente dentro del rango de 45[°] a 50[°]; mientras que, en elementos de hormigón, 50[°] a 60[°].

Tabla 3: Coeficientes de fricción experimentales. Hudson, R (1959)

Método de medición	Roca de escollera						Elementos hormigón			
	Rocas 45g*		Rocas 136g*		Rocas 280g*		Cubos 363g*		Tetrápodos 95g*	
	$\eta[-]$	$\phi[^\circ]$	$\eta[-]$	$\phi[^\circ]$	$\eta[-]$	$\phi[^\circ]$	$\eta[-]$	$\phi[^\circ]$	$\eta[-]$	$\phi[^\circ]$
Depositadas en agua	1,02	45,6	0,98	44	1,13	48	1,2	50	1,1	48
Depositadas en aire	0,79	37	0,9	42	0,87	41	1,34	53	-	
Apiladas en agua	1,09	47	1,19	50	1,26	51	1,36	54	1,78	61
Apiladas en aire	0,97	44	1,12	48	1,22	50	1,75	60	-	

*Nota: Ensayos realizados en modelos a escala

La FHWA (Federal Highway Administration, EEUU), en la guía para el diseño de revestimientos de escollera, utiliza el gráfico de la Figura 3 para determinar el ángulo de fricción, donde D_{50} es el diámetro característico del elemento. Se observa que, al aumentar el diámetro, el ángulo ϕ muestra poca variación. Sobre 1[m], diámetro en general superado por los elementos de coraza, los valores de ϕ van desde 41[°] a 42,5[°].

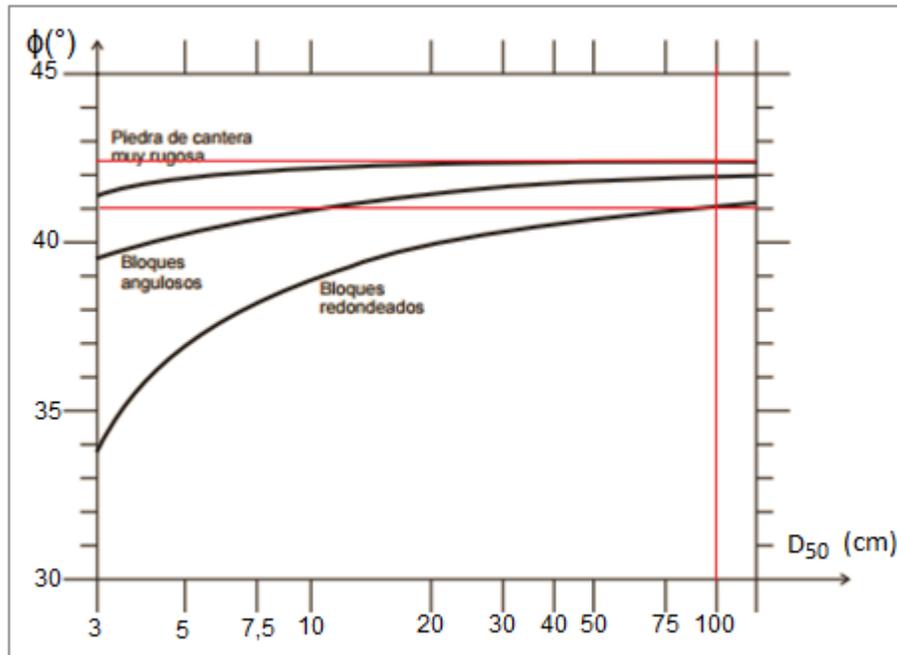


Figura 3: Ángulo de fricción ϕ para escollera depositada. Fuente: FHWA(1989)

Sin embargo, la OCDI (2001), en el caso de roca como elemento de coraza, al existir esfuerzos de compresión, sugiere un ángulo de fricción de $35[^\circ]$ para esfuerzos sobre $30[\text{MN}/\text{m}^2]$ y $30[^\circ]$ para valores menores; y cohesión de 10 a $20 [\text{kN}/\text{m}^2]$, independiente de la compresión.

En The Rock Manual (CIRIA 2007) se menciona que el ángulo de fricción ϕ puede variar entre $25[^\circ]$ y $55[^\circ]$, al ser material depositado. Es en casos poco profundos (altura sumergida menor a un metro) donde puede alcanzar los $55[^\circ]$. En cuanto a la cohesión, a pesar de ser material no cohesivo, a niveles altos de esfuerzos puede no ser nula, por lo que podría ser necesario incluir un valor en algunos cálculos.

Cihan, K (2011) utiliza un ángulo de $47[^\circ]$ en coraza, y $41[^\circ]$ para núcleo, en un análisis de deformaciones de rompeolas bajo cargas sísmicas. Dickenson, S. et al (2006), al estudiar pilotes en relleno de roca, determina que los modelos numéricos se ajustan mejor a los teóricos al considerar una cohesión artificial o “pseudo cohesión”, por trabazón. Utilizan un valor de $15[\text{kN}/\text{m}^2]$. Dickenson, S et al (2014), aplican nuevamente la cohesión artificial, al modelar el relleno de roca en un muelle. La influencia de esta es considerada para la capa superficial, ya que al incrementar los esfuerzos (con la profundidad), domina la resistencia friccional. Utilizan una cohesión de $12[\text{kN}/\text{m}^2]$, y ángulo de fricción de $52[^\circ]$.

En el caso de elementos de hormigón, la OCDI 2001, como se observa en la Tabla 2, propone ángulos de fricción en el rango de $26[^\circ]$ a $31[^\circ]$. Latham, J.P (2013), en modelación de elementos

de hormigón de coraza usando elementos finitos, utiliza un valor de 0,9[-] para el coeficiente de fricción (ángulo de fricción de 42[°]). Varía desde 0,6[-] (31[°]) a 0,9[-] como parte del análisis, encontrando pocas diferencias en cuanto a estabilidad. Xiang, J et al (2011), en un estudio sobre respuesta dinámica de elementos de hormigón de coraza, prueba un rango de valores desde 0.3[-] a 0,9[-] para el coeficiente de fricción. Los resultados sugieren que el valor es más cercano al menor, ya que permite un mejor ajuste de las piezas, que se acomodan en configuraciones más favorables y sometidas a menores esfuerzos.

Considerando que los elementos artificiales fueron formulados tal de aumentar la estabilidad de la coraza, se desarrolla una trabazón que no puede ser ignorada. Como se observa en la Tabla 4, el coeficiente de estabilidad determinado por Hudson (1959), es considerablemente mayor en elementos de hormigón, y es asociado a la estabilidad adicional que entrega principalmente la trabazón (CIRIA, 2007).

Tabla 4: Coeficiente de estabilidad. Fuente: Hudson (1959)

Elemento	$K_D[-]$
Escollera redondeada	1,2
Escollera rugosa	2
Cubo modificado	6,5
Tetrápodo y cuadripodo	7
Tribar en bicapa	9
Tribar en monocapa	12
Dolos	15,8
Hexapodo	8
Toskane	11

Como se mencionó en el caso de corazas de roca, algunos autores también consideran una contribución en forma de cohesión artificial. En el diseño del Pars Petrochemical Port, Banijamali et al (2011) consideran un ángulo de fricción entre 35[°] y 40[°], y una cohesión entre 10 a 20[kN/m²].

Debido a la diferencia entre los parámetros c y ϕ entregados por los distintos autores para roca y elementos de hormigón, y la gran influencia de estos en los resultados en análisis de estabilidad, se estudiarán dentro de un rango, entre los mencionados anteriormente.

En geotecnia, se utilizan distintas herramientas probabilísticas para obtención de resultados en aquellos casos en que se tiene incertidumbre sobre ciertos parámetros (Hidalgo, C. et al, 2011). El Análisis de Montecarlo es uno de los métodos, de carácter numérico, que permite obtener resultados mediante la simulación del problema utilizando variables aleatorias bajo supuestos confiables (US Environmental Protection Agency, 1997).

Luego, se utilizará el Análisis de Montecarlo para la obtención de resultados, en aquellos casos en que sea necesario entregar los parámetros de Mohr-Coulomb de los elementos de coraza, como dato de entrada. De esta forma, se entregará un rango de valores al software, y este calculará la superficie de falla más probable para cada combinación (aproximadamente 5.000 iteraciones, según sugiere Slide®), entregando como resultado un factor de seguridad promedio, y la probabilidad de falla asociada a este.

Modos típicos de falla

Finalmente, ya que la propuesta metodológica busca realizar una verificación del diseño, es necesario establecer los posibles modos de falla de un rompeolas, y apuntar a estos.

Los modos típicos de falla se muestran en la Figura 4. En el caso de la coraza, lo más común es una falla de talud por deslizamiento, pero también se tienen fallas originadas en los elementos; por inestabilidad de estos (rotación o deslizamiento de una capa) o rotura (ya que reciben el oleaje directo).

Tanto el núcleo como el suelo de fundación pueden sufrir asentamientos, que se reflejan en una disminución de la cota de coronamiento. Bermas, pie y taludes pueden sufrir erosión, producto de la acción del oleaje. En el caso de bermas construidas tal de incrementar la disipación de la energía incidente (oleaje), la erosión es considerada en el diseño, ya que el perfil en este caso debe deformarse (como se detalla en 2.2 para rompeolas con berma).

En el caso de existir una superestructura en el coronamiento (como espaldón), esta puede fallar por deslizamiento, basculamiento, rotura (en general, se trata de estructuras de hormigón) o socavación (Negro, V. 2002).

En el presente trabajo de título, como primera aproximación a la realización de consideraciones sísmicas, se abordará el deslizamiento de talud, tanto para el lado mar como el lado puerto; y el desplazamiento horizontal (desplazamiento de toda la estructura).

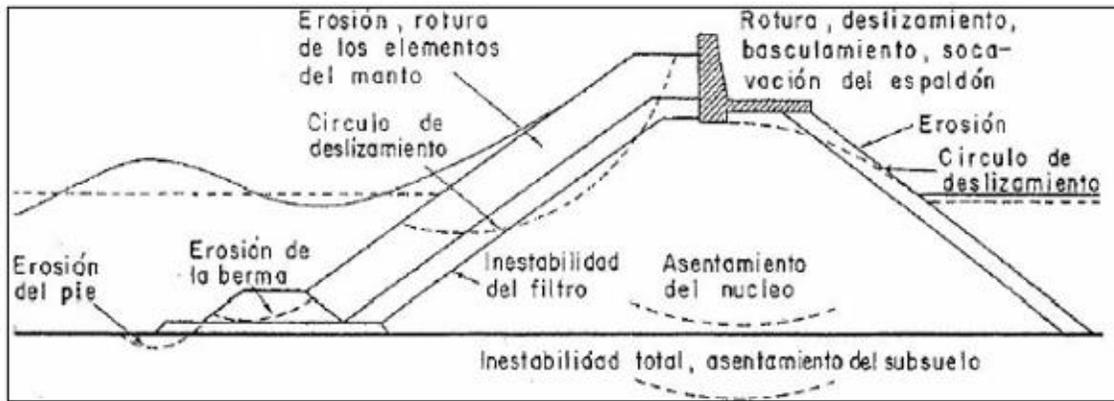


Figura 4: Modos de falla típicos. Fuente: Negro, V. (2002)

2.3. Antecedentes de análisis sísmico en obras portuarias.

2.3.1. Normativa chilena y extranjera para el Diseño Sísmico en obras portuarias.

La Guía DOP (2012) acoge para el caso específico del diseño de rompeolas, los criterios adoptados por la Norma Japonesa (Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan, OCDI 2001), y el Coastal Engineering Manual, USA (USACE 2006). Sin embargo, el diseño sísmico no se menciona.

Actualmente, en Chile, no existe una norma de diseño sísmico para obras portuarias apoyadas en fondo marino. La norma de Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales (NCh 2369 Of 2003), desarrollada como complemento a la NCh 433 Of 2009 (Diseño Sísmico de Edificios), rige para obras apoyadas en tierra firme, y aunque es la más cercana a la aplicación buscada, en teoría no podría ser empleada directamente. Sin embargo, es utilizada en el diseño de muelles transparentes con pilotes de acero (Baesler, H. 2015), ya que hay ciertos aspectos que son rescatables para su aplicación en obras portuarias, a pesar de no haber sido formulada para estas.

Hidalgo, P (2013) en el Segundo Seminario sobre la Guía de la DOP, analiza la normativa chilena existente y su aplicación a puertos. Establece como aplicables las hipótesis básicas de diseño, ya que se buscan los mismos objetivos (protección de la vida y continuidad de la obra en la industria); y las definiciones utilizadas para caracterizar la sollicitación sísmica, en los conceptos de zona sísmica, tipo de suelo y clasificación de la estructura. Sin embargo, se deben modificar las combinaciones de carga y adaptarlas al caso de obras portuarias, y el valor de la razón de amortiguamiento, que no considera el efecto del agua.

La norma japonesa es actualmente la más completa en cuanto a diseño sísmico en obras portuarias, al establecer procedimientos detallados para cada estructura. En esta, se define un sismo Nivel 1 de acción variable, que al usarse en el diseño asegura el nivel de servicio (con probabilidad de ocurrir una o dos veces en la vida útil de la estructura); y Nivel 2 de acción accidental, que busca limitar el daño. En lo referente a rompeolas, la estabilidad frente a movimientos de suelo asociados a sismos Nivel 1 se omite frecuentemente, pero en casos en que la profundidad de instalación es mayor a lo común y la altura de la ola de diseño es pequeña en relación a la extensión de la estructura, es necesario verificar la resistencia sísmica, ya que la sollicitación sísmica puede dominar sobre la de oleaje.

La normativa española, en el programa de Recomendaciones de Obras Marítimas, también hace mención al análisis sísmico en obras portuarias. Específicamente, en rompeolas, recomienda analizar la respuesta del conjunto suelo- rompeolas en aquellos casos en que la ocurrencia de sismos o maremotos no sean despreciables. Según el emplazamiento de la obra, y caso particular, se definen espectros de frecuencia y series temporales de aceleraciones. Se ajusta a la Norma de Construcción Sismorresistente española, similar a la NCh2369 y NCh433, pero que se diferencia al considerar las obras marítimas, tomando los puertos como estructuras de importancia especial (*aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a eventos catastróficos*), y considerando dentro de las masas que intervienen en el cálculo, los empujes de agua y el efecto del terreno en contacto con la estructura.

En cuanto a la norma estadounidense (Coastal Engineering Manual), considerando que la costa oeste es una zona de reconocida actividad sísmica, realiza estudios relativos a problemas de posible deformación y/o licuefacción generados por el sismo. Sin embargo, en general, no se considera el análisis sísmico en rompeolas, debido a que una falla en este no genera pérdidas humanas o daños catastróficos. Aunque, por otra parte, existe el riesgo de afectar el normal funcionamiento del puerto, o altos costos en reparaciones. Por lo anterior, sugiere evaluar la realización del diseño sísmico dependiendo del caso.

2.3.2. Daños reportados en Chile en obras portuarias, posterior a sismos.

Como se mencionó anteriormente, Chile es un país de gran actividad tectónica, en que el estudio del comportamiento sísmico de obras portuarias se torna relevante. A continuación, se menciona brevemente cómo se han visto afectados distintos puertos, por los sismos de mayor intensidad registrados desde hace algunas décadas en el país. Esto corrobora, por una parte, que estas

estructuras se ven afectadas, y por otra, que su estudio cobra importancia al considerar que la cantidad y tamaño de puertos aumentará en el futuro.

Terremoto Valdivia 1960

El terremoto de Valdivia (9,5Mw), es el mayor registrado en la historia, y afectó mayormente el área comprendida entre Talca y Chiloé. Gonzalez, A. (2015) señala como se reportan daños en pilotes, malecones y puertos posterior al sismo, en registros de prensa y otras publicaciones. El muelle de Puerto Montt sufre asentamientos en la mayoría de los pilotes, y la explanada se inclina en dirección al mar, destruyendo pavimentos y bodegas.



Figura 5: Puerto Montt, posterior a Valdivia 1960. Fuente <http://puertomontt.blogspot.cl/>

Terremoto Valparaíso 1985

El terremoto, de magnitud 7,8Mw, ocurre en la costa central de Chile, y las ciudades costeras de Valparaíso y San Antonio incluyen las áreas afectadas.

En el Puerto de San Antonio, se observan fallas en fundaciones, taludes de arena y roca; y licuefacción. Este último modo de falla, tiene su manifestación más importante en el muelle. En cuanto al rompeolas (Figura 6), colapsan 271[m] de un total de 452[m]. Cabe mencionar que este rompeolas forma parte de las explanadas, por lo que el colapso incluye el corrimiento del riel de

las grúas (que se inclinan hacia el talud del rompeolas), deformaciones en el muro y asentamientos de terreno. (Torres, A. 2014).

Los daños observados, indican que el comportamiento del Puerto, fue similar al del terremoto de 1971 (7,5 Mw), en que se registraron desplazamientos laterales de hasta 60[cm] en el muro, y asentamientos del relleno (Torres, A. 2014).

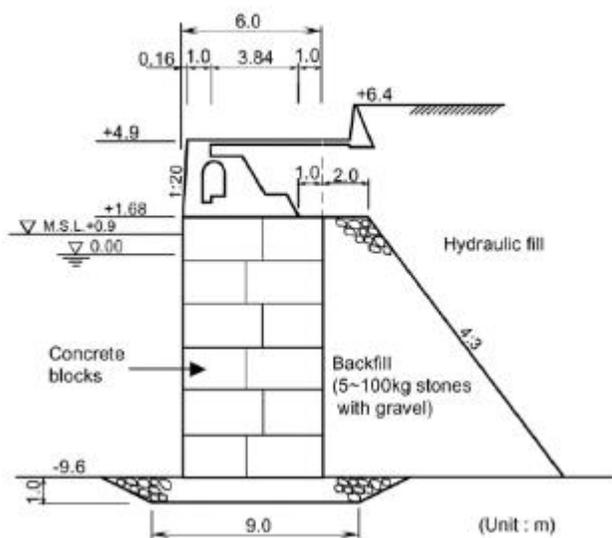


Figura 6: Corte transversal rompeolas. Fuente: Torres, A. (2014)



Figura 7: Puerto de San Antonio, posterior a Valparaíso 1985. Fuente: Torres, A. (2014).

En el Puerto de Valparaíso, los daños se concentraron en el sitio 5, adyacente al Muelle Prat. Hay corrimientos laterales en los sitios 1 a 5, con abertura de grietas de hasta 50[cm]. En cuanto

al Muelle Prat, también presenta asentamientos y agrietamientos tras del muro (González, J. 2015).



Figura 8: Puerto de Valparaíso, posterior a Valparaíso 1985. Fuente: González, J (2015)

Terremoto Tarapacá 2005

El terremoto de Tarapacá 2005 (7,9Mw), afectó prácticamente todo el Norte Grande, concentrando el daño en la provincia de Iquique.

En el Puerto de Iquique, el molo de abrigo (rompeolas vertical) sufre daños importantes, y se registran daños también en las demás estructuras (Caselli, F, para PortalPortuario, 2015).

El Puerto de Arica, aunque alejado del epicentro, también registra daños, en que el molo de abrigo (rompeolas de talud tipo escollera) muestra movimiento y ruptura de unidades de coraza (tetrápodos de hormigón) y pérdida de la berma de pie, quedando elementos en directo contacto con el fondo marino. Esto queda en evidencia tras nueve monitoreos realizados al rompeolas entre los años 2005 y 2014. En estos monitoreos, se revela también que el hormigón de los elementos de coraza es de menor calidad al esperado para estas estructuras (Baird & Associates, 2015).

Terremoto Maule 2010

El terremoto Maule 2010 (8,8Mw) tuvo una gran área de ruptura, y los mayores daños se concentraron entre Talcahuano y Lota. En puertos, el movimiento lateral del terreno dañó de

forma importante estribos, desplazándolos hacia el mar, y se registraron asentamientos en pilotes, dejando gran evidencia de licuefacción en varias zonas (González, J. 2015).

En la Bahía de San Vicente, la Planta de Alimentos Marinos, con muelles flotantes en terrenos ganados al mar, tuvo problemas en la totalidad de las instalaciones. Se registraron desplazamientos horizontales de al menos 3[m] en dirección al mar, además de asentamientos. Esto provocó, a la vez, daños en pavimentos y edificios administrativos (González, J. 2015).

El Puerto de Talcahuano fue el de mayores problemas, al colapsar dos sitios, quedando prácticamente bajo el agua. Se presenta daño en bitas y muelle, con grietas en el pavimento y pérdida del material de relleno en terrenos ganados al mar. También fue afectado por el tsunami posterior al sismo, que desplazó contenedores y embarcaciones hasta la ciudad (Fenaporchi 2010).

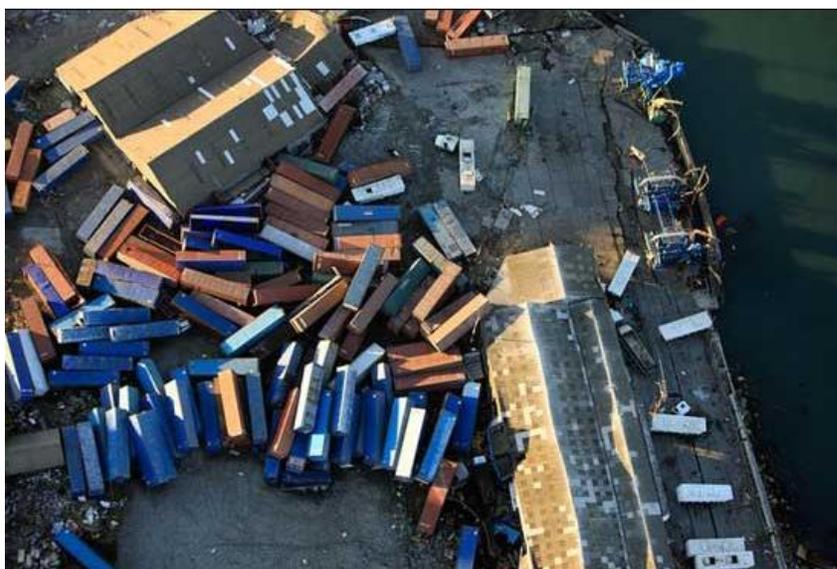


Figura 9: Puerto de Talcahuano, posterior a Maule 2010. Fuente: Fenaporchi (2010)

El Puerto de San Vicente, registra descensos y aberturas en pavimentos de dos sitios, en que el acceso queda imposibilitado; y daños significativos en el patio de contenedores (Geofun, 2013). Sin embargo, reanuda las operaciones en las semanas siguientes posteriores al sismo, ya que la bahía tampoco fue afectada por el tsunami (SVTI S.A., 2013).

El Puerto de Coronel, resultó con grietas de tracción de hasta 50[cm], dañando pavimentos y sitios de acopio. También daños severos en estribos, e inclinación y corte en algunos pilotes (Gonzalez, J. 2015).

En cuanto a puertos de ciudades más alejadas, se producen daños por licuefacción en los Puertos de San Antonio y Valparaíso, con desplazamientos de terreno hacia el mar (daños menores que los reportados para el Terremoto de 1985) (González, J. 2015).

Terremoto Iquique 2014

En cuanto al terremoto de Iquique 2014 (8,2Mw), el daño se concentra en la zona de Iquique, afectando los Puertos de Iquique y Patache. El primero, con daños graves en dos de sus sitios, daños menores en uno y sin daños en un cuarto. Se observan grietas en pavimentos de explanadas, inclinación de las estructuras y asentamientos, que se acentúan con las réplicas (la mayor, de 7,6Mw) (Mundo Marítimo, 2014)

En cuanto al Puerto Patache, no se reportan problemas que impidan la operación, pero sí daños menores.

2.3.3. Revisión de análisis y diseño sísmico de rompeolas a nivel mundial.

En la literatura, existen registros más extensos de rompeolas dañados en las últimas décadas debido a sismos, principalmente en Japón, Turquía, Indonesia, Alaska y Grecia; en que se ha reportado desmoronamiento de la escollera, asentamientos diferenciales, falla de talud y aflojamiento o inclinación de las partes superiores de la estructura con deslizamiento de la pendiente, con casos en que se presentan irregularidades incluso en toda su extensión (Xun, Y. 2014). El comportamiento de rompeolas bajo cargas sísmicas está aún en desarrollo, tanto con simulaciones de modelos en laboratorio como modelos computacionales.

Primer estudio sobre comportamiento sísmico de rompeolas

Uno de los primeros acercamientos al estudio del comportamiento sísmico de estas estructuras se presenta en Coastal Engineering (ICCE), en su 16° conferencia, bajo el tópico de cargas en rompeolas de talud tipo escollera debido a sismos (Wang, H. et.al 1978), cuando ningún rompeolas existente había sido diseñado sísmicamente. Hace referencia a cómo este tipo de rompeolas es diseñado para soportar solo oleaje, y que esto apunta a que, en caso de deformaciones y daños, la estructura aún cumplirá con su función de proteger el puerto (aunque sea parcialmente), y la reparación solo consiste en reponer las capas de enrocado y/o material artificial. Sin embargo, con la aparición de obras portuarias que utilizan extensos terrenos ganados al mar o de gran extensión, estas estructuras cobran importancia, y es razonable considerar el diseño sísmico, ya que incluso fallas parciales pueden no ser aceptables; al

conllevar pérdidas monetarias e incluso tener repercusiones ambientales (según la naturaleza del puerto).

En el trabajo mencionado, se utiliza un modelo físico a escala (Figura 10) para identificar modos de falla, determinar la tendencia y grados de importancia de diversos factores y estimar la distribución de presiones en la superficie; con énfasis en estudiar la estabilidad del manto frente a cargas sísmicas. Se utilizan dolos colocados arbitrariamente en la construcción de ocho modelos iguales, ya que preveían un auge en su uso, y se mantiene la razón entre los materiales de las distintas capas, variando la cantidad de dolos en cada modelo. Se aplica sólo la componente horizontal del sismo, en una frecuencia de 1,61[Hz] y aceleración variable desde 0,2g hasta 2,8g (simulando en principio el terremoto El Centro, ocurrido en el sureste de California en 1940, 6,9Mw).

El principal modo de falla fue el asentamiento de la cresta, seguido de ligeras deformaciones en la pendiente, sin deslizamientos catastróficos; siendo la cresta de la estructura más sensible a las sacudidas que los lados, que se redondeó y asentó de forma similar a como ocurre en una presa de escollera. La cara protegida del rompeolas (lado puerto) sufrió más desplazamiento que la anterior, con densificación de los dolos en las zonas de deslizamiento y adelgazamiento de la cresta (sin perder la capa en ningún caso). Los asentamientos aumentaron al incrementar la aceleración, sin embargo, no se encuentran cambios significativos en los perfiles transversales hasta superar los 0,4g, lo que se atribuye a la naturaleza discreta de la construcción de este tipo de estructura.

Por otra parte, la altura de agua no resultó un factor importante en el nivel de daño presentado en el rompeolas, con lo que se concluye que la trabazón que presentan las unidades de la coraza, junto a la fricción interna del material del núcleo, juega un rol importante en la resistencia sísmica de la estructura. Cabe mencionar que estos ensayos fueron realizados en fundaciones rígidas, por lo que efectos en la fundación no son estudiados.

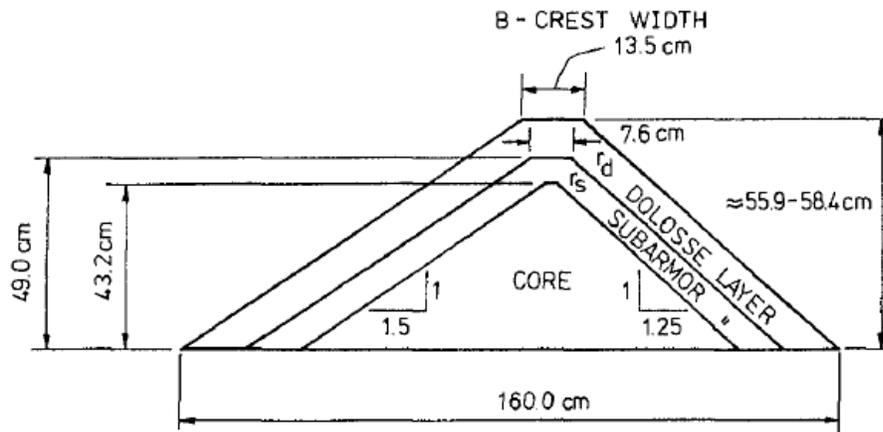


Figura 10: Sección transversal modelo físico. Fuente: Coastal Engineering 1978

Contraste de modelos físicos y numéricos.

Una experiencia similar, pero más completa, se lleva cabo comparando modelación física y matemática de dos rompeolas, el primero en una base rígida; el segundo, en una base flexible de arena suelta (Memos, C. et al, 2000), aplicando aceleraciones horizontales de magnitud creciente.

Los modelos físicos corresponden a rompeolas de talud tipo escollera a escala, el Modelo I descansa sobre una placa rígida, representando roca; y el Modelo II, sobre una capa de 30[cm] de arena no compactada (densidad baja a media), ambos con coraza de roca. Son sometidos a aceleraciones en una mesa vibratoria, desde 0,157g a 1,481g para el Modelo I, y 0,063g a 1,553g el segundo. Se toman registros temporales de aceleración horizontal y presiones dinámicas.

Los resultados son comparados con modelos numéricos. En el aspecto geotécnico, la simulación numérica se realizó en el código de elementos finitos QUAD4M directamente aplicable a taludes. Los parámetros del suelo son basados en la suposición de un medio viscoelástico no lineal. Las presiones hidrodinámicas, desarrolladas debido a la aceleración de la estructura en el agua, fueron modeladas como un efecto de masa adicional en cada capa horizontal de la estructura. Para lo último, se desarrolla un código de elementos de borde, cubriendo las dos regiones semi-infinitas de agua a cada lado de la estructura. Este código permite cierta deformación de las caras inicialmente planas del rompeolas, al aceptar desplazamientos horizontales a lo largo las caras.

En cuanto a los modelos físicos, estos resultaron sísmicamente resistentes y de una respuesta más bien elástica, con valores similares al modelo matemático en los ámbitos estudiados. El periodo fundamental de oscilación resultó acorde a lo determinado por el modelo matemático, incrementando su valor al aumentar la intensidad para el Modelo I, y en el caso del Modelo II se

registró un incremento repentino del periodo fundamental a 0,25g, lo que se atribuyó a una licuación del suelo de fundación; posterior a esto se registraron valores menores.

Las aceleraciones horizontales registradas mostraron una desviación promedio del 5% respecto a los modelos matemáticos, lo que se considera una buena predicción ya que incluso los casos a los que se atribuye licuefacción se encuentran dentro de los rangos. Las presiones hidrodinámicas promedio y máximas estimadas por el modelo matemático resultaron sin embargo mayores a las físicas, lo que se atribuye a la porosidad de la estructura, que no fue considerada.

Las deformaciones permanentes para el Modelo I fueron pequeñas, destacando solo una disminución del 9% de la altura total para la cresta del rompeolas. Para el Modelo II, se reduce la sección transversal en un total de 17,5% (16,4% de la coraza, 6,8% del filtro y 20,4% del núcleo); además de una pérdida de 5,3[cm] de la altura de la capa de arena. Se concluye que el modo principal de falla es el asentamiento de la cresta acompañado por la densificación del material del núcleo, y si la estructura se encuentra sobre una base flexible, este asentamiento puede ser considerable, lo que podría llevar a fallas parciales o incluso totales de la estructura si la deformación permanente es demasiado grande.

En los años posteriores, se han llevado a cabo una serie de estudios similares, pero apuntando a modelos numéricos dejando de lado las representaciones experimentales. Se utilizan programas computacionales que permiten representar el comportamiento de los elementos que interaccionan en la estructura, dado casos como el anterior en que se demuestra que los avances computacionales permiten una buena aproximación al modelo físico.

Estudios en rompeolas reales en el extranjero, frente a cargas sísmicas

Se revisan tres casos reales en que las cargas sísmicas son consideradas, el análisis del rompeolas del Puerto de Patras (Grecia), el rompeolas del Puerto Eregli (Turquía) y el rompeolas del Pars Petrochemical Port (Turquía). El primero y segundo corresponden a un análisis sísmico, posterior a la ocurrencia de uno o más sismos. El segundo, a un diseño sísmico, dadas las condiciones especiales del puerto. Ambos son abordados con modelos computacionales.

El Puerto de Patras, ubicado en el oeste de Grecia, sufre una serie de fallas durante la construcción de una extensión de 120[m], y se identifican también fallas antiguas en la parte construida. Memos, C.D. et al (1992) investigan el mecanismo de falla, que provocó asentamientos del orden de metros, coincidente con actividad sísmica moderada en la zona. Previamente a esto, en 1984, una serie de sismos de Mw 3,5 a 4,5 ocurrieron en el Golfo de Patras (cercano al rompeolas), posterior a los cuales se midieron asentamientos de hasta 3 y 4[m] en el rompeolas ya existente, atribuibles tanto a asentamientos propios de la estructura (calculados en

2-2,5[m]) como a efectos de la carga sísmica. Se analiza desde el punto de vista hidrodinámico y geotécnico, con el fin de entregar propuestas para completar la construcción.

El análisis hidrodinámico se basa en el hecho de que existe una carga dinámica originada en el talud rodeado de agua. Las presiones hidrodinámicas se estiman considerando el movimiento de la masa de agua en torno a la estructura; con dos tipos de modificación referentes a la compresibilidad del agua y la elasticidad de la estructura, y se debe determinar si cada uno es o no despreciable. Se representa entonces el efecto como una masa de agua que carga dinámicamente la estructura.

El análisis geotécnico se centra en el análisis sísmico del sistema estructura-suelo, para un suelo de arcilla consolidada (30 a 38[m]). Se aproxima la aceleración de la roca basal a partir de los datos de los sismos mayores (M_w 4,4 y 4,5), y se modela computacionalmente (software SHAKE) el suelo de fundación como un estrato horizontal infinito y la estructura como una viga. Se determina que esta aceleración se amplifica entre 2 y 2,5 veces en la parte superior del estrato de arcilla, y también se amplifica moderadamente dentro de la estructura. Análisis pseudodinámicos, utilizando las fuerzas sísmicas determinadas a partir del espectro de respuesta muestran que estos sismos relativamente pequeños fueron suficientes para originar la falla por asentamientos de la estructura, al disminuir el factor de seguridad a cerca de 0,8[-] para ambos sismos. Esto se atribuye a la presencia de un estrato débil como suelo de fundación, que amplifica considerablemente la respuesta.

Este último punto lleva a una conclusión relevante a considerar. El suelo de fundación de estas estructuras no se mejora ni es comparable, en general, con el de estructuras no sumergidas como presas (que se diseñan para ser fundadas en suelos firmes); y modifican la respuesta frente a cargas sísmicas, y es una característica que representa una condición en muchos puertos en regiones sísmicas (Memos, C. 2000).

El segundo caso corresponde al estudio de las deformaciones inducidas por el terremoto de Kocaeli (Turquía, agosto 1999), en el rompeolas del Puerto Eregli presentado por Yalgin Yüksel et al. (2004). Este ocurre por el movimiento de la falla de Anatolia Norte, en una extensión de 125[km]; falla de comportamiento similar a la Falla San Andreas en California EEUU.

Para determinar las posibles causas y mecanismos de las deformaciones observadas después del terremoto, se realizan análisis numéricos en diferentes secciones transversales del rompeolas.

Se realiza un análisis de equilibrio límite estático, estableciendo un mínimo factor de seguridad en 2,05[-], y se concluye que el rompeolas era estable previo al sismo.

Las deformaciones inducidas por los movimientos sísmicos, se determinan por un análisis de diferencias finitas, utilizando el software Flac y los registros de aceleración máxima de 0,35g. En un primer análisis, no se modela la generación de presión de poros ni degradación de la rigidez, y se obtiene que el rompeolas es marginalmente estable durante el sismo, con un factor de seguridad entre 0,93[-] y 1,01[-]. En un nuevo análisis considerando ambos, se encuentra que una capa de arena limosa es susceptible a licuefacción, y se determina que los planos de falla potenciales que pasan por esta capa tienen un factor de seguridad que va desde 0,59[-].

De lo anterior concluyen que un rompeolas inicialmente estable frente a cargas estáticas y de oleaje, frente a un sismo puede perder estabilidad, y presentar las deformaciones observadas en la estructura estudiada.

Por último, el caso del rompeolas de talud tipo escollera de Pars Petrochemical Port (Assalueh, Irán) es una de las estructuras diseñadas sísmicamente, que alcanza profundidades desde los 12[m] hasta 33[m] en la parte más profunda, por lo que cumple con las características que sugieren un análisis sísmico en la normativa mencionada, al tratarse de un rompeolas situado en una zona sísmicamente activa, de una longitud (1.500[m] aprox.) y profundidad considerable. Dado que tuberías de carga peligrosa se sitúan sobre la cresta del rompeolas, el diseño debe considerar el riesgo sísmico y minimizar posibles costos de reparación en el futuro; es un caso en que la estabilidad y deformaciones durante un terremoto son lo suficientemente importantes para gobernar el diseño por sobre las consideraciones usuales (Banjimali, B. et al. 2010).

Se realiza el diseño estructural e hidráulico, seguido por un diseño sísmico. Para este último, se utiliza la norma japonesa, con aceleraciones de 0,23g para Nivel 1 y 0,42g para Nivel 2; y desplazamientos máximos restringidos por las deformaciones máximas admisibles para las tuberías. Se toma el sismo de Nivel 2 como el sismo de diseño, a pedido del mandante, a pesar de tener un periodo de retorno de 475 años.

Por un análisis de sensibilidad, se determina que los parámetros escogidos para la roca (ángulo de fricción $-\phi$ - y cohesión aparente $-c'$ -) influyen considerablemente en los resultados para el análisis de estabilidad de taludes y deformaciones. Se toman las recomendaciones de los códigos de diseño OCDI 2001 y Rock Manual (CIRIA 2007), correspondientes a ϕ de 35[°] para esfuerzos de compresión sobre los 30[MN/m²] y ϕ de 30[°] para menores; y c' de 10 a 20[kN/m²]; realizando un análisis de sensibilidad de Montecarlo.

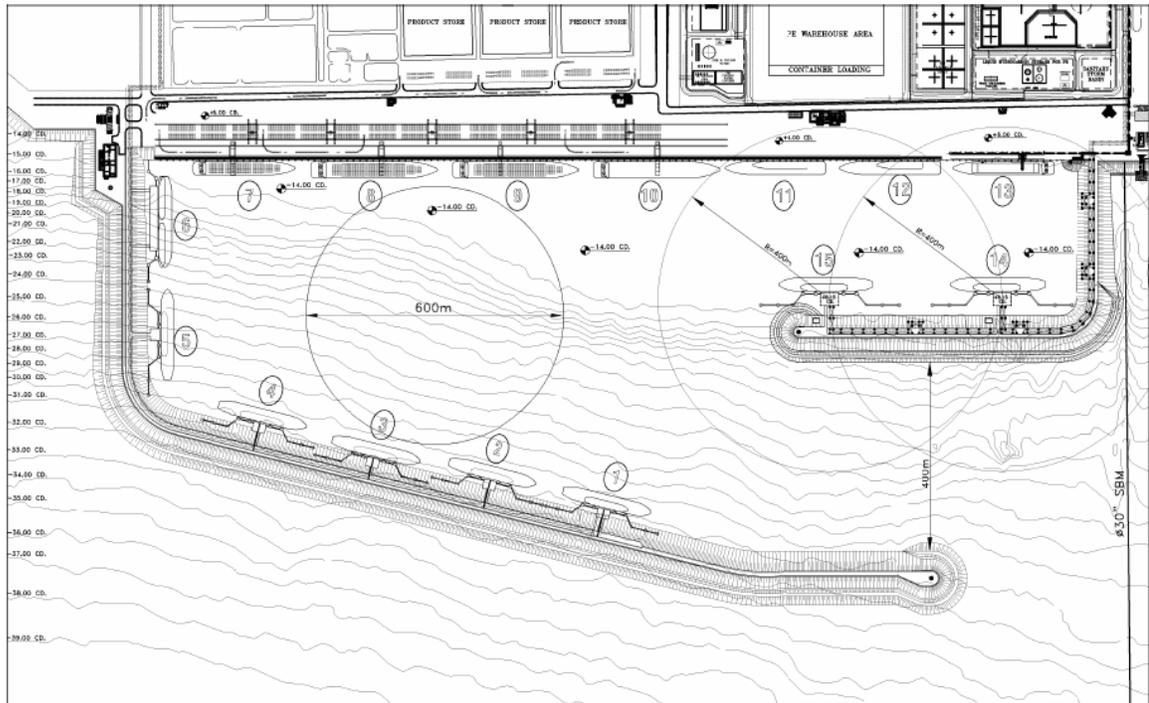


Figura 11: Rompeolas Pars Petrochemical Port. Fuente: Banjimali, B et al. 2010

En el análisis sísmico, se considera que es el talud del lado puerto el más vulnerable a la falla de talud, de forma circular, según la literatura. Se realizan análisis de estabilidad en el software Slope/W (Geoslope) para esta cara, variando la inclinación de 1:1,5 a 1:2,0, escogiendo finalmente, por el análisis de sensibilidad, la relación 1:1,7 para ambas caras, minimizando el riesgo de falla. Por otra parte, se analiza el asentamiento debido al rompeolas en sí, y el suelo bajo este, para el caso del sismo Nivel 2. Se obtienen desplazamientos tanto verticales como horizontales considerables, del orden de 30[cm] en la cresta para los primeros. Tal de no exceder la deformación máxima admisible, debido a las tuberías, se diseñan anclajes para el rompeolas.

Consideraciones sísmicas de rompeolas en Chile

En cuanto a Chile, el estudio sísmico de rompeolas aún se encuentra inexplorado, sin embargo, el estudio sísmico de obras portuarias comienza a tomar relevancia; centrándose por ahora en muelles de atraque (Hidalgo, P 2013). En el extranjero varios casos, entre los que se encuentran los descritos, documentan fallas posteriores a actividad sísmica en la zona, donde se observa falla de talud y asentamientos principalmente. Es relevante considerar el efecto de la interacción del agua con la estructura al ser una obra sumergida en su mayor parte, ya que se desarrollan presiones hidrodinámicas en la aceleración del conjunto estructura – agua.

También el efecto del suelo de fundación, ya que la amplificación de la respuesta tanto en la base como dentro de la estructura dependerá de la calidad del suelo. Este es un factor no modificable, ya que la ubicación del rompeolas no considera este parámetro, solo estudio de clima extremo (DOP 2010) y no se realiza mejoramiento de suelos en Chile, en general. Los reportes de fallas se dan especialmente en casos donde la estructura está fundada en suelo de mala calidad (C.D Memos et al, 2003). Por último, también se considera relevante la profundidad de la estructura, ya que es lo que menciona la normativa consultada, y el efecto en la magnitud del daño no queda explícito; aunque se ha determinado que las presiones y aceleraciones se incrementan con la frecuencia en estructuras altas.

CAPITULO III: Propuesta Metodológica para el análisis sísmico de rompeolas de talud tipo escollera

A continuación, se presenta una propuesta metodológica para el diseño de rompeolas de talud tipo escollera. Esta consiste, en primer lugar, en realizar el diseño hidráulico y estructural tradicional, para luego realizar una verificación sísmica, comprobando que el desempeño será acorde a lo exigido por las características específicas de la obra. Esto es, sin la ocurrencia de daños que signifiquen una falla, según los criterios adoptados por la propuesta.

La verificación sísmica corresponde a un análisis pseudoestático, seguido de un análisis de desplazamiento en aquellos casos que el primero no sea satisfactorio.

Diseño y verificación de rompeolas de talud tipo escollera

3.1. Diseño hidráulico y estructural

Se propone realizar el diseño hidráulico y estructural según la práctica tradicional en Chile, correspondiente a la indicada en el Capítulo II, 2.2.1 (Rompeolas de talud tipo escollera). A partir de ésta, se obtendrá la geometría y dimensiones de los materiales, considerando oleaje y condiciones de cada puerto.

En una segunda etapa, se propone realizar una verificación sísmica. En el caso de no cumplir los criterios de estabilidad, se sugiere continuar con un estudio de deformaciones, para determinar las consecuencias de la ocurrencia de un sismo.

3.2. Verificación sísmica

Posterior a la definición de materiales, y dimensionamiento geométrico del rompeolas, se propone llevar a cabo el análisis sísmico. Este tiene como fin verificar que el comportamiento de la estructura durante la vida útil será el deseado, en caso de ocurrencia de un sismo.

Esta acción corresponde a un caso accidental (OCDI 2001), por lo que no se considerará la ocurrencia simultánea con otras acciones accidentales. En especial, el oleaje máximo, correspondiente a la altura de ola significativa utilizada en el diseño hidráulico. Esta corresponde al tercio superior de las olas de mayor altura que pueden ocurrir en la vida útil del rompeolas. Luego, la altura de oleaje para el análisis sísmico no será esta, sino la altura de ola promedio, correspondiente a aquella con probabilidad de ocurrencia del 50%.

Por otra parte, el análisis corresponde al momento del evento sísmico. No se considera la ocurrencia de un tsunami, ni oleaje asociado a este. Estos son dos eventos espaciados temporalmente, por lo que el efecto del tsunami no está dentro de los alcances de este trabajo de título.

Las acciones dinámicas involucradas, junto a la naturaleza de la estructura, hacen el problema complejo. Se produce una interacción entre rompeolas, agua y suelo de fundación al ser una estructura en contacto con el agua por ambas caras. De acuerdo a la literatura consultada en el capítulo anterior, se estudiarán desplazamientos de la estructura y deslizamientos de talud, fallas comunes en los casos mencionados.

Licuefacción del suelo de fundación, asentamientos y falla profunda son modos de falla relevantes y que deben ser considerados, pero en general no se realizan estudios de mecánica de suelos para el diseño de rompeolas. Por lo tanto, en muchos casos no hay perfiles de suelo disponibles, que permitan abordar estos temas.

Las acciones dinámicas a considerar se describen brevemente a continuación, ya que serán definidas en profundidad en la presentación de la propuesta metodológica:

- Acciones sísmicas: la aceleración sísmica se traduce en una carga, cuya magnitud depende de la masa del rompeolas. Ya que el análisis sísmico es pseudo-estático, se representa como un coeficiente ponderando la masa en movimiento.
- Fuerzas hidrodinámicas: El rompeolas, por diseño, disipa en gran parte presiones hidrostáticas. Esto debido a la naturaleza discreta de la estructura, y su construcción por capas (Baesler, H 2015). Sin embargo, la aceleración sísmica genera presiones hidrodinámicas, modificando la masa en movimiento (efecto de masa añadida, C.D Memos et al 2001).
- Resistencia al corte: se produce un amortiguamiento por fricción y cohesión o trabazón entre partículas, que depende de las propiedades de los materiales de construcción y del suelo de fundación, además de las características físicas del rompeolas (disposición de los elementos y geometría).
- Peso propio: es una carga permanente, generada por la masa de los elementos del rompeolas. La carga sísmica depende linealmente del peso propio, al ser esta la principal masa que se acelera.

El análisis sísmico se puede realizar por distintos métodos. La propuesta de este trabajo de título consiste en un método pseudo-estático para el análisis de estabilidad, y el método de Newmark para el estudio de deformaciones. La aplicación del segundo se realizará cuando los resultados del primero no sean concluyentes, según criterios descritos más adelante.

3.2.1. Análisis de estabilidad sísmica.

La estabilidad se determinará con el cálculo de un factor de seguridad, obtenido a partir de ecuaciones o herramientas computacionales de equilibrio límite, en un método pseudo-estático; como se mencionó anteriormente.

El método pseudo-estático consiste en incluir cargas dinámicas como cargas estáticas, representándolas como fuerzas o presiones y, en este caso, la carga dinámica corresponde al sismo. Esto permite determinar fuerzas resistentes y solicitantes, cuya interacción se evalúa como cociente entre la primera y la segunda. El resultado es el factor de seguridad, que se traduce en la estabilidad o inestabilidad sísmica de la estructura. Si las fuerzas solicitantes son mayores a las resistentes, el factor de seguridad es menor a 1,0, y la estructura es inestable. De lo contrario, si es mayor a 1,0, es estable.

Los modos de falla a analizar son el desplazamiento horizontal, que consiste en el desplazamiento lateral de toda una sección (Figura 12); y el deslizamiento de talud (Figura 13 para lado mar, Figura 14 para lado puerto), que corresponde a desplazamiento de una parte de la coraza. Se limita el deslizamiento de talud a la sección de la coraza ya que daño más profundo es una falla grave, y se busca evitar que este ocurra (Allsop, N 1988). El primero se realizará de forma manual, calculando los valores de cada fuerza. El segundo, utilizando un software de equilibrio límite.

Como se mencionó anteriormente, se analiza la estructura enfrentando fuerzas solicitantes y resistentes. En este caso, las fuerzas solicitantes son el empuje del agua y carga sísmica. Las fuerzas resistentes son el peso propio y la resistencia al corte producto de la interacción entre los elementos del rompeolas con el suelo de fundación para el primer caso, y entre elementos de la coraza para el segundo.

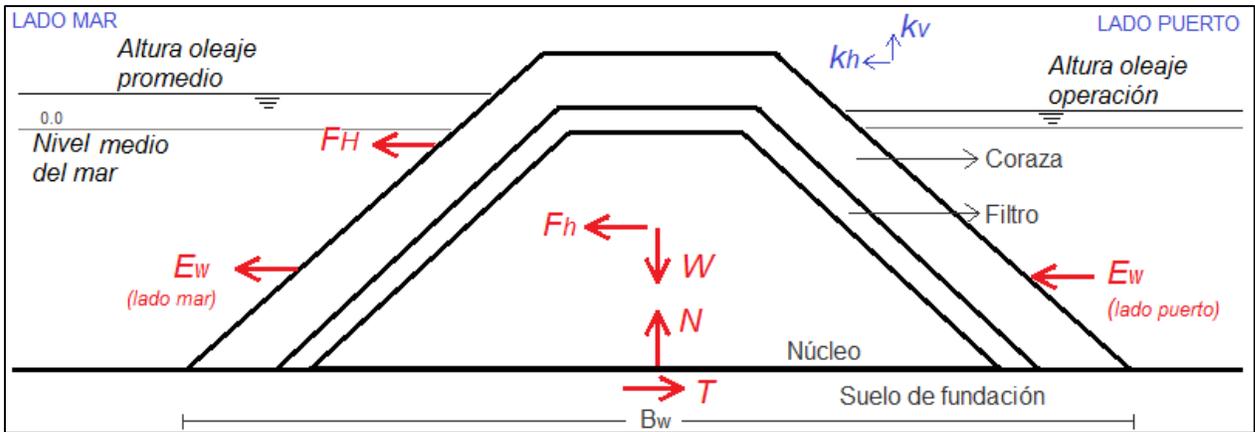


Figura 12: Diagrama para análisis de estabilidad frente a deslizamiento horizontal. Fuente: Elaboración propia (* W : peso propio, F_h : fuerza sísmica horizontal, E_w : Empuje sísmico del agua, N : fuerza normal, T : fuerza resistente al corte, F_H : fuerza oleaje negativo, $k_{h/v}$: coeficiente sísmico horizontal/vertical)

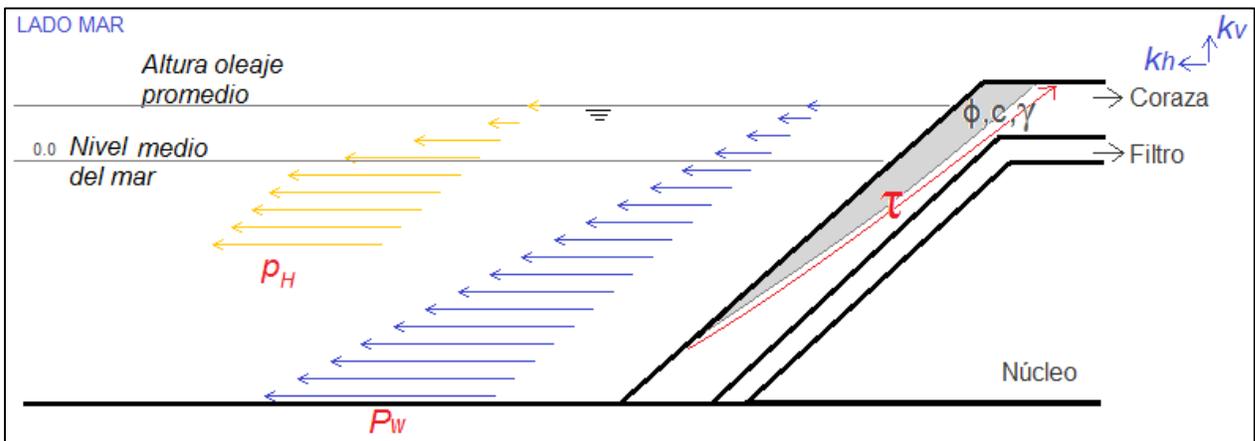


Figura 13: Diagrama para análisis de estabilidad frente a deslizamiento de talud, lado mar. Fuente: elaboración propia. (* p_H : esfuerzo oleaje negativo, P_w : presión hidrodinámica, τ : resistencia al corte, c y ϕ : parámetros de Mohr-Coulomb, γ : peso unitario).

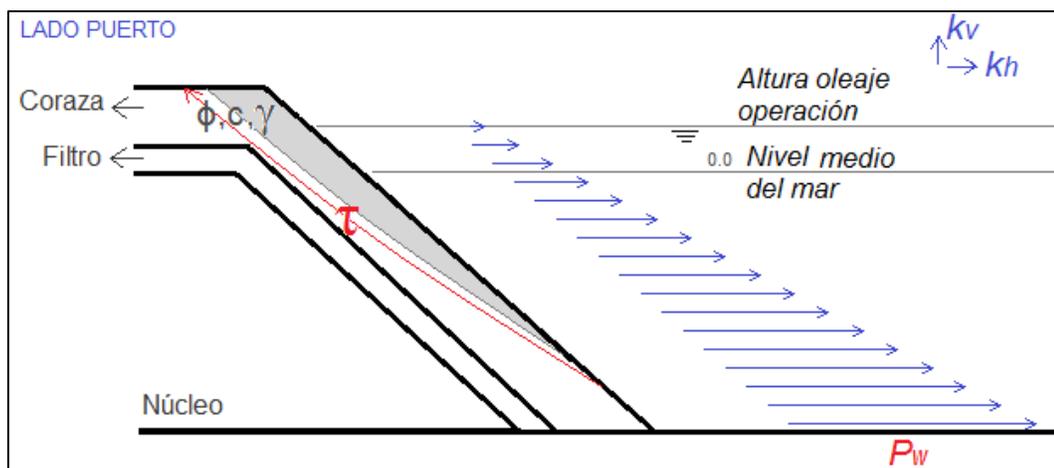


Figura 14: Diagrama para el análisis de estabilidad frente a deslizamiento de talud, lado puerto. Fuente: elaboración propia. (* P_w : presión hidrodinámica, τ : resistencia al corte, c y ϕ : parámetros de Mohr-Coulomb, γ : peso unitario).

Las ecuaciones que representan cada fuerza involucrada en el análisis, se describen en detalle a continuación:

- Peso propio de los elementos del rompeolas:

En el caso del análisis de la falla de desplazamiento horizontal, corresponderá a la suma de los pesos de los elementos que componen el rompeolas, desde el nivel de base, incluyendo el espaldón en aquellas estructuras que lo posean. Esto según las disposiciones de la NCh 2369 of 2003 en 5.1.3. Las sobrecargas de uso se considerarán con un factor nulo, es decir, no se incluyen ya que la acción simultánea de estas y el sismo es poco probable.

Las propiedades físicas de los elementos (tipo de material-natural o artificial-, dimensiones, masa) vienen dados por el diseño hidráulico, donde se determina el peso de las unidades de cada capa. Se tomará el peso promedio (M_{50}), ya que corresponde a una buena aproximación (Capítulo II, 2.2.1). Se considerará actuando en el centro de gravedad de la estructura, según lo establecido en la NCh 2369 of 2003.

La expresión para el peso propio de cada sección de un corte transversal se determina a partir de la Ecuación 7 (espesor de capa), y la Ecuación 8 de número de elementos por capa (en vista lateral), del Shore Protection Manual Vol 2. Combinando ambas expresiones, se determinan los elementos por área en corte, que multiplicados por el peso de cada elemento resulta en el peso del área en corte en profundidad unitaria (Ecuación 9).

La suma del peso de cada capa de una sección transversal, calculados según la Ecuación 9, será el peso propio de la sección de interés.

$$r = n \cdot k_{\Delta} \cdot \left(\frac{W_{50}}{\gamma_i}\right)^{1/3}$$

Ecuación 7: Espesor de capa
(Fuente: Shore Protection Manual)

$$N = n \cdot k_{\Delta} \cdot \left(1 - \frac{P}{100}\right) \cdot \left(\frac{\gamma_i}{W_{50}}\right)^{2/3}$$

Ecuación 8: número de elementos por capa
(Fuente: Shore Protection Manual)

Dónde:

r: espesor de la capa [m].

n: número de elementos por capa en cada sección [-].

k_{Δ} : coeficiente de capa (Shore Protection Manual Vol 2, Tabla 7-13) [-].

P: porosidad del elemento de la sección (Shore Protection Manual Vol 2, Tabla 7-13) [%].

W_{50} : peso propio del elemento de la sección [kN].

γ_i : peso unitario del elemento [kN/m³].

$$W_i = A_i \cdot \left(1 - \frac{P_i}{100}\right) \cdot \gamma_i$$

Ecuación 9

Dónde:

W_i : peso propio de la capa i [kN]

A_i : área transversal de la capa i [m²].

P_i : porosidad del elemento de la capa i [%].

γ_i : peso unitario del elemento i [kN/m³].

En análisis de estabilidad frente a fallas de deslizamiento de talud, el peso propio es calculado por el software al realizar el análisis. El dato de entrada es el peso unitario de cada material y la geometría del perfil transversal a analizar. El peso unitario, para este caso, se modificará tal de incluir los vacíos entre las piezas (que queda incorporado en la Ecuación 9, en el parámetro P de porosidad). El valor a utilizar se calculará dividiendo el peso de cada capa en su área transversal, obteniendo un valor disminuido.

$$\gamma_{elem} = \frac{W_i}{A_i \cdot 1[m]}$$

Ecuación 10: Peso unitario elementos

Dónde:

γ_{elem} : peso unitario del elemento de la capa i [kN/m³].

W_i : Peso propio de la capa i , según Ecuación 9 [kN]

A_i : Área transversal de la capa i [m²].

- Carga sísmica:

La carga sísmica se representa como una fuerza estática, calculada a partir de un coeficiente sísmico horizontal y uno vertical. Este se aplica a la masa sísmica, y actúa sobre el centro de masa de la estructura.

El coeficiente sísmico será determinado a partir de estudios de peligro sísmico probabilístico para la zona de interés (según la ubicación del puerto). Dado que existen registros sísmicos desde aproximadamente 100 años para Chile (Fuente: Centro Sismológico Nacional, Universidad de Chile), es factible un estudio de este tipo si la importancia del puerto lo justifica. A partir de este estudio, se obtendrá un valor de aceleración máxima horizontal para la zona de interés, permitiendo calcular el coeficiente horizontal según la Ecuación 11. Esta corresponde a la relación establecida por Saragoni, R. 1993. Fue desarrollada a partir de valores de aceleraciones máximas obtenidas con acelerógrafos japoneses, ajustadas a las frecuencias chilenas (más altas) en el estudio para la reconstrucción del Puerto de Valparaíso posterior al sismo de 1985. Se propone utilizar esta expresión dado que fue formulada en el contexto de una obra portuaria y toma las particularidades de los sismos chilenos (Barrera, S. y Campaña, J. 2005).

$$k_h = \begin{cases} 0,30 \frac{a_{max}}{g} & \text{si } a_{max} \leq 0,67g \\ 0,22 \left(\frac{a_{max}}{g}\right)^{1/3} & \text{si } a_{max} > 0,67g \end{cases}$$

Ecuación 11: Saragoni 1993

Dónde:

k_h : coeficiente sísmico horizontal [-].

a_{max} : aceleración máxima [m/s^2].

g : aceleración de gravedad [$9,807 m/s^2$].

De no ser posible realizar un estudio de riesgo sísmico, o se considere que la importancia del rompeolas no lo justifica, se propone utilizar la relación propuesta por el Manual de Carreteras (2002). Corresponde a la Ecuación 12, donde se utiliza la aceleración efectiva máxima (A_o) de la NCh2369 Of2003, obtenida a partir de una división longitudinal del país en tres zonas sísmicas. A cada zona, se asocia un valor de A_o , detallado en la Tabla 5.

$$k_h = \frac{A_o}{2 \cdot g}$$

Ecuación 12

Dónde:

k_h : coeficiente sísmico horizontal [-].

A_o : aceleración efectiva máxima [m/s^2].

g : aceleración de gravedad [$9,807 m/s^2$].

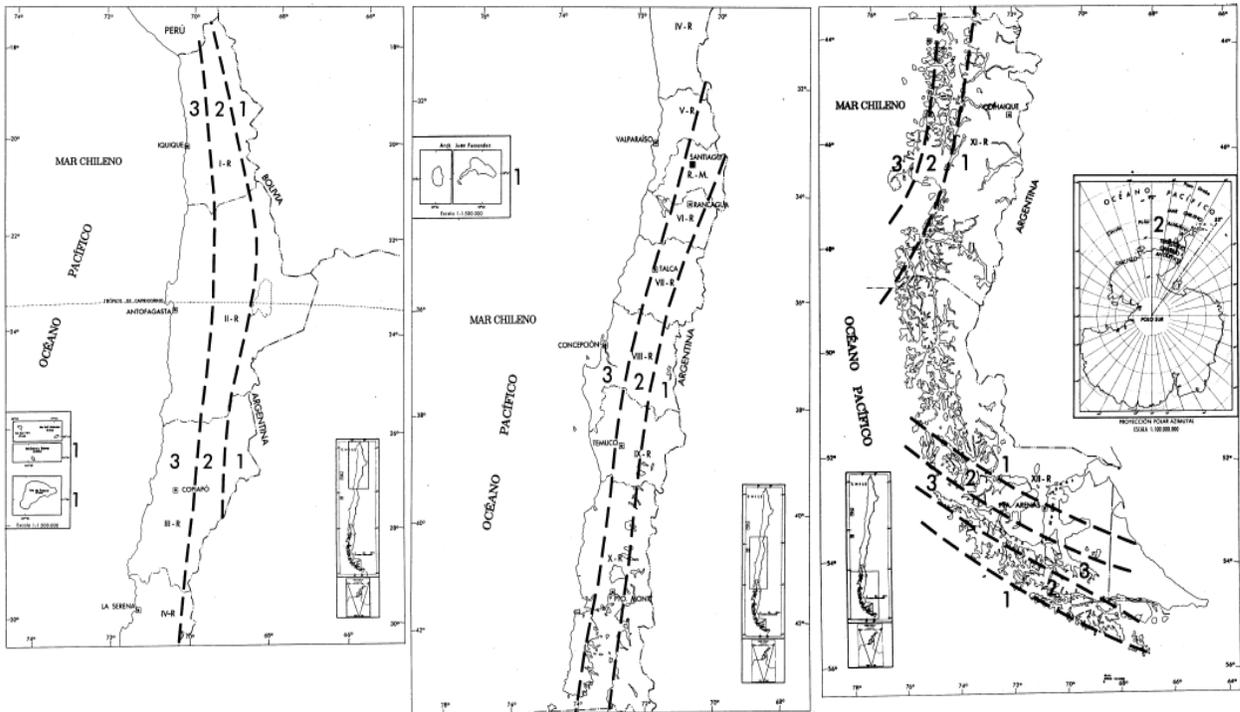


Figura 15: Zonificación sísmica. Fuente: NCh2369 Of2003.

Tabla 5: Valor de la aceleración efectiva máxima. Fuente: NCh2369 Of2003, Tabla 5.2

Zona sísmica	A_o [-]
1	0,2g
2	0,3g
3	0,4g

Para el coeficiente vertical, se propone $1/3$ del valor del coeficiente horizontal. Esto está basado tanto en la práctica chilena (NCh433 Of 2009 y NCh2369 Of 2003), como recomendaciones neozelandesas y norteamericanas (tomadas por la normativa chilena mencionada), determinadas a partir de registros sísmicos reales. En estas, se propone un coeficiente vertical entre $1/3$ y $2/3$ del coeficiente horizontal, pero dado que la combinación de fuerzas considera sismo horizontal y vertical simultáneamente (comunicación personal con Alfonso Salinas, 2016), se utilizará en principio la fracción menor.

$$k_v = \frac{1}{3} k_h$$

Ecuación 13

Donde:

k_v : coeficiente sísmico vertical [-].

k_h : coeficiente sísmico horizontal [-].

Se considerarán ambas fuerzas sísmicas actuando simultáneamente. La magnitud queda definida por la Ecuación 14 para fuerza sísmica horizontal; y Ecuación 15, para vertical.

Para el análisis de la falla por deslizamiento horizontal, la fuerza horizontal se considerará actuando en dirección paralela a la base, y sentido del talud lado mar. La fuerza vertical actuará en dirección perpendicular a la base, y en sentido opuesto a la aceleración de gravedad, tal de disminuir la resistencia al corte al minimizar la fuerza normal. Esto queda esquematizado en la Figura 12.

Para la falla de deslizamiento de talud, se considerará la fuerza horizontal actuando en sentido del talud analizado, y la vertical perpendicular a esta y contraria a la fuerza de gravedad.

$$F_h = W \cdot k_h$$

Ecuación 14: Fuerza sísmica horizontal

$$F_v = W \cdot k_v$$

Ecuación 15: Fuerza sísmica vertical

Dónde:

$F_{h/v}$: Fuerza sísmica (horizontal o vertical) [kN].

W: Peso sísmico, determinado según Ecuación 9 [kN].

$k_{h/v}$: coeficiente sísmico (horizontal o vertical) [-].

- Empuje sísmico del agua:

Se propone el cálculo de la fuerza hidrodinámica generada por el sismo según un perfil de presiones. Dada la naturaleza discontinua y la heterogeneidad del rompeolas, es difícil establecer un perfil adecuado; sin embargo, existen estudios y aproximaciones que permiten estimarla. Westergaard (1933) establece una ecuación que permite el cálculo de estas sobrepresiones (Ecuación 16), para muros de presas; y Memos et al (2003) añaden el efecto de la inclinación de la pared (Ecuación 17). A pesar de existir una diferencia entre las condiciones del rompeolas y la

presa, se considera esta expresión como aceptable para el análisis ya que fue utilizada con éxito por Memos, C.D. et al (2001) en la verificación de resultados experimentales de modelos de rompeolas sumergidos sometidos a aceleraciones en la base.

Para el análisis de falla de desplazamiento horizontal, se representa como una fuerza de empuje. El empuje se calcula integrando la expresión para la presión (Ecuación 17), tal de incluir cambios en la pendiente. Actúa a 2/5 de la altura desde la base del rompeolas, y se considera en la misma dirección y sentido del sismo (hacia el mar), a cada lado de la estructura.

En el caso de deslizamientos de talud, al utilizar un software de estabilidad, esta se incluye como presión (carga distribuida), según la Ecuación 17. En este caso, tanto sismo como carga hidrodinámica se consideran actuando sobre la cara del talud analizado.

$$P_w(y) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \sqrt{H \cdot y}$$

Ecuación 16 (Westergaard 1933)

$$P_w(y) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \sqrt{H \cdot y} \cdot \left(\frac{2\theta}{\pi}\right)^{0,85}$$

Ecuación 17 (Modificación Memos et al 2003)

$$E_w(y) = \int_{y_1}^{y_2} P_w = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \rho_w \sqrt{H} (y_2^{1.5} - y_1^{1.5}) \cdot \left(\frac{2\theta}{\pi}\right)^{0,85}$$

Ecuación 18

Dónde:

$P_w(y)$: Presión hidrodinámica a distancia vertical (y) desde la superficie del agua, generada por el sismo [kN/m²].

k_h : coeficiente de aceleración horizontal, como fracción de la aceleración de gravedad (calculado según lo indicado en la sección anterior) [-].

ρ_w : densidad del agua, correspondiente a 1,025 [t/m³] para el agua de mar [t/m³].

H: altura sumergida del rompeolas [m].

θ : ángulo de inclinación del talud del rompeolas [rad].

E_w : empuje sísmico del agua [kN].

y_1, y_2 : cota inferior y superior de la pendiente analizada, respectivamente [m].

g: aceleración de gravedad [m/s²].

La altura sumergida será el nivel promedio más la altura de ola promedio para la cara hacia el mar, al considerar el sismo como acción simultánea al oleaje promedio, como se mencionó antes.

En la cara hacia el puerto (resguardada), la altura sumergida será el nivel promedio del mar más la altura de oleaje de operación, que depende de las naves que operen en el puerto y el diseño hidráulico del rompeolas. No se considera una altura mayor, ya que para originar oleaje en la dársena producto del sismo, sería necesario el movimiento de toda la masa de agua resguardada. Esto implicaría un sismo de una duración mayor a la de un sismo normal.

- Resistencia al corte:

Corresponde a la resistencia que oponen los elementos del rompeolas a las sollicitaciones por fricción, y cohesión en el caso que corresponda. Esta resistencia depende de las características del material, y se representará tomando como hipótesis que suelo de fundación y materiales siguen la ley de comportamiento de Mohr- Coulomb.

Resistencia al corte de la base

Para la evaluación de la estabilidad frente a deslizamientos horizontales, la fuerza resistente al corte es la generada entre el suelo de fundación y la estructura. Se representará como la resultante de la resistencia al esfuerzo cortante (τ) sobre el área aplicada (base del rompeolas). La resistencia al esfuerzo cortante, en tanto, se determinará según la relación propuesta por Mohr-Coulomb y modificada por Terzaghi. Esta corresponde a la Ecuación 19.

La ecuación diferencia entre dos casos, ya que, si el suelo de fundación es de baja permeabilidad, se generará un exceso de presión de poros que originará un comportamiento no drenado, correspondiente a la segunda expresión. Si no se genera este exceso de presiones, se utilizará la primera expresión.

$$\tau = \begin{cases} c + \sigma \cdot \tan(\phi) & \text{caso drenado} \\ S_u & \text{caso no drenado} \end{cases}$$

Ecuación 19 (Mohr-Coulomb)

Dónde:

τ : resistencia al corte [kN/m²].

c : cohesión suelo de fundación, parámetro de Mohr-Coulomb [kN/m²].

σ : esfuerzo normal, en el plano de corte, parámetro de Mohr-Coulomb [kN/m²].

ϕ : ángulo de fricción interna suelo de fundación [°].

S_u : resistencia al corte no drenada, del suelo de fundación [kN/m²].

Luego, la fuerza resistente al corte se calcula aplicando el esfuerzo (calculado según la Ecuación 19) al área compuesta por el ancho de la base y una profundidad unitaria.

$$T = \begin{cases} c \cdot B_w + N \tan(\phi) & \text{caso drenado} \\ S_u \cdot B_w & \text{caso no drenado} \end{cases}$$

Ecuación 20

Dónde:

T: fuerza resistente al corte [kN].

B_w : ancho de la base del rompeolas [m].

N: fuerza normal al plano de corte [kN].

La fuerza normal al plano de corte, según se puede determinar a partir de la Figura 12, queda expresada por la Ecuación 22. Se calculará utilizando el peso (W) como suma del peso efectivo de las capas exteriores (coraza) y superiores (filtro o primeras capas) y peso total de las capas interiores y núcleo. Esto ya que la permeabilidad es alta en las capas exteriores, lo que permite considerar que en el caso sísmico materiales y agua se moverán de forma separada. Sin embargo, en las capas interiores, se moverán en forma conjunta, actuando sobre todo el peso (Towhata, I. 2007). El peso calculado de esta forma, se denominará peso boyante zonificado, y se determinará según la Ecuación 21.

$$W'_z = \sum_i \left[(A_{T,i} - A_{S,i}) \cdot \left(1 - \frac{P_i}{100} \right) \cdot \gamma_i \right] + \left[A_{S,i} \left(1 - \frac{P_i}{100} \right) \cdot (\gamma_i - \gamma_w) \right] + \sum_j W_j$$

Ecuación 21

Dónde:

W'_z : peso boyante zonificado [kN].

A_T : área transversal total de la capa exterior i [m²].

A_S : área transversal sumergida de la capa exterior i [m²].

P_i : porosidad del elemento de la capa exterior i [%].

γ_i : peso unitario de la capa exterior i [kN/m³].

γ_w : peso unitario del agua [kN/m³].

W'_j : peso propio de la capa interior j , según Ecuación 9 [kN].

$$N = W'_z \cdot (1 - k_v)$$

Ecuación 22

Dónde:

N: fuerza normal al plano de corte [kN].

W'_z: peso boyante zonificado [kN].

k_v: coeficiente sísmico vertical [-].

Resistencia al corte de los elementos del rompeolas

Para evaluar la estabilidad frente a deslizamientos de talud, es necesario determinar la resistencia al corte entre elementos. Se utilizarán las mismas ecuaciones, considerando comportamiento drenado. Esto ya que el análisis en este caso se realizará en la capa de la coraza, donde se encuentran los elementos de mayor tamaño. Luego, se asume que la permeabilidad es suficientemente alta, permitiendo asumir este supuesto.

La elección de los parámetros c y ϕ de los elementos de la coraza resulta de gran relevancia, ya que se traduce en una variación de la fuerza resistente. Se analizará, por lo tanto, un rango de valores para cada uno, según aquellos que proponen distintos autores, mencionados en el punto 2.2 del Capítulo II. Se sugiere el uso del Análisis de Montecarlo para la obtención del factor de seguridad.

- Fuerza de oleaje:

El oleaje corresponde a un esfuerzo cíclico, positivo cuando la ola rompe en la escollera, y negativo al retirarse. Actúa principalmente en la cara lado mar del rompeolas, donde tiene mayor altura.

El esfuerzo que se utilizará en el análisis corresponde al negativo, actuando hacia el talud del lado mar. Ésta es la combinación más desfavorable, al aumentar la sollicitación, como se observa en la Figura 12.

El cálculo de este esfuerzo se realiza según la distribución triangular propuesta por la normativa japonesa (OCDI 2001) para fuerza de oleaje negativo actuando sobre un muro. Se estima como la presión positiva para un caso de agua profunda y longitud de onda de oleaje corta (Ecuación 23).

$$p_H(y) = \begin{cases} \rho_w \cdot g \cdot y & y \leq 0.5H \\ 0.5 \cdot \rho_w \cdot g \cdot H & 0.5H < y < 1.5H \end{cases}$$

Ecuación 23. Fuente: OCDI 2001

Dónde:

$p_H(y)$: esfuerzo negativo producido por el oleaje [kN/m^2].

ρ_w : densidad del agua, correspondiente a $1,025$ [t/m^3] para el agua de mar [t/m^3].

g : aceleración de gravedad [$9,807 \text{ m/s}^2$].

y : profundidad, medida desde el nivel medio del mar [m].

El esfuerzo actúa según esta distribución triangular hasta $0,5H$ de profundidad, medido desde el nivel promedio del mar, siendo H la altura de ola considerada en el análisis. Como se mencionó anteriormente, H corresponde a la ola promedio, que será la de ocurrencia más probable en conjunto con el sismo. A profundidades mayores, el esfuerzo se mantiene constante, y se considerará así desde $0,5H$ hasta $1,5H$, dado que el oleaje promedio tiene baja influencia sobre las piezas inferiores para el caso de corazas de escollera (fuente: conversación personal con J.A. Aldunate, 2016).

Para el análisis de falla de deslizamiento horizontal, se considerará como una fuerza, resultante de aplicar el esfuerzo negativo en el área en que actúa. Esta corresponde a la expresión de la Ecuación 24.

Por otra parte, para la falla de deslizamiento de talud, se utilizará el esfuerzo (fuerza distribuida) de la Ecuación 23, y sólo para el análisis del talud lado mar.

$$F_H = \frac{5}{8} \cdot \gamma_w \cdot g \cdot H^2$$

Ecuación 24

Dónde:

$F_H(y)$: fuerza de oleaje negativo [kN].

γ_w : densidad del agua, correspondiente a $1,025$ [t/m^3] para el agua de mar [t/m^3].

g : aceleración de gravedad [$9,807 \text{ m/s}^2$].

H : altura de ola promedio [m].

Una vez definidas y calculadas las fuerzas, la estabilidad se evalúa determinando el factor de seguridad asociado a los tipos de falla analizados (deslizamiento horizontal y deslizamiento de talud).

El factor de seguridad para deslizamiento horizontal se calcula realizando equilibrio de fuerzas, en la dirección y sentido que se muestran en la Figura 12.

$$FS = \frac{F_{resistente}}{F_{solicitante}} = \frac{T}{\sum Ew_i + F_H + k_h W} = \begin{cases} \frac{c \cdot B_w + W'_z(1 - k_v)\tan(\phi)}{\sum Ew_i + F_H + k_h W} & \text{caso drenado} \\ \frac{S_u \cdot B_w}{\sum Ew_i + F_H + k_h W} & \text{caso no drenado} \end{cases}$$

Ecuación 25

Dónde:

Fresistente: sumatoria de fuerzas resistentes [kN].

Fsolicitante: sumatoria de fuerzas solicitantes [kN].

c: cohesión del suelo de fundación [kN/m²].

B_w: ancho de la base del rompeolas [m].

W'_z: peso boyante zonificado, según Ecuación 21 [kN].

k_v: coeficiente sísmico vertical, según Ecuación 13 [-].

φ: ángulo de fricción interno del suelo de fundación [°].

E_w: empuje sísmico del agua, según Ecuación 18 [kN].

F_H: fuerza de oleaje negativo, según Ecuación 24 [kN].

k_h: coeficiente sísmico horizontal, según Ecuación 11(Saragoni, 1993) o Ecuación 12 (estudio de peligro sísmico) [-].

W: peso propio, según Ecuación 9 [kN].

En el caso de análisis de deslizamiento de talud, se evalúan distintas superficies de falla, para distintas geometrías incluyendo la coraza o parte de esta. Los elementos de mayor masa se encuentran en la parte superior, y es esta la zona sometida a más cargas (oleaje promedio actúa solo en estas piezas), lo que se tomará en consideración al elegir superficies potenciales de falla. Se realizará utilizando el software de estabilidad de taludes *Slide* (Rocscience®) en este caso. La expresión queda en función de los datos de entrada: cohesión, ángulo de fricción y peso unitario de cada material; y coeficientes sísmicos.

$$FS = (c, \phi, k_h, k_v, \gamma_{elem})$$

Ecuación 26

Dónde:

c : cohesión [kN/m^2].

ϕ : ángulo de fricción interno [$^\circ$].

k_h : coeficiente sísmico horizontal, según Ecuación 11 (Saragoni, 1993) o Ecuación 12 (estudio de peligro sísmico) [-].

k_v : coeficiente sísmico vertical, según Ecuación 13 [-].

γ_{elem} : peso unitario elemento capa i , según Ecuación 10 [kN/m^3].

Según los factores de seguridad determinados para ambos tipos de falla, se continuará con un cálculo de desplazamientos para los casos inestables. Esto dado que el rompeolas de talud tipo escollera es una estructura masiva y de naturaleza discreta, por lo que la ocurrencia de desplazamientos no significa necesariamente una falla, y en algunos casos, podría seguir cumpliendo con su función de protección del puerto (Wang, H. et.al 1978).

El factor de seguridad recomendado por la ROM 0.5-05 corresponde a $FS=1,1$ para el deslizamiento, frente a una carga sísmica. Este valor es también recomendado para presas de relave (Barrera et al 2005) y presas de enrocado (Novak, P. et al 1990). Luego, al tener una estructura de características similares, y que no requiere un factor de seguridad conservador (al permitir deformaciones sin dejar de cumplir su función), se adoptará el mismo valor.

En aquellos casos en que el análisis arroje un factor de seguridad mayor o igual al valor límite (1,1), se considerará que el rompeolas es estable frente a deslizamientos, terminando el análisis sísmico; y con este, el diseño.

Por otra parte, si se obtiene un valor menor, se recomienda realizar el estudio de desplazamientos descrito en la sección siguiente, tal de determinar si la estructura alcanzará o no un nivel de falla no deseable.

3.2.2. Estudio de desplazamientos

Como se mencionó anteriormente, en aquellos casos en que los resultados obtenidos siguiendo la propuesta para el análisis de estabilidad apunten a que el rompeolas es inestable sísmicamente (factor de seguridad menor a 1,1), se sugiere realizar un estudio de desplazamientos.

Este estudio consiste en calcular un valor máximo para los desplazamientos residuales, y se realizará siguiendo el método de Newmark (Kramer, S. 1966). El procedimiento es descrito a continuación, y se muestra esquemáticamente en la Figura 16:

- Determinar el coeficiente sísmico de fluencia (k_y): Se determina un coeficiente tal que el factor de seguridad del modo de falla analizado sea igual a uno. Esto significa que este es el valor que desestabilizaría la estructura, originando desplazamientos.
- Determinar la aceleración de fluencia (a_y): se calcula como el producto del coeficiente sísmico de fluencia y la aceleración de gravedad.

$$a_y = k_y \cdot g$$

Ecuación 27: Aceleración de fluencia

Dónde:

a_y : aceleración de fluencia [m/s^2].

k_y : coeficiente sísmico de fluencia [-].

g : aceleración de gravedad [$9,807 m/s^2$].

- Establecer, en un registro sísmico real, aquellas aceleraciones que causarían un desplazamiento permanente: en un registro real, son aquellas aceleraciones que superan la aceleración de fluencia (a_y).
- Obtener un registro temporal de velocidades: a partir de las aceleraciones de interés, obtener las velocidades asociadas por medio de integración en función del tiempo.
- Obtener registro temporal de desplazamientos: a partir del perfil de velocidades, integrando en función del tiempo. Este desplazamiento será el residual, ya que solo se determina a partir de valores de aceleración que desplacen la estructura.

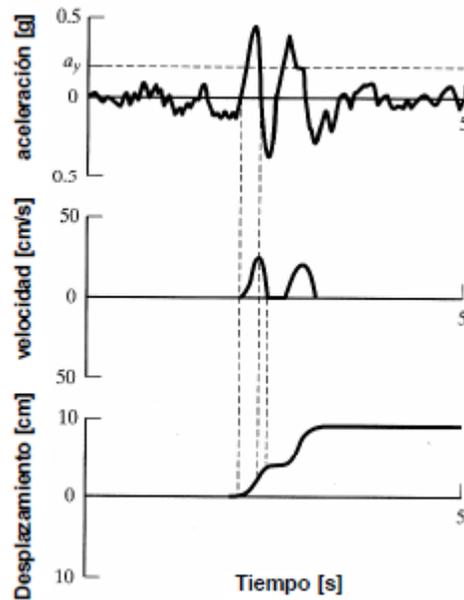


Figura 16: Método de Newmark. Fuente: Geotechnical earthquake engineering, S.Kramer 1996

El registro sísmico real escogido debe ser representativo, según la ubicación del puerto. De ser posible, se sugiere escoger registros sísmicos de la zona con las máximas aceleraciones medidas para el lugar (y mayores a a_y). De no poseerlos, por no ocurrencia de grandes eventos sísmicos en el cercanos, se propone utilizar registros de sismos que cumplan las características de un sismo posible en la ubicación del rompeolas, pero que ocurrió en otro lugar (Fuente: conversación personal con Ruiz, S. 2016).

En cuanto a los valores límites de desplazamientos, estos dependerán del tipo de falla. La falla de deslizamiento horizontal, que implica el movimiento de toda la sección del rompeolas, admite valores mayores que en caso de fallas de talud. Hynes et al (1984) proponen un desplazamiento admisible de hasta 100[cm] para presas de enrocado. Esto basado en el comportamiento mencionado, los valores propuestos por otros autores, y el hecho de que esta deformación puede ser tolerada en general sin comprometer la integridad del embalse.

Por otra parte, la normativa japonesa propone valores según la importancia del puerto, la Tabla 6 muestra los límites de excedencia para desplazamientos (porcentualmente). Admite valores de 100[cm] en un pequeño porcentaje de los casos, variando según la importancia del puerto. Esto puede interpretarse como un límite para sismos de carácter excepcional, ya que dentro de los sismos a los que se verá sometida la estructura en su vida útil, los de gran energía corresponderán a un bajo porcentaje (vida útil de un rompeolas es de 50 a 100 años, de acuerdo a ROM 0.2-90).

En base a lo mencionado, se establece que el valor límite de desplazamiento es de 100[cm] para falla de deslizamiento horizontal. Si se obtiene un valor igual o menor a este, se considerará que el rompeolas es estable frente a fallas de deslizamiento horizontal, y se continuará con análisis de deslizamiento de talud.

Tabla 6: Limite de excedencia de desplazamientos. Fuente: OCDI 2001

Desplazamiento	Importancia del Puerto		
	ALTA	NORMAL	BAJA
10cm	15%	30%	50%
30cm	5%	10%	20%
100cm	2,5%	5%	10%

Para la falla de deslizamiento de talud, dado que se trata de la estabilidad de los elementos de la capa de la coraza, los valores admisibles para deformaciones serán menores. Esto se debe a que el movimiento de una pieza puede desestabilizar a las piezas vecinas, originando un problema local mayor. Esto implica una reparación e incluso reposición de piezas que hayan sufrido rotura, con los costos y dificultades asociados a cada caso particular.

En el caso de corazas de roca, se admitirá un valor mayor que en corazas de elementos de hormigón, ya que estos últimos son más frágiles (de hormigón en masa, no reforzado) y, por lo tanto, la capa es más sensible frente a deformaciones.

Se propone realizar el análisis de desplazamientos usando el método de Newmark, siguiendo el procedimiento descrito anteriormente. En este caso, el cálculo del coeficiente sísmico de fluencia se realizará iterando hasta encontrar aquel que cause una superficie de falla con factor de seguridad igual a uno.

El desplazamiento máximo admisible se establecerá como una fracción de una dimensión del elemento de coraza. Para elementos artificiales, según propone Allsop N (1988), bajo 0,5D, se considera que no hay desplazamiento permanente, ya que las piezas logran acomodarse a su posición original (donde D es el diámetro característico del elemento). La deformación permanente comienza entre 0,5 y 1,0D, quedando en este caso, las piezas en nuevas posiciones. Luego, se considerará que el desplazamiento máximo es de 0,5 veces este diámetro, y corresponde a un 3% de daño (porcentaje según Allsop, N. 1988).

Para elementos naturales (coraza de roca), se considera admisible hasta un 5% de daño (Bradbury, A. et al 1988, y porcentaje de daño según Allsop, N. 1988), por lo que la falla se

establecerá en $0,75D$, siendo D el diámetro característico (correspondiente en elementos naturales, al diámetro medio de diseño).

Luego, si el desplazamiento es menor a $0,5D$ para coraza de elementos artificiales (hormigón), o $0,75D$ para elementos naturales (roca); se considerará que el rompeolas es estable frente a fallas locales, y se terminará el análisis.

El diámetro característico de los elementos de hormigón más comunes, se muestra en la Tabla 7. D_{max} corresponde a la mayor dimensión del elemento. En el caso de roca, es el diámetro de diseño, obtenido a partir de la fórmula de estabilidad (o la raíz cúbica de la razón entre el peso y la densidad).

Tabla 7: Diámetro característico. Fuente: Van de Meer (1988)

Unidad	Diámetro característico
Cubo	D_{max}
Tetrápodo	$0,65D_{max}$
Acrópodo	$0,75D_{max}$
Dolo	$0,54D_{max}$

La Figura 17 muestra un diagrama de flujo que resume los pasos para la verificación sísmica propuesta, comenzando con diseño hidráulico y estructural; y luego el análisis sísmico y de deformaciones. De resultar inestable sísmicamente, y con deformaciones mayores a las admisibles, se sugiere repetir el análisis modificando la geometría.

Diagrama para el diseño, y verificación sísmica de rompeolas de talud tipo escollera.

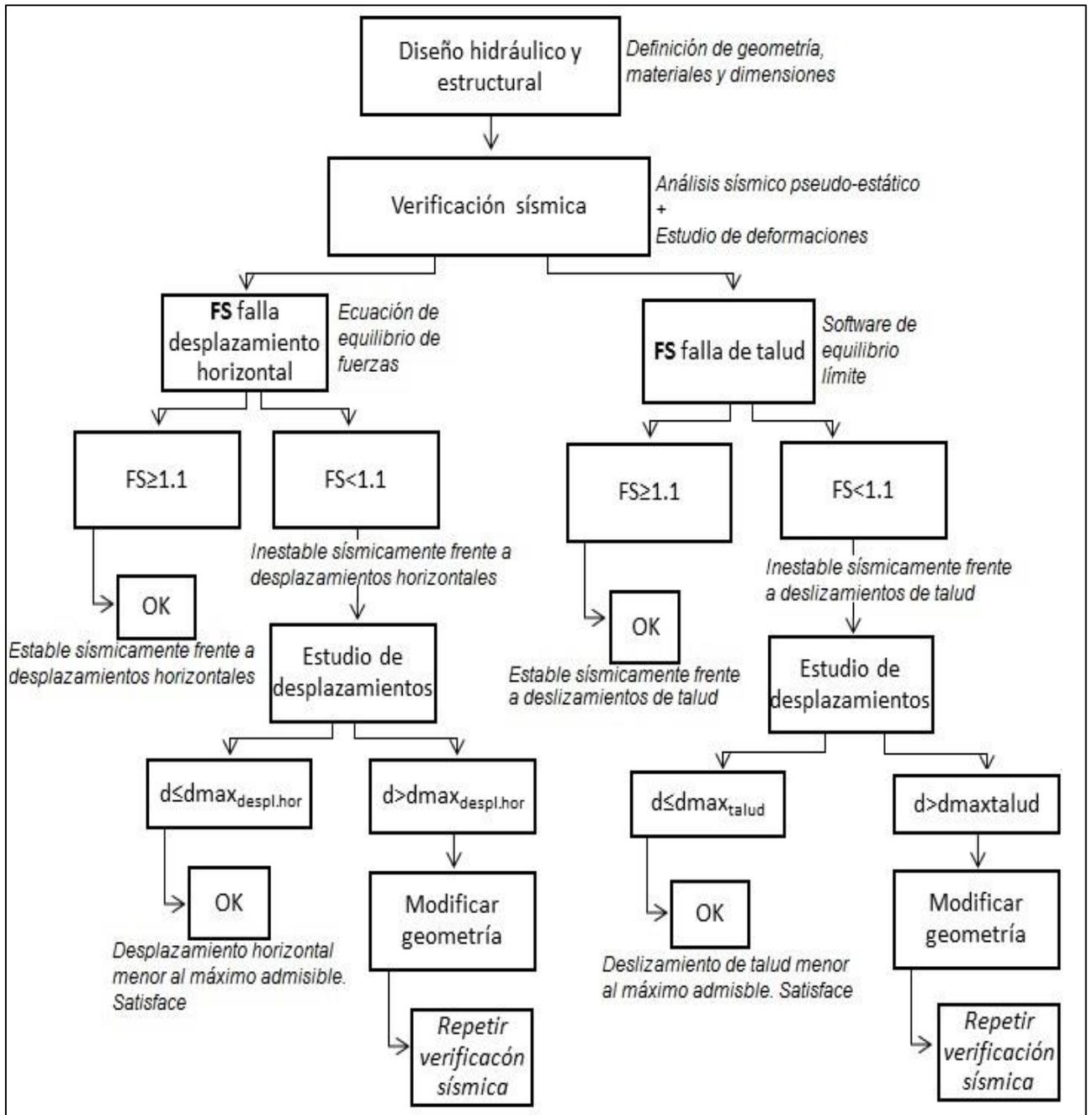


Figura 17: Diagrama de flujo verificación sísmica pseudo-estática.

CAPITULO IV: Aplicación de la metodología propuesta

Este capítulo contiene la revisión de casos de estudio. Se analizan cinco rompeolas, cuatro existentes en Chile y uno ficticio diseñado para este país. Este último reúne las características esperadas acorde a la demanda proyectada (en tamaño) y ubicado a grandes profundidades.

Revisión casos de estudio

Cada caso se analiza verificando su estabilidad sísmica, y magnitud de desplazamientos en aquellos casos que lo requieran. A raíz de esto, nacen interrogantes y discusiones que serán analizadas según los resultados obtenidos. Se utiliza como guía el diagrama de flujo de la Figura 17, comenzado con análisis de estabilidad frente a desplazamientos horizontales, luego deslizamientos de talud y finalmente, desplazamientos.

La estabilidad frente a desplazamientos horizontales se realiza con la ayuda del software matemático Mathcad, pero podría llevarse a cabo de forma manual. Con el fin de evaluar los efectos de utilizar algunos de los supuestos, se utiliza el peso total, peso boyante y peso boyante zonificado (definidos en 3.2.1) al calcular la resistencia al corte para determinar el factor de seguridad en cada caso. Sin embargo, el valor que se considerará como representativo, y al que se aplicará el criterio de estabilidad, es aquel calculado con el peso boyante zonificado.

También se estudiará la influencia del coeficiente sísmico vertical, utilizando un valor de $1/3$ del coeficiente horizontal, y de $2/3$; manteniendo el valor del coeficiente horizontal fijo. Por último, en aquellos casos en que la información disponible sea suficiente, se analizará más de un perfil de la sección del rompeolas.

Para la estabilidad frente a deslizamientos de talud, se utiliza el software análisis de estabilidad de taludes Slide ®, de Rocscience, software que evalúa equilibrio límite. En este caso, los supuestos a evaluar son el coeficiente sísmico vertical, probando los mismos valores; y los parámetros de resistencia al corte de los elementos (cohesión y ángulo de fricción). Se analizará un solo perfil por rompeolas, obteniendo los factores de seguridad asociados a cada combinación de parámetros. Se utiliza el método de las dovelas, y la formulación de Morgenstern-Price, de las más rigurosas, al satisfacer tanto equilibrio de fuerzas como de momentos.

Se analiza tanto la falla circular, como la falla de bloque. La falla circular ha sido utilizada en análisis de comportamiento sísmico de rompeolas, en Pars Petrochemical Port (Banijimali et al 2011), el Puerto de Patras (Memos, C.D. et al 1992) y Yang, X. et al (2014) según la bibliografía

consultada en 2.3.3. Por otra parte, la falla de bloque puede ocurrir al formarse planos de falla entre los elementos de la coraza, deslizando en cuña. Es por eso que esta última es frecuentemente analizada para taludes de grava o roca.

Para establecer un parámetro que permita evaluar la estabilidad, frente al caso de no obtener resultados representativos con las combinaciones de parámetros realizadas, se realizará un análisis de Montecarlo. Este análisis de sensibilidad permite obtener el factor de seguridad más probable, y la probabilidad de falla, al situarse en una serie de escenarios. Los escenarios corresponderán a las distintas combinaciones de parámetros de Mohr-Coulomb.

Finalmente, para el análisis de desplazamientos, se elabora una rutina en el software matemático Matlab, siguiendo los pasos descritos en 3.2.2. Los registros de aceleración utilizados son obtenidos de la información entregada por la Red de cobertura nacional de acelerógrafos (RENADIC), operada por el Departamento de Estructuras-Geotecnia de la Universidad de Chile.

4.1. Rompeolas Puerto de Arica

El Puerto de Arica se encuentra en la Región de Arica y Parinacota, en la ciudad del mismo nombre, a los 18°20'31" de latitud sur y 18°28'31" de longitud sur. Administrada por la Empresa Portuaria Arica, empresa autónoma del Estado, es el puente entre el centro-oeste de Sudamérica y otros mercados.

Cuenta con cinco sitios de atraque, uno de ellos al servicio de Perú. Está protegido por dos rompeolas, uno norte de 450[m], y uno sur de 1.233[m]. El rompeolas a analizar es el sur, en su parte más profunda, y corresponde a la parte final (Figura 18).

El perfil es de escollera, con material procedente de la cantera del Morro de Arica, protegido con una coraza de tetrápodos de 16[t], y cuya geometría y materiales se detallan en la Figura 19. Se analiza un solo perfil, el perfil tipo, ya que el tramo es poco variable (materiales y áreas transversales en Anexos 1, Tabla 30).

El oleaje en el talud de lado mar es de 1,7[m], oleaje promedio (Baird & Associates SA, 2016). El oleaje de operación de lado puerto se considera de 0,5[m].

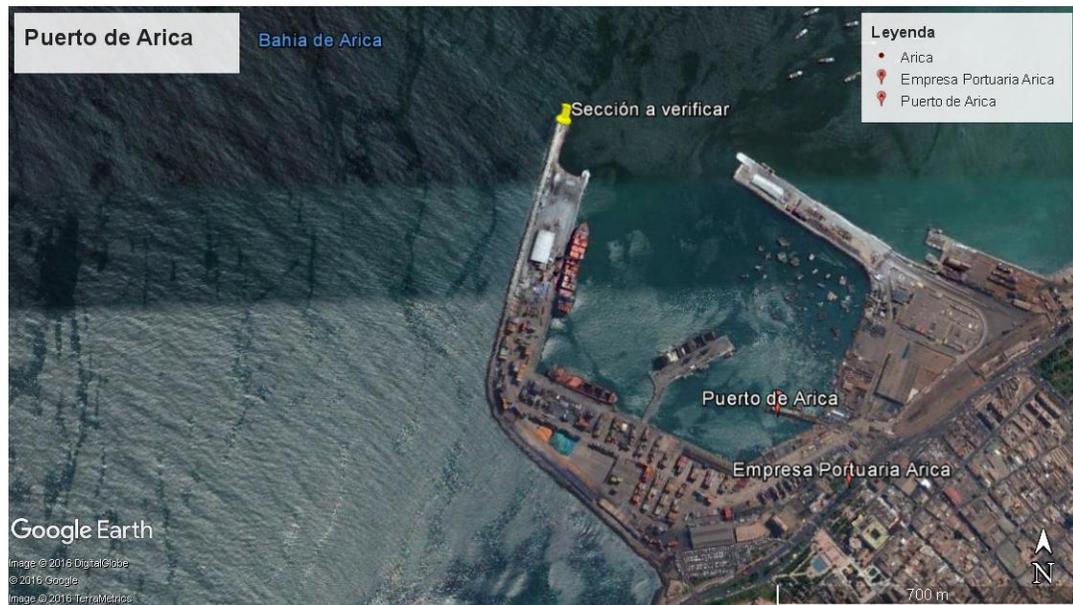


Figura 18: Ubicación Puerto de Arica. Fuente: Google Earth®

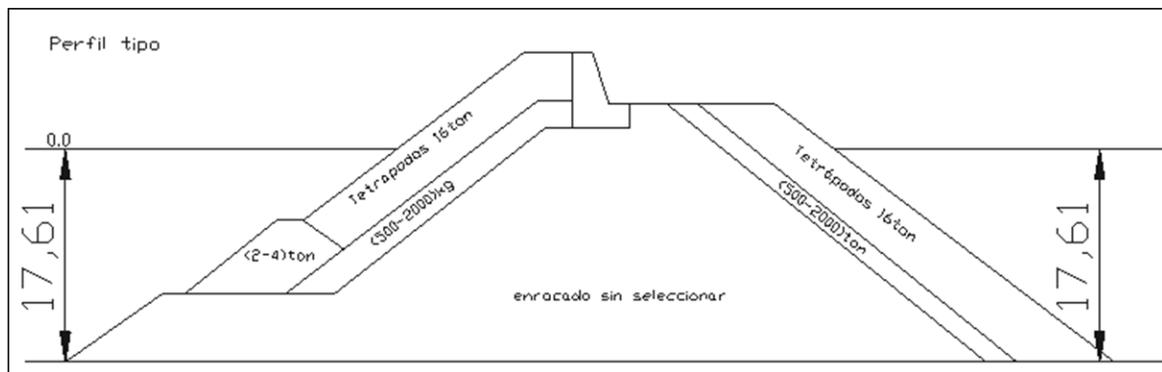


Figura 19: Perfil tipo Rompeolas Puerto de Arica. Elaboración propia

4.1.1. Análisis de estabilidad frente a deslizamiento horizontal

Se calculan las fuerzas involucradas en el análisis. En este caso, se detalla cada una y los resultados. Dado que es el mismo procedimiento de cálculo para los demás rompeolas, en los casos siguientes sólo se mostrará el valor final obtenido para el factor de seguridad frente a deslizamiento horizontal. Esto, además de mencionar las consideraciones especiales, tomadas en cada rompeolas.

- **Peso Propio:**

Se consideran en el análisis valores de densidad de $2,4[t/m^3]$ para los elementos de hormigón, $2,65[t/m^3]$ para la roca de escollera (Martin, J.P 2007) y $1,025[t/m^3]$ para el agua de mar. Esto será utilizado para este y los demás casos de estudio.

Se determina el peso según la Ecuación 9, considerando el área transversal del perfil y una profundidad unitaria. El peso total corresponde a 23.890[kN], utilizando el peso unitario de cada material. El peso boyante zonificado es de 22.430[kN], determinado con el peso boyante de las dos capas exteriores, y será utilizado posteriormente para el cálculo de la resistencia al corte. Los valores en detalle, se encuentran en Anexos 1.1, Tabla 31)

- Carga sísmica:

Dado que no es factible realizar un análisis de peligro sísmico en la zona del puerto, dentro de los alcances de este trabajo de título, el coeficiente sísmico horizontal será determinado según el mapa del estudio realizado por Núñez, I. et al (2015). Este corresponde a un estudio de peligro sísmico para Chile, que define curvas de isoaceleración, posterior al Terremoto Maule 2010 (Figura 20).

Se utilizarán estos valores dado que la NCh2369 Of2003, al dividir en país longitudinalmente en tres zonas, clasifica a todas las ciudades portuarias dentro de la misma (zona 3). Adicionalmente, el nuevo estudio diferencia las fuentes sísmicas y considera la geometría (aproximada) de la zona de contacto de placas; tomando las singularidades de los sismos de cada zona.

Según el mapa de peligro sísmico, Arica tiene una aceleración máxima de 0,7g. Esto resulta en un coeficiente de aceleración horizontal de 0,195[-]. El coeficiente vertical es de 0,065[-], considerando 1/3 del valor horizontal; y 0,13[-] con 2/3.

La fuerza sísmica horizontal, calculada con el peso total, es de 4.666[kN] (Anexos 1.1, Tablas 32 y 33). La fuerza vertical es de 1.460[kN] y 2.921[kN], para 1/3 y 2/3 del coeficiente horizontal, respectivamente; y es calculada con el peso boyante, al ser componente de la fuerza normal (por lo tanto, de la resistencia al corte).



Figura 20: Mapa de peligro sísmico. Fuente: Nuñez I et al (2015)

- Empuje sísmico del agua:

El empuje sísmico del agua se determina según la Ecuación 18, para ambas caras del rompeolas. En el lado mar considera la altura de ola promedio y corresponde a 166,8[kN]. En el lado puerto, la altura de operación, y es de 113,9[kN]. Al actuar en la misma dirección y sentido, se considera la suma para el análisis, 280,8[kN] (Anexos 1.1, Tabla 34).

- Resistencia al corte:

Para calcular la fuerza resistente al corte, es necesario determinar la fuerza normal. Determinada utilizando la fuerza sísmica para un coeficiente vertical de 0,065[-], es de 20.970[kN]. Para 0,13[-], 19.510[kN]. Ambas considerando el peso boyante zonificado. La fuerza se detalla en Anexos 1.1, Tablas 35 y 36)

Para la resistencia al corte, los parámetros de Mohr-Coulomb para el suelo de fundación corresponden a 35[°] para el ángulo de fricción, y 0[kN/m²] para la cohesión. Es una arena con grava dispersa, según el Informe de Mecánica de Suelos de la Empresa Portuaria Arica (mayo 2016). Según la Ecuación 20, la fuerza resistente es de 14.680[kN] y 13.660[kN], para coeficientes sísmicos verticales de 0,065[-] (igual a 1/3k_n) y 0,13[-] (igual a 2/3k_n), respectivamente (Anexos 1.1, Tablas 37 y 38).

- Fuerza de oleaje:

La fuerza de oleaje negativo es de 18,16[kN], determinada según la Ecuación 24, para el oleaje promedio de 1,7[m].

Determinadas todas las fuerzas, se calculan los factores de seguridad asociados a cada caso. La Tabla 8 corresponde a un coeficiente sísmico vertical de 1/3 del horizontal, y la Tabla 9 a 2/3. En ambas, se muestran los valores utilizando o no el peso boyante, y realizando la zonificación.

Se puede observar como la variación más relevante en los valores es el uso del peso como boyante o total.

Se considerarán los valores determinados utilizando el peso boyante zonificado, al ser el más realista según los supuestos realizados. Se determina luego, que el rompeolas del Puerto de Arica es estable sísmicamente frente a deslizamientos horizontales, al poseer un factor de seguridad mayor a 1,1[-] en ambos escenarios.

Tabla 8: Factor de Seguridad asociado a desplazamiento horizontal, Perfil Tipo, con kv=1/3kh, Rompeolas Puerto de Arica.

FS [-]		
Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
3,1	2,0	2,9

Tabla 9: Factor de Seguridad asociado a desplazamiento horizontal, Perfil Tipo, con $k_v=2/3k_h$, Rompeolas Puerto de Arica.

FS [-]		
Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
2,9	1,9	2,7

4.1.2. Análisis de estabilidad frente a deslizamientos de talud

Se analiza el perfil tipo, protegido a ambos lados por tetrápodos de 16[t]. Ambas caras poseen un talud en pendiente 3:4. Peso específico y peso boyante se calculan dividiendo el peso de cada capa en el área de la misma. La cohesión y el ángulo de fricción se determinan según lo propuesto por los autores mencionados en (3.2.1), excepto para los materiales de la coraza, en que se utilizará un rango de valores. Esto debido a que la falla ocurrirá en esta capa, por lo que es la más relevante, y no existe evidencia suficiente en la literatura para definir un solo valor.

El sismo se incluye como una fuerza inercial equivalente horizontal y vertical. El coeficiente horizontal va hacia la cara que desliza, aumentando la magnitud del total de las fuerzas solicitantes. El vertical, hacia arriba, disminuyendo el valor de la fuerza normal y con esto, la fuerza resistente. Los coeficientes sísmicos utilizados corresponden a 0,195[-] para el valor horizontal de la fuerza, y 0,13[-] y 0,065[-] para el valor vertical (se realiza el análisis para el valor horizontal, combinado con cada uno de los verticales).

- Talud lado mar:

El talud lado mar está protegido por tetrápodos de 16[t]. La Figura 21 muestra el modelo en dos dimensiones en el programa Slide®. Se observan las acciones externas incluidas, además del sismo. Se representan como fuerzas distribuidas, donde la fuerza de oleaje actúa en torno al oleaje promedio; y el empuje sísmico del agua, en toda la altura sumergida.

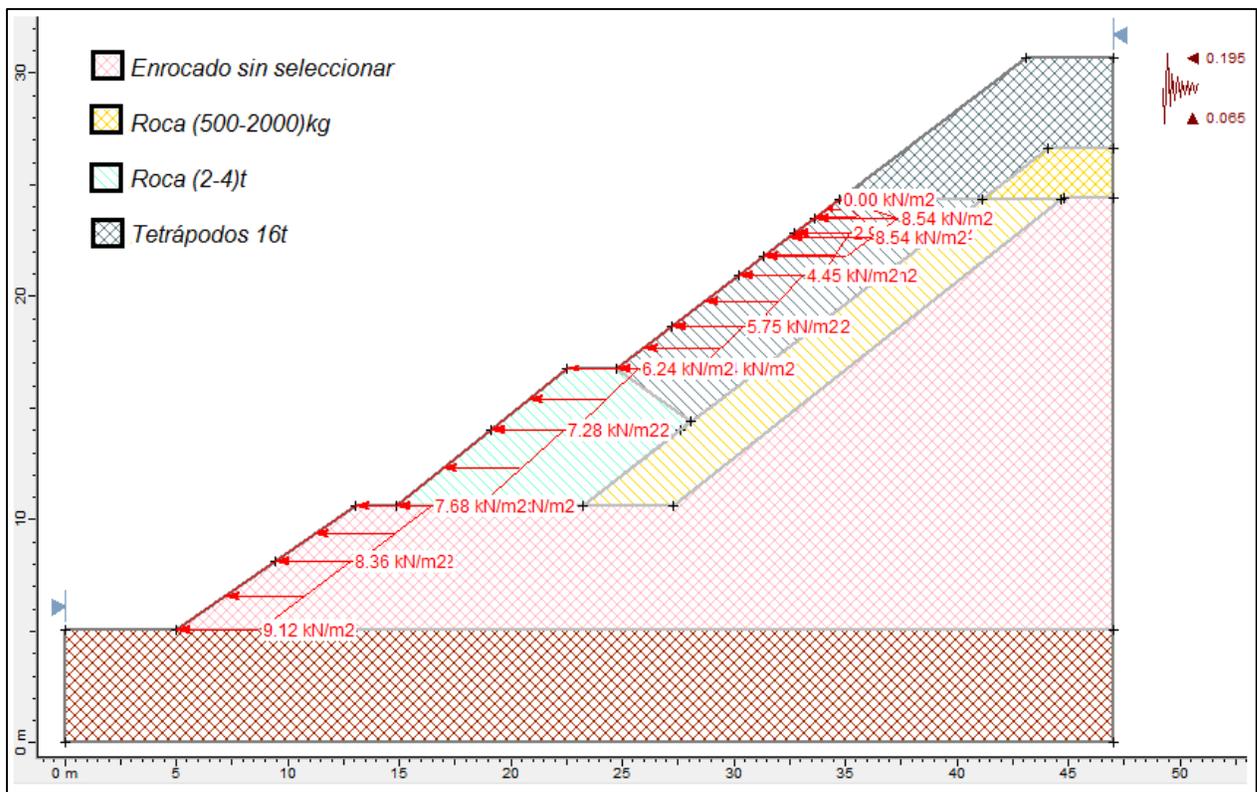


Figura 21: Talud Perfil tipo lado mar, Rompeolas Puerto de Arica (Slide ®)

En las combinaciones para los parámetros de la coraza, el ángulo de fricción varía entre los valores de 31[°] y 65[°]; mientras la cohesión, entre 0[kN/m²] y 20[kN/m²]. Esto basado en lo mencionado por los autores consultados, y detallado en (3.2.1). Los parámetros de Mohr-Coulomb de los demás materiales del rompeolas, se detallan en Anexos 1.1, Tabla 39).

Los factores de seguridad asociados a cada combinación de parámetros y considerando falla circular, se muestran en el Gráfico 2. Se observa que las mayores variaciones en los resultados de estabilidad se obtienen al modificar el valor de cohesión. Por otra parte, con una cohesión nula y un ángulo de fricción de incluso 65[°], no se obtiene un talud estable. Las posibles superficies de falla se concentran en la parte superior, donde los tetrápodos se ven más solicitados, y reciben menos peso de elementos superiores.

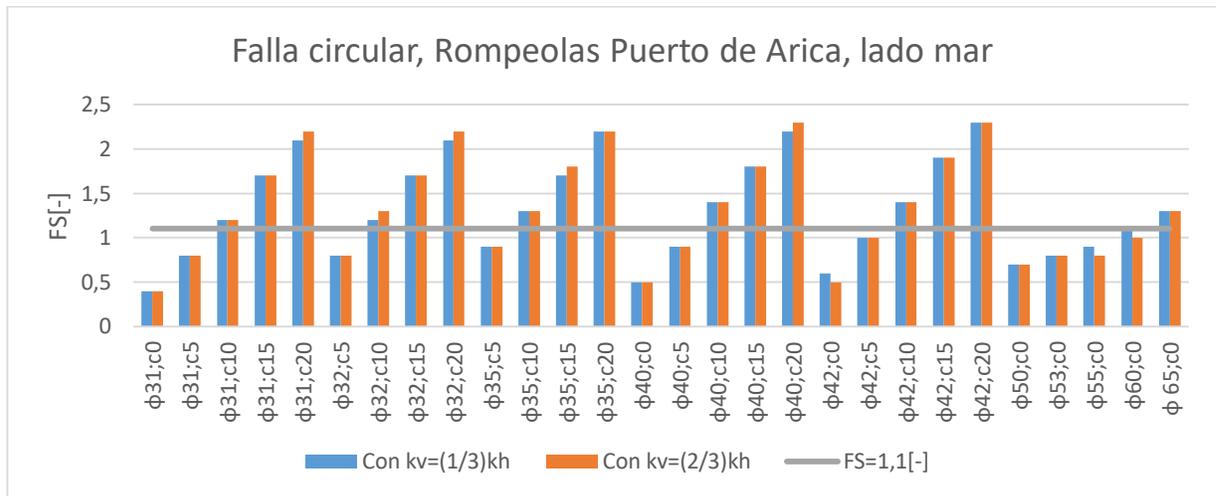


Gráfico 2: Factores de seguridad asociado a deslizamiento de talud, lado mar. Falla circular, Rompeolas Puerto de Arica. (donde ϕ [°];c[kN/m²])

Para el caso de la falla de bloque, los factores de seguridad se muestran en el Gráfico 3. Se analizan sólo algunos valores para los parámetros de la coraza, en base a lo observado en el Gráfico 2. El factor de seguridad es más sensible frente al valor de cohesión, a diferencia del ángulo de fricción, por lo que se analiza el mismo rango, pero menos valores.

Los resultados obtenidos son similares al caso anterior, obteniendo factores dentro de los mismos rangos. Sin embargo, para ángulo de fricción de 65[°] y cohesión nula, los valores difieren, siendo inestable al considerar falla de bloque. El método utilizado (Morgenstern-Price) considera superficies donde no hay convergencia en el resultado, como inválidas. Esto ocurre cuando el factor de seguridad es muy bajo, o los parámetros del material parecen incorrectos (Rocscience, 2002). Luego, es posible que la superficie arrojada por el programa no sea la más crítica para el último caso.

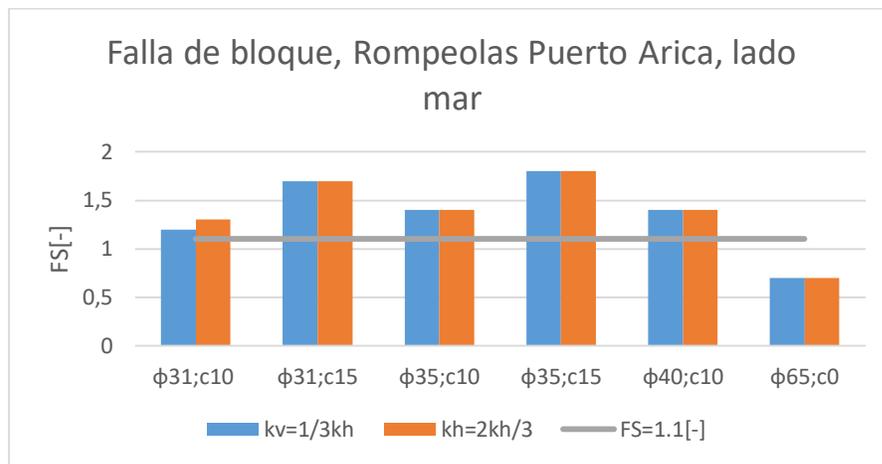


Gráfico 3: Factores de seguridad asociados a deslizamiento de talud, lado mar. Falla de bloque, Rompeolas Puerto de Arica. (donde ϕ [°];c[kN/m²])

- Talud lado puerto:

El talud lado puerto, protegido también por tetrápodos, se muestra en el modelo de la Figura 22. Los coeficientes sísmicos a utilizar, y definición de materiales, corresponden a los detallados en el talud de lado mar. En este caso, las únicas fuerzas externas presentes son el empuje sísmico del agua y la carga sísmica.

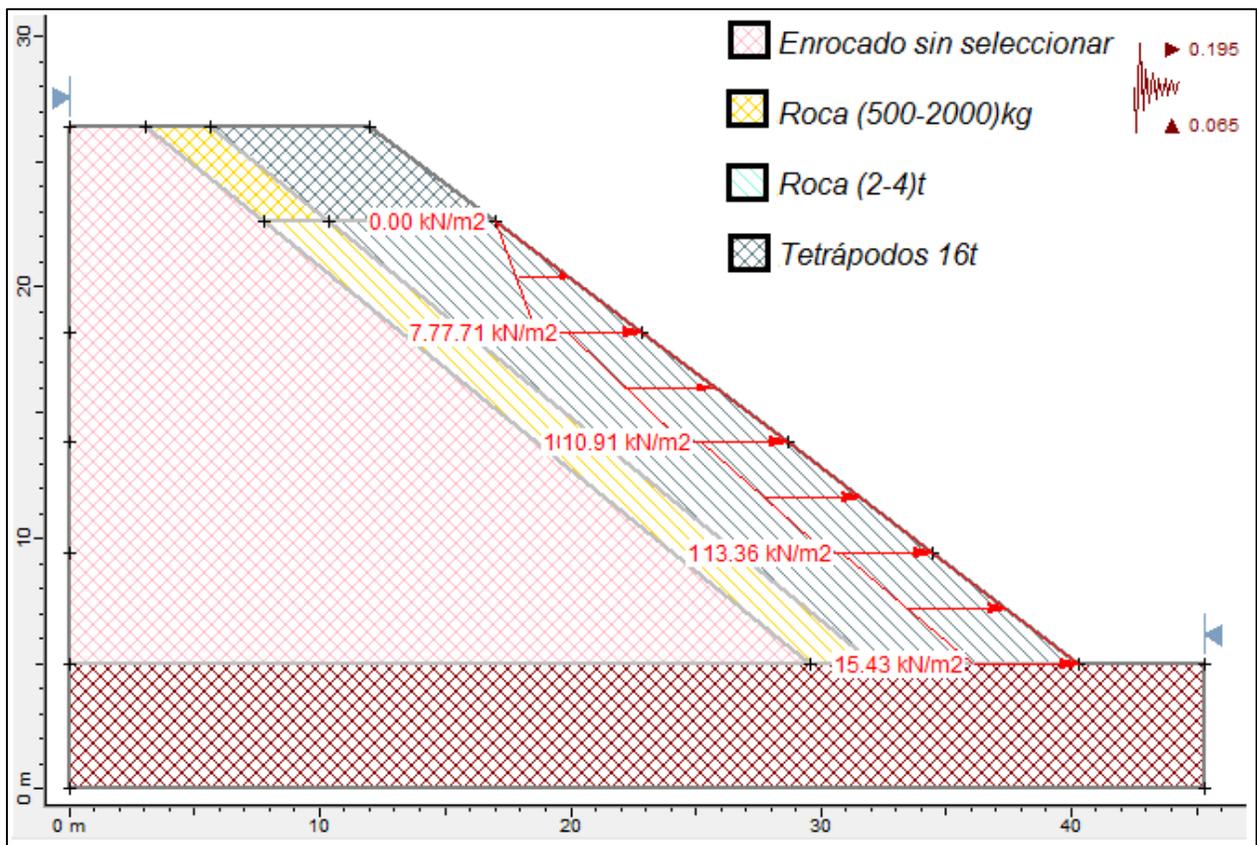


Figura 22: Talud perfil tipo lado puerto, Rompeolas Puerto de Arica (Slide ®)

El Gráfico 4 muestra los factores de seguridad para las distintas combinaciones, considerando falla circular. Al igual que en el caso anterior, se observa que los resultados son muy sensibles al valor de la cohesión. En aquellos casos en que esta última es nula, el factor de seguridad se acerca a 1,1[-] al aumentar el valor del ángulo de fricción.

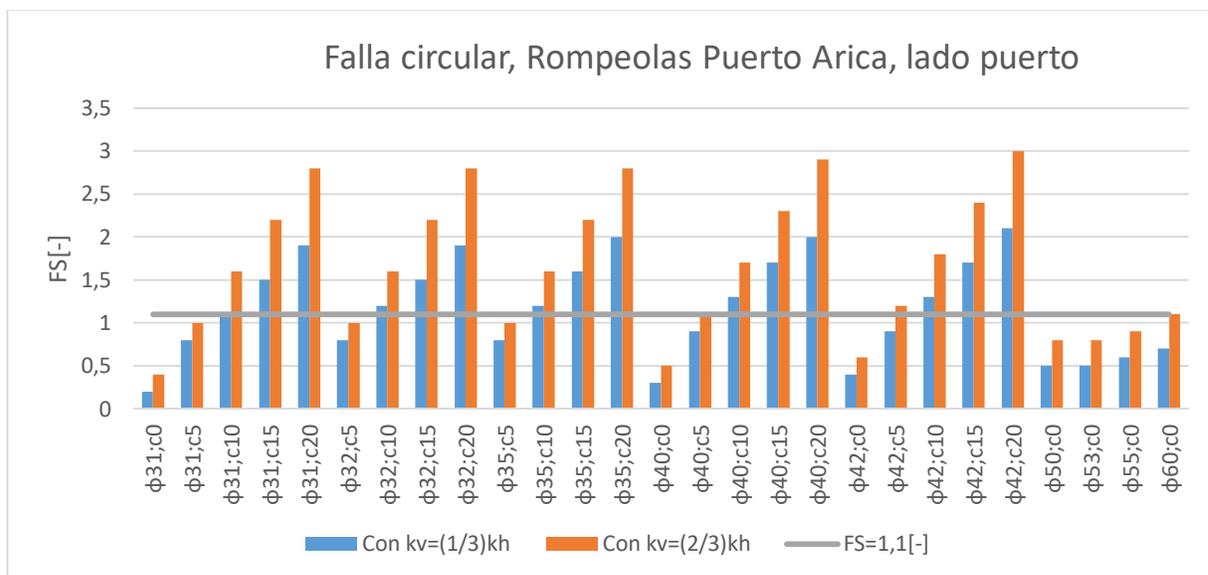


Gráfico 4: Factores de seguridad asociados a deslizamientos de talud, lado puerto. Falla circular, Rompeolas Puerto de Arica. (donde ϕ [°];c[kN/m²])

Para la falla de bloque, los factores de seguridad corresponden a los del Gráfico 5. Los valores son similares, lo que indica que la superficie de falla escogida para cada combinación, es efectivamente la superficie más crítica (Rocscience, 2002).

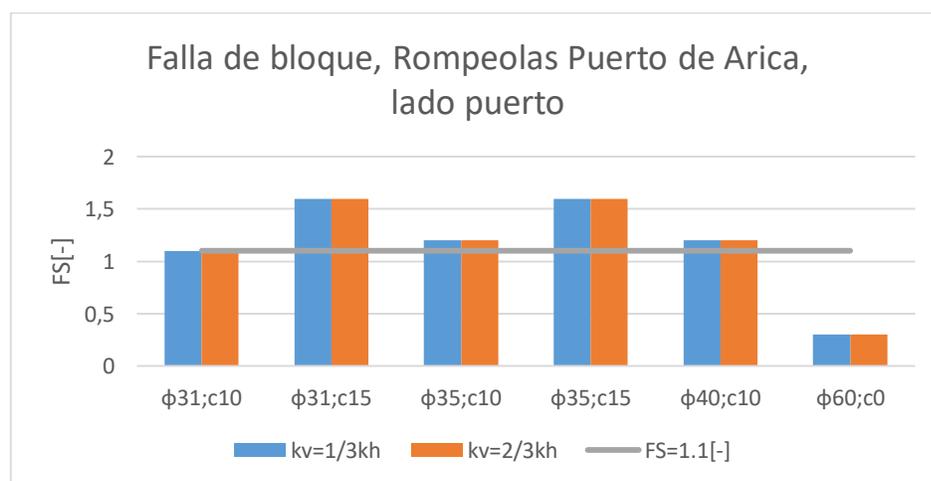


Gráfico 5: Factores de seguridad asociados a deslizamientos de talud, lado puerto. Falla de bloque, Rompeolas Puerto de Arica. (donde ϕ [°];c[kN/m²])

Frente a los resultados para ambos casos, y la necesidad de establecer un valor que permita evaluar la estabilidad, se realiza un análisis de sensibilidad de Montecarlo. La cohesión se evalúa entre 0[kN/M²] y 10[kN/m²], con media 5; y el ángulo de fricción, entre 35[°] y 45[°], con media 40[°] (Figuras 23 y 24).

Tabla 10: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado mar, Rompeolas Puerto de Arica

LADO MAR

Método	Probabilidad de falla [%]	Factor de Seguridad Promedio [-]
Bishop	75,5	0,9
Morgenstern-Price	49,9	1

Tabla 11: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado puerto, Rompeolas Puerto de Arica

LADO PUERTO

Método	Probabilidad de falla [%]	Factor de Seguridad Promedio [-]
Bishop	89,4	0,8
Morgenstern-Price	90	0,8

Tanto para el talud lado mar como lado puerto, se obtienen factores de seguridad menores a 1,1[-], con probabilidad de falla sobre el 50%. Por lo tanto, de acuerdo a la propuesta metodológica, los taludes serían inestables sísmicamente. Luego, es necesario realizar un análisis de desplazamiento para ambos taludes.

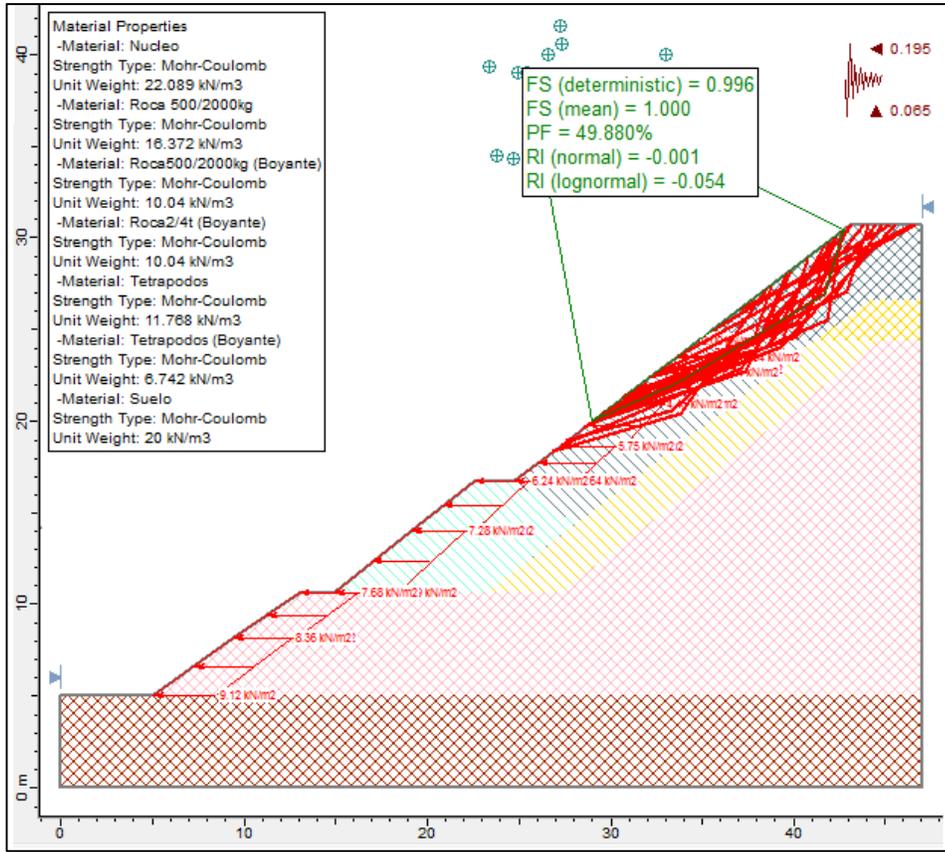


Figura 23: Análisis de Montecarlo sobre talud lado mar, Rompeolas Puerto de Arica. Slide®

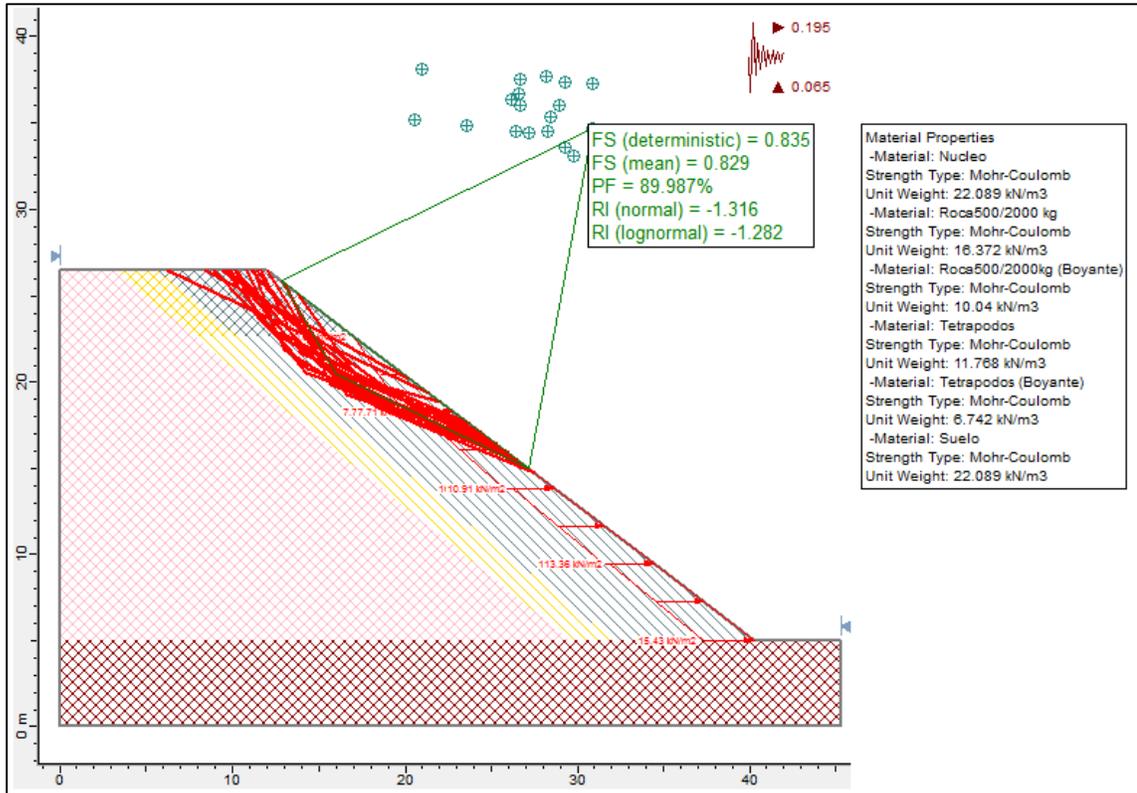


Figura 24: Análisis de Montecarlo sobre talud lado puerto, Rompeolas Puerto de Arica. Slide®

4.1.3. Estudio de desplazamientos

Del análisis de estabilidad, se concluyó que el rompeolas del Puerto de Arica es sísmicamente estable frente a desplazamientos horizontales, pero inestable frente a deslizamientos de talud. Luego, se estudian las deformaciones asociadas a una falla de talud, siguiendo la metodología propuesta.

Se determina el coeficiente sísmico de fluencia. Esto se realiza siguiendo un análisis de Montecarlo, probando valores de coeficiente horizontal hasta encontrar aquel que genere un factor de seguridad promedio de 1,0[-], con una probabilidad de ocurrencia igual o sobre el 50%. Esto se realizará también, para análisis de desplazamientos de los puertos siguientes

El diámetro característico de los elementos de la coraza, tetrápodos de 16[t], es de 184[cm], correspondiente al 65% de la altura (2,8[m]). El desplazamiento máximo es, por lo tanto, de 92[cm]. Esto es, el 50% del diámetro característico, al tratarse de elementos de hormigón.

Para el caso del talud lado mar, se obtiene un coeficiente de fluencia (k_y) de 0,12[-]. La aceleración de fluencia (a_y) corresponde luego a 1,2[m/s²]. Los sismos más relevantes, a los que se tiene acceso, son el ocurrido en el Sur de Perú, 2001 (8,4Mw, epicentro a poco más de 860[km] de Arica), y el de Tarapacá 2005 (7,8Mw). Se analiza el registro Arica Costanera para el primero, y Arica Cementerio para el segundo (en Anexos 1.2, Gráficos 22 y 23), de aceleración máxima 0,33g y 0,19g respectivamente.

Se obtiene un desplazamiento total de 5,3[cm] para el primer registro, y 0,21[cm] para el segundo.

Los registros considerados son de una aceleración baja, en relación a mediciones en otras zonas del país para grandes eventos. Dada la falta de este tipo de registros cercanos a Arica, y la complejidad de elaborar un sismo artificial, se utiliza el registro de Llolleo para el terremoto de Valparaíso 1985 (8,0Mw). Este registro es en arena, y corresponde a un sismo interplaca, por lo que sería aplicable a la zona. La aceleración máxima es de 0,65[g], y se obtiene un desplazamiento máximo de 91,4[cm]. (Anexos 1.2, Gráfico 24).

Los desplazamientos obtenidos son menores al valor máximo admisible propuesto, de 92[cm]. El talud lado mar, por lo tanto, cumple con el criterio de deformaciones máximas.

Para el talud lado puerto, se tiene el mismo valor máximo admisible (92[cm]). Se utilizan nuevamente los registros del terremoto del Sur de Perú 2001, y bajo el mismo criterio, se analiza también para el registro de Llolleo (Valparaíso 1985) (Anexos 2.1, Gráficos 25, 26 y 27).

El coeficiente de fluencia es en este caso de 0,09[-]. Esto corresponde a una aceleración de fluencia de 0,88[m/s²]. El desplazamiento máximo utilizando el registro de Sur Perú 2001 es de 11[cm], mientras para Tarapacá 2005, se obtienen 0,51[cm]. En el análisis con el registro de Lolloo, en cambio, se obtiene un valor máximo de 114[cm]. Este valor es mayor al desplazamiento máximo admisible de 92[cm]. Luego, el talud lado puerto no satisface los requerimientos de la propuesta metodológica.

4.2. Rompeolas Puerto de San Vicente

El Puerto de San Vicente está ubicado en la Comuna de Talcahuano, Región del Bío-Bío, a 36°44'00" de latitud sur y 73°09'00" de longitud oeste (Figura 25). Es administrado por la Empresa Portuaria Talcahuano San Vicente, empresa autónoma del estado. Fue construido como apoyo al Puerto de Talcahuano, que poseía dos sitios y de baja profundidad (fuente: www.stvi.cl).

El rompeolas cuenta con una extensión de 635[m], con orientación NNE a SSW, protegiendo tres sitios de atraque. La coraza está constituida por tetrápodos de 16[t] en el lado mar, y roca de escollera de 4[t] por el lado puerto. Se analizarán tres perfiles para el deslizamiento horizontal, y sólo uno para el deslizamiento de talud (Figura 26, y Anexos 2, Figuras 32 y 33). Esto ya que las condiciones de talud son similares mismas para todos los perfiles.

El oleaje promedio es de 1,39[m] (según Informe técnico Diseño explanada norte, sitios 1 y 3, y Explanada Sur, Metocean 2011), y se una altura de operación en el lado puerto de 0,5[m].

En los perfiles se puede observar cómo la base sigue la línea de terreno. Esto indica, que el terreno natural no fue modificado ni mejorado, como ocurre en la mayoría de los casos.



Figura 25: Ubicación Puerto de San Vicente. Fuente: Google Earth ®

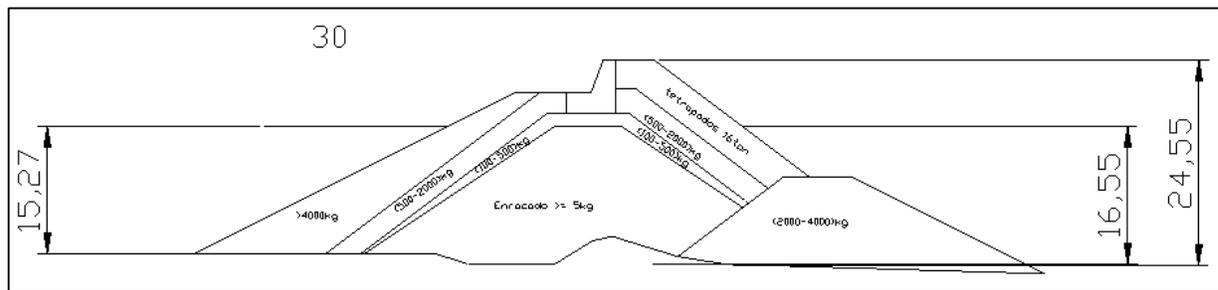


Figura 26: Perfil 30, Rompeolas Puerto de San Vicente

4.2.1. Análisis de estabilidad frente a deslizamiento horizontal

Se determina el factor de seguridad, considerando una aceleración máxima de 1g, según el mapa de peligro sísmico (Figura 20). Esto resulta en un coeficiente sísmico horizontal de 0,22[-], calculado siguiendo la Ecuación 11. Los coeficientes sísmicos verticales a analizar, de 1/3 y 2/3 del valor horizontal, son de 0,073[-] y 0,147[-] respectivamente.

En cuanto a los parámetros de Mohr-Coulomb, para el suelo de fundación, corresponden a un ángulo de fricción de 37[°] y una cohesión nula. Se trata de arena, según el informe de Mecánica de Suelos para Explanadas y Taludes de Enrocados del Puerto de San Vicente, elaborado por Geofun (2013). Las áreas y parámetros de los demás materiales, se detallan en Anexos 2, Tablas 40, 41 y 42).

Las fuerzas calculadas se detallan en Anexos 2.1.

El factor de seguridad para cada perfil y coeficiente sísmico, se muestra en las Tablas 12 y 13. Considerando el resultado obtenido con el peso boyante zonificado como el satisfactorio, el rompeolas sería estable frente a deslizamientos horizontales, al ser los factores de seguridad de los tres perfiles analizados mayores a 1,1[-].

Tabla 12: Factor de seguridad asociado a desplazamiento horizontal, con $k_v=1/3k_h$, Rompeolas Puerto de San Vicente

FS[-]			
Perfil	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
Perfil 28	3,0	2,0	2,7
Perfil 30	3,0	1,8	2,7
Perfil 31	3,0	1,8	2,9

Tabla 13: Factor de seguridad asociado a desplazamiento horizontal, con $k_v=2/3k_h$, Rompeolas Puerto de San Vicente

FS[-]			
Perfil	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
Perfil 28	2,8	1,8	2,4
Perfil 30	2,7	1,5	2,4
Perfil 31	2,8	1,6	2,7

4.2.2. Análisis de estabilidad frente a deslizamientos de talud

Se analiza el Perfil 30 (Figura 26). Este posee una coraza de tetrápodos de 16[t] en el lado mar en pendiente 3:4; y roca de 4.000[kg] en el lado puerto, en pendiente 1:2. Se utiliza un coeficiente sísmico horizontal de 0,22[-], y verticales de 0,147[-] y 0,073[-].

- Talud lado mar

Al tratarse de elementos de hormigón, se varía el valor del ángulo de fricción entre 31[°] y 65[°], según los valores entregados por la literatura. La cohesión, entre 0[kN/m²] y 20[kN/m²]. Es este último valor el de mayor influencia en los resultados, mejorando considerablemente la estabilidad. Los parámetros de Mohr-Coulomb para los demás materiales, se detallan en Anexos 2.1, Tabla 51.

Los factores de seguridad asociados a cada combinación se muestran en el Gráfico 6. Se observa en este caso, que para una cohesión nula no se alcanza un factor de seguridad de 1,1[-], establecido como criterio de estabilidad. Sin embargo, para un ángulo de fricción alto, de 65[°], se acerca a un valor de 1,0[-].

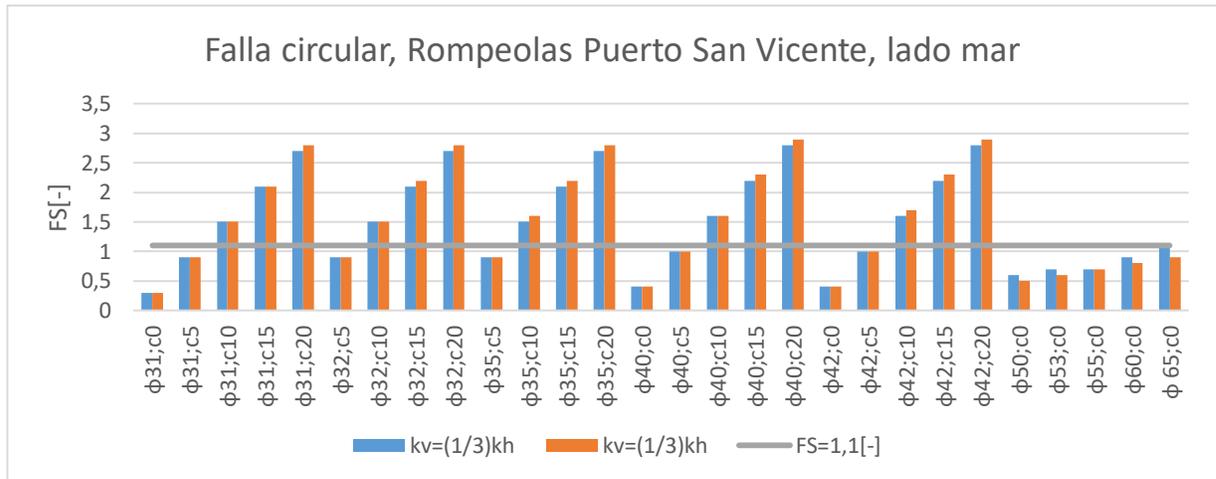


Gráfico 6: Factores de seguridad asociados a deslizamiento de talud, lado mar. Falla circular, Rompeolas Puerto de San Vicente. (donde ϕ [°];c[kN/m²])

El Gráfico 7 muestra los factores de seguridad para el caso de la falla de bloque. Los resultados son similares para las distintas combinaciones, excepto para la última (65[°] y 0[kN/m²]), lo que puede asociarse a problemas de convergencia.

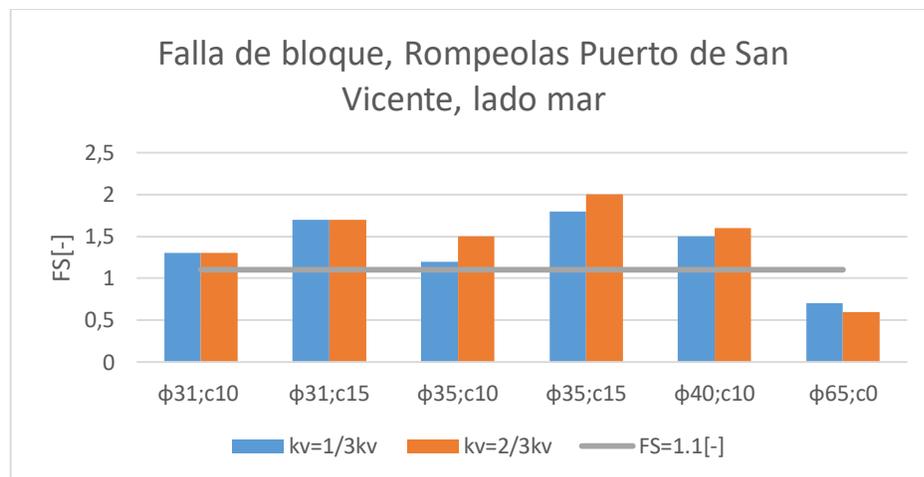


Gráfico 7: Factores de seguridad asociados a deslizamiento de talud, lado mar. Falla de bloque, Rompeolas Puerto de San Vicente. (donde ϕ [°];c[kN/m²])

- Talud lado puerto

En este caso, solo actúa el empuje sísmico del agua y la carga sísmica. Los coeficientes sísmicos corresponden a los mismos del caso anterior (lado mar).

Los factores de seguridad se determinan variando los parámetros de la roca de coraza. El ángulo de fricción, entre 25[°] y 50[°]; y la cohesión entre, 0[kN/m²] y 20[kN/m²]. Los valores obtenidos se muestran en el Gráfico 8, para falla circular. Se observa que los resultados son sensibles a la magnitud de la cohesión nuevamente. Por otra parte, en este caso, con ángulos de fricción altos si se tiene un talud estable.

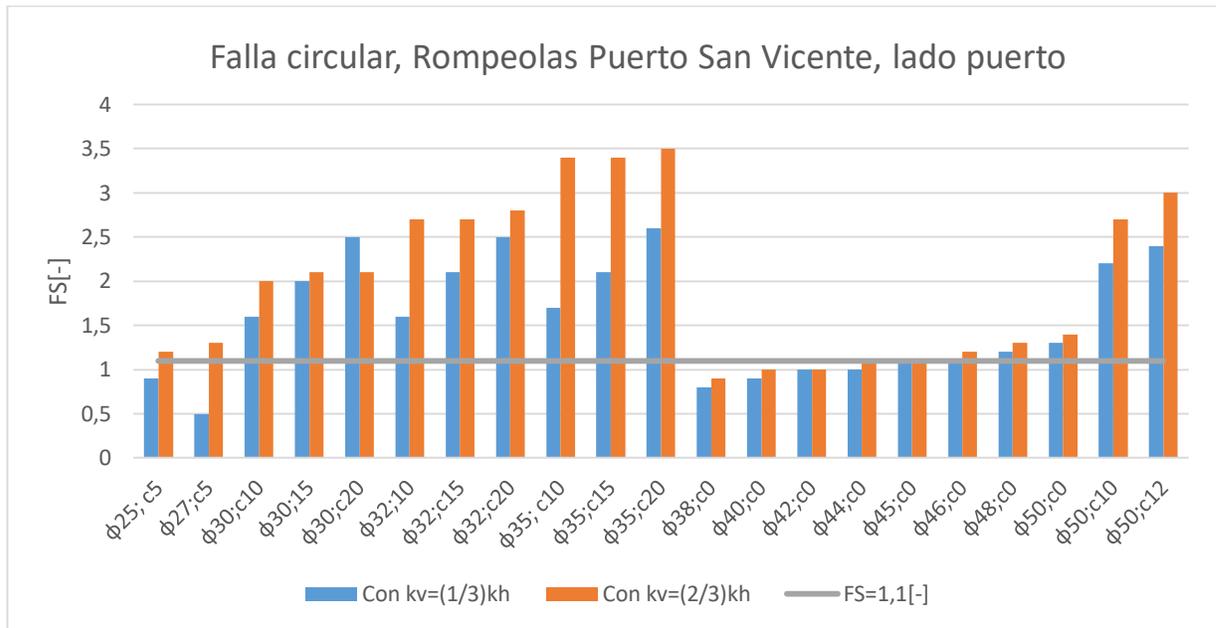


Gráfico 8: Factores de seguridad asociados a deslizamiento de talud, lado puerto. Falla circular, Rompeolas Puerto de San Vicente. (donde φ[°];c[kN/m²])

Para el caso de falla de bloque, los resultados se muestran en el Gráfico 9. Al igual que para el lado mar, los factores de seguridad son similares, pero difieren en el último valor.

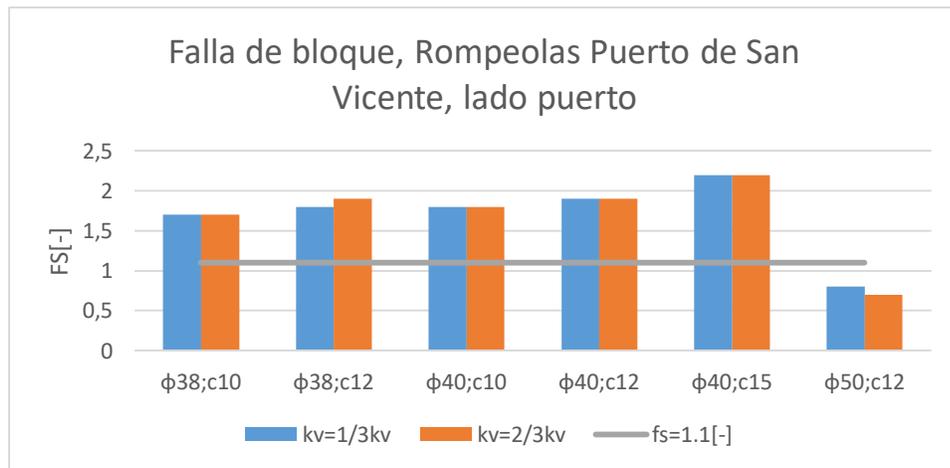


Gráfico 9: Factores de seguridad asociados a deslizamiento de talud, lado puerto. Falla de bloque, Rompeolas Puerto de San Vicente. (donde φ[°];c[kN/m²])

Los resultados obtenidos son insuficientes para evaluar la estabilidad, al igual que en para el rompeolas del caso anterior. Se realiza un análisis de Montecarlo, con cohesión entre 0[kN/m²] Y 10[kN/m²], con media 5; y ángulo de fricción entre 35[°] y 45[°], con media 40[°] para los tetrápodos (lado mar). Para la coraza de roca (lado puerto), se analiza una cohesión entre 0[kN/m²] Y 5[kN/m²], con media 3; y ángulo de fricción entre 35[°] y 45[°], con media 40[°].

Tabla 14: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado mar, Rompeolas Puerto de San Vicente
LADO MAR

Método	Probabilidad de falla [%]	Factor de Seguridad Promedio [-]
Bishop	54	1
Morgenstern-Price	60,4	0,9

Tabla 15: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado puerto, Rompeolas Puerto de San Vicente
LADO PUERTO

Método	Probabilidad de falla [%]	Factor de Seguridad Promedio [-]
Bishop	7,5	1,1
Morgenstern-Price	0	1,2

Frente a los resultados obtenidos, se concluye que el talud lado mar sería inestable sísmicamente, de acuerdo a la propuesta, y debe ser analizado frente a desplazamientos. Se obtiene un factor de seguridad cercano a 1[-], con probabilidad de falla sobre el 50%.

Para el caso del talud lado mar, el factor de seguridad es cercano a 1.1[-], con probabilidad de falla cercana al 0%. Luego, sería estable, y no sería necesario continuar la verificación para este talud.

El análisis de ambos taludes, utilizando el análisis de Montecarlo en Slide ®, se encuentra en Anexos 2.1, Figuras 34 y 35.

4.2.3. Estudio de desplazamientos

El factor de seguridad frente a desplazamientos horizontales es mayor a 1,1[-], por lo tanto, no es necesario continuar la verificación sísmica para este criterio. En cuanto a los taludes, el lado puerto resultó estable, pero no así el lado mar.

Se realiza luego el estudio de desplazamientos para el talud lado mar, con coraza de tetrápodos de 16[t]. Esto significa un desplazamiento máximo admisible de 92[cm], al igual que en el caso del rompeolas del Puerto de Arica.

El coeficiente de fluencia es de 0,18[-] con probabilidad de falla de 52%, lo que significa una aceleración de fluencia de 1,8[m/s²]. Se analizan los registros de Concepción y Constitución del terremoto Maule 2010 (8,8Mw). (Anexos 2.2, Gráficos 28 y 29)

Para el registro de Concepción, de aceleración máxima 0,4g, se obtiene un desplazamiento de 25,7[cm]. Para el registro de Constitución, con aceleración máxima 0,6[g], es de 124[cm]. Considerando este resultado, mayor a 92[cm] (desplazamiento admisible), el talud no sería satisfactorio según la propuesta metodológica.

4.3. Rompeolas Club de Yates de Papudo

El Club de Yates de Papudo se ubica en la Región de Valparaíso, en la ciudad del mismo nombre, a 32°30'15" de latitud sur y 71°27'3" de longitud oeste. Es un club privado, fundado en 1955.

El rompeolas tiene una longitud aproximada de 35[m]. Se contempla una extensión, pero no ha sido llevada a cabo debido al posible impacto ambiental que podría ocasionar. Está protegido por dolos de 14[t], y es de tamaño relativamente pequeño (en comparación a rompeolas de puertos del país).

Se analizarán dos perfiles, correspondientes al Tramo 2 y Tramo 3 (Figura 28 a continuación, y Anexos 3, Figura 36). Los materiales y áreas de los perfiles, se detallan en Anexos 2, Tablas 52 y 53. Como en el caso anterior, la forma de la base de los perfiles sigue la línea de terreno.

El oleaje promedio a considerar es de 1[m], en base a las estadísticas de los últimos cuatro años, al no contar con información de un estudio de oleaje. (fuente: <http://es.wisuki.com/>). La altura de operación es de 0,3[m].



Figura 27: Ubicación Club de Yates de Papudo. Fuente: Google Earth ®

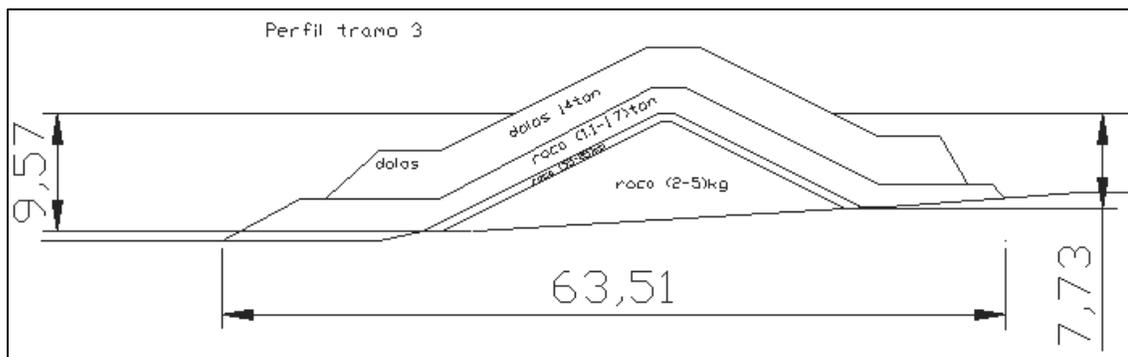


Figura 28: Perfil tramo 3, Rompeolas Club de Yates de Papudo

4.3.1. Análisis de estabilidad frente a deslizamiento horizontal

Se utiliza un coeficiente sísmico horizontal es de 0,204[-], correspondiente a una aceleración máxima de 0,8g (para Papudo, según mapa de peligro sísmico Figura 20). Los coeficientes sísmicos verticales a utilizar en el análisis, de 1/3 y 2/3 del coeficiente horizontal, corresponden luego a 0,068[-] y 0,136[-] respectivamente.

Para el suelo de fundación, se considera un ángulo de fricción de 35[°] y cohesión nula como parámetros de Mohr-Coulomb. Debido a falta de documentación, se utiliza un estudio geotécnico realizado en Valparaíso (Geovenor 2013).

Las fuerzas calculadas para el análisis, se detallan en Anexos, 3.1.

El factor de seguridad, para cada caso, se detalla en las Tablas 16 y 17. Pero, como se indicó en el caso anterior, es considerado aquel obtenido con el peso boyante zonificado, como satisfactorio. Luego, el rompeolas del Club de Yates de Papudo sería estable frente a deslizamientos horizontales, al poseer un factor de seguridad mayor a 1,1[-].

Tabla 16. Factor de seguridad asociado a desplazamiento horizontal, con $k_v=1/3k_h$, Club de Yates de Papudo.

FS [-]			
Perfil	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
Perfil 2	3,0	2,2	2,8
Perfil 3	3,1	2,0	2,5

Tabla 17: Factor de seguridad asociado a desplazamiento horizontal, con $k_v=2/3k_h$, Club de Yates de Papudo.

FS [-]			
Perfil	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
Perfil 2	2,8	2,0	2,6
Perfil 3	2,3	1,8	2,3

4.3.2. Análisis de estabilidad frente a deslizamientos de talud

Se analiza el Perfil tramo 3. El talud de lado mar está protegido por dolos de 14[t], en un talud de 1:2. En cuanto al talud de lado puerto, posee la misma protección e inclinación de talud. Se realiza el análisis variando las propiedades de Mohr-Coulomb de los elementos de coraza, como en los demás casos. Los parámetros c y ϕ de los demás materiales, se detallan en Anexos 3.1, Tabla 62.

- Talud lado mar

Los factores de seguridad obtenidos para cada combinación, considerando falla circular, se muestran en el Gráfico 10. Aquellas combinaciones en que la cohesión no es nula, entregan resultados de factores de seguridad altos (entre 4,0 y 5,0); y nuevamente aquellas en que no, el talud resultaría inestable o alcanzaría solo el valor definido como mínimo (FS=1,1[-]).

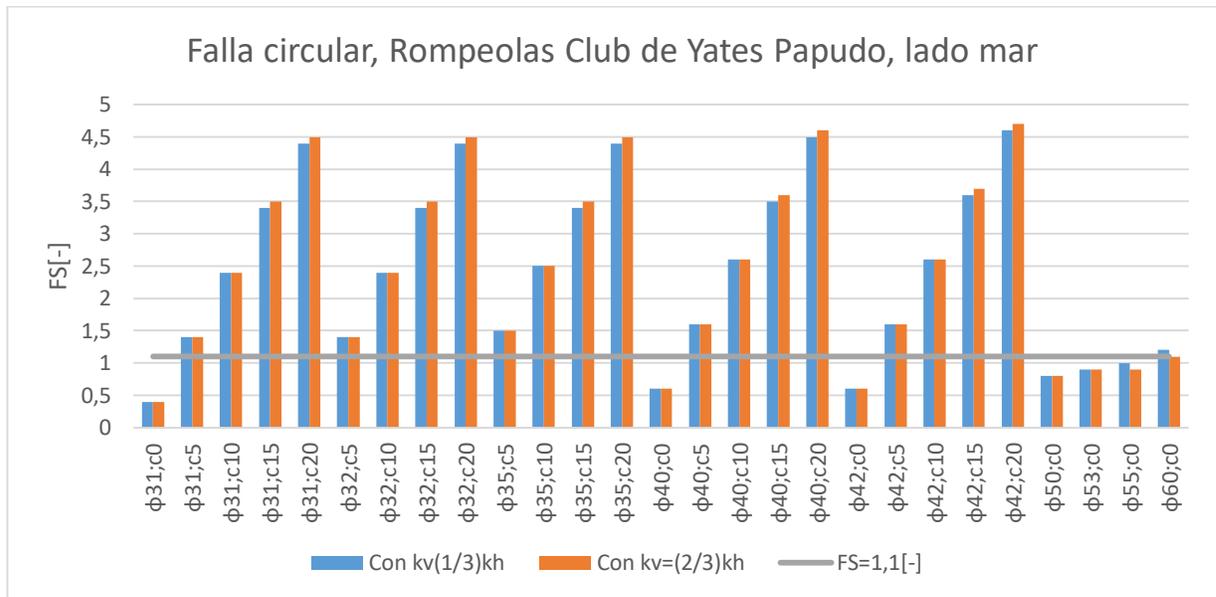


Gráfico 10: Factores de seguridad asociados a deslizamiento de talud, lado mar. Falla circular, Rompeolas Club de Yates de Papudo. (donde ϕ [°];c[kN/m²])

En el caso de falla de bloque, los resultados se muestran en el Gráfico 11. Como se observa, los valores coinciden para la mayoría de las combinaciones de parámetros.

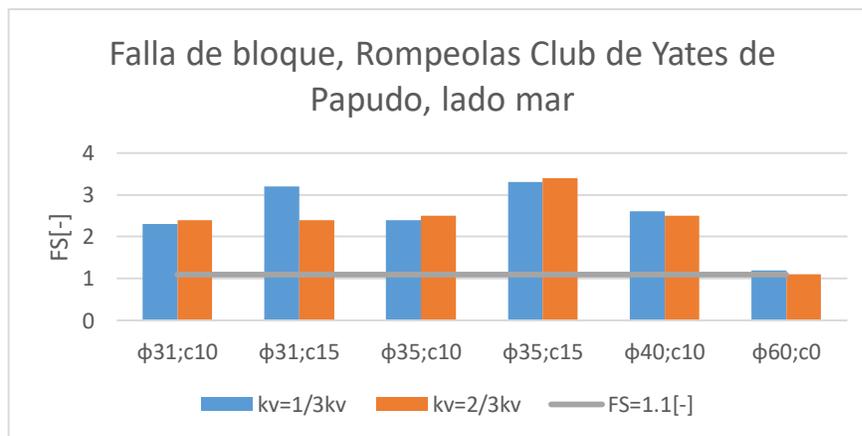


Gráfico 11: Factores de seguridad asociados a deslizamiento de talud, lado mar. Falla de bloque, Rompeolas Club de Yates de Papudo. (donde ϕ [°];c[kN/m²])

- Talud lado puerto

La fuerza distribuida corresponde al empuje sísmico del agua. Las propiedades de los materiales, y los coeficientes sísmicos, corresponden a los mismos del lado mar.

Para falla circular, los factores de seguridad para cada combinación se muestran en el Gráfico 12. La cohesión nuevamente se muestra como el parámetro más sensible. Y, en este caso, para los ángulos de fricción mayores, el talud resultaría estable.

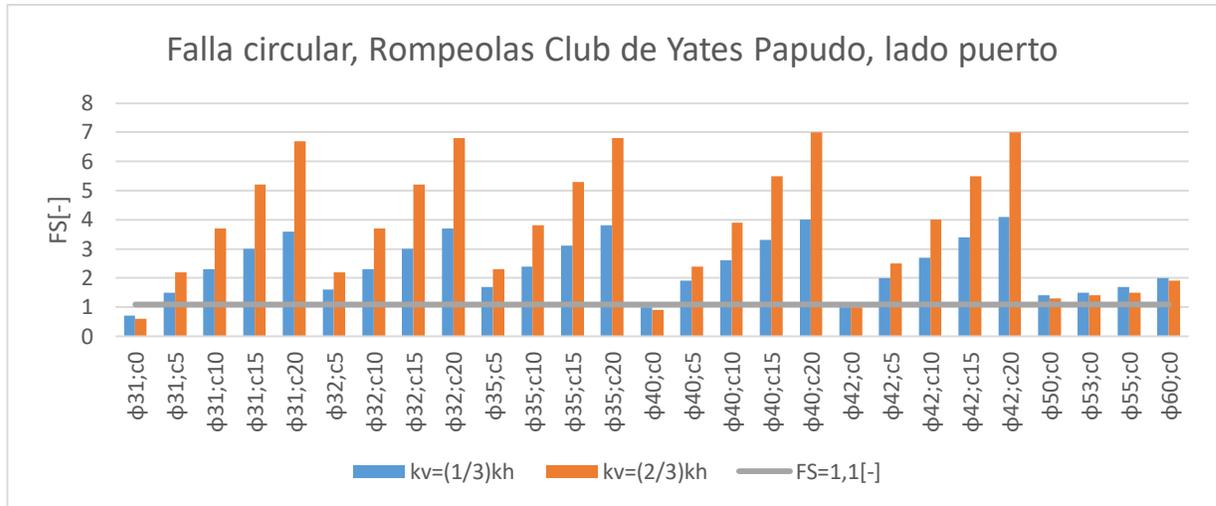


Gráfico 12: Factores de seguridad asociados a deslizamientos de talud, lado puerto. Falla circular, Rompeolas Club de Yates de Papudo. (donde ϕ [°];c[kN/m²])

Los factores de seguridad asociados a la falla de bloque, se muestran en el Gráfico 13. Al igual que para el lado mar, los resultados coinciden en su mayoría a los valores frente a falla circular.

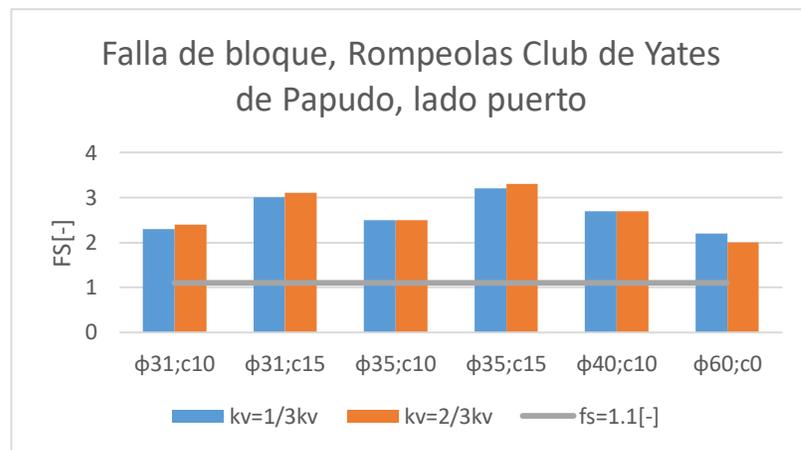


Gráfico 13: Factores de seguridad asociados a deslizamientos de talud, lado puerto. Falla de bloque, Rompeolas Club de Yates de Papudo. (donde ϕ [°];c[kN/m²])

Como en los casos anteriores, se realiza un análisis de Montecarlo para evaluar la estabilidad de ambos taludes, variando los parámetros de Mohr-Coulomb en los mismos rangos (rangos utilizados para elementos de hormigón).

Tabla 18: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado mar, Rompeolas Club de Yates de Papudo

LADO MAR

Método	Probabilidad de falla [%]	Factor de Seguridad Promedio [-]
Bishop	0,2	1,6
Morgenstern-Price	0,03	1,7

Tabla 19: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado puerto, Rompeolas Club de Yates de Papudo

LADO PUERTO

Método	Probabilidad de falla [%]	Factor de Seguridad Promedio [-]
Bishop	0	1,8
Morgenstern-Price	0	2

El factor de seguridad promedio del talud lado mar es de 1,6[-], y la probabilidad de falla es cercana al 0%. Luego, se establece que sería estable sísmicamente frente a deslizamientos.

En el caso del talud lado mar, se obtiene un factor promedio de 2[-], con probabilidad de falla 0%, siendo también estable.

El análisis de ambos taludes, según Montecarlo y utilizando el programa Slide ®, se encuentra en Anexos 3.1, Figuras 37 y 38.

4.3.3. Estudio de desplazamientos

Frente a los resultados obtenidos tanto para estabilidad sísmica frente a desplazamientos horizontales como deslizamientos de talud, se determina que el rompeolas del Club de Yates de Papudo sería estable sísmicamente. Esto según la propuesta metodológica.

Por lo tanto, no sería necesario realizar un análisis de desplazamientos, terminando el análisis.

4.4. Rompeolas Caleta Higuierillas

La Caleta Higuierillas se encuentra en la Región de Valparaíso, en la ciudad de Con Con, sector Higuierillas, a 32°55'47" de latitud sur y 71°32'19,9" de longitud oeste (Figura 29).

Es una caleta de pescadores artesanales, resguardada por un rompeolas de 100[m] de longitud aproximadamente. El rompeolas posee una coraza de roca de 4[t] en un primer tramo, para finalizar con dolos de 8,5[t] en la zona más profunda.

Se analizan dos perfiles significativos, cada uno perteneciente a uno de estos tramos (Figura 30 a continuación, y Anexos 4, Figura 39). Los materiales y áreas de cada perfil, se detallan en Anexos 4, Tablas 63 y 64)

El rompeolas de la Caleta también es pequeño en comparación a los pertenecientes a puertos, y es el de menor altura sumergida a analizar.

El lado mar, que corresponde al lado izquierdo de los perfiles en las figuras, recibe un oleaje promedio de 1[m] en base a las estadísticas de los últimos cuatro años, al no contar con información de un estudio de oleaje. (fuente: <http://es.wisuki.com/>). El lado puerto, se considera con una altura de operación de 0,3[m].



Figura 29: Ubicación Caleta Higuierillas. Fuente: Google Earth ®

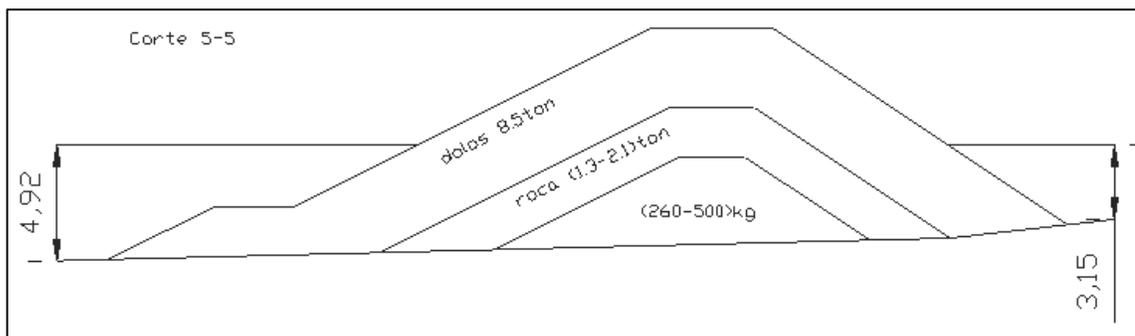


Figura 30: Perfil corte 5-5, Rompeolas Caleta Higuierillas.

4.4.1. Análisis de estabilidad frente a deslizamiento horizontal

La aceleración máxima de Con Con, de acuerdo al mapa de peligro sísmico de la Figura 20, es de 0,8g. Según la Ecuación 11, el coeficiente sísmico horizontal a utilizar es de 0,204[-]. Los coeficientes verticales a analizar, de 1/3 y 2/3 del valor del coeficiente horizontal, corresponden a 0,068[-] y 0,136[-] respectivamente.

Para determinar la fuerza resistente al corte, debido a falta de información sobre los parámetros de Mohr-Coulomb del suelo de fundación, se utiliza un estudio geotécnico realizado en Valparaíso (Geovenor 2013). Se considera un ángulo de fricción de 35[°], y cohesión nula (al igual que para el Club de Yates de Papudo).

Las fuerzas involucradas en el análisis, se detallan en Anexos, 4.1.

Los factores de seguridad para cada caso se detallan en las Tablas 20 y 21. Se considera, para evaluar la estabilidad, los resultados obtenidos utilizando peso boyante zonificado. Luego, el rompeolas de la Caleta Higuierillas sería estable sísmicamente frente a deslizamientos horizontales, al mostrar valores para factor de seguridad mayores a 1,1[-].

Tabla 20: Factor de seguridad asociado a desplazamiento horizontal, con $k_v=1/3k_h$, Rompeolas Caleta Higuierillas

FS [-]			
Perfil	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
Corte 4-4	3,1	2,4	2,7
Corte 5-5	3,1	2,2	2,5

Tabla 21: Factor de seguridad asociado a desplazamiento horizontal, con $k_v=2/3k_h$, Rompeolas Caleta Higuierillas

FS [-]			
Perfil	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
Corte 4-4	2,9	2,2	2,5
Corte 5-5	2,8	2,0	2,3

4.4.2. Análisis de estabilidad frente a deslizamientos de talud

Se analiza el Perfil corte 5-5 (Figura 30). Los elementos de coraza corresponden a dolos de 8,5[t], a ambos lados. Tiene una pendiente de 1:2 en el lado mar, y 2,5:3 en el lado puerto.

- Talud lado mar

Las acciones externas son el empuje sísmico del agua, y la fuerza distribuida del oleaje negativo.

Las combinaciones de parámetros para los dolos de la coraza, van desde un ángulo de fricción de 31[°] hasta 65[°], mientras la cohesión va desde 0[kN/m²] a 20[kN/m²]. Los materiales demás y sus propiedades se detallan en Anexos 4.1, Tabla 73.

Los factores de seguridad, para falla circular, se muestran en el Gráfico 10. En este caso, aquellas combinaciones de cohesión nula escasamente superan un valor de 0,5[-], mientras los valores con cohesión incluso llegan a 5,0[-].

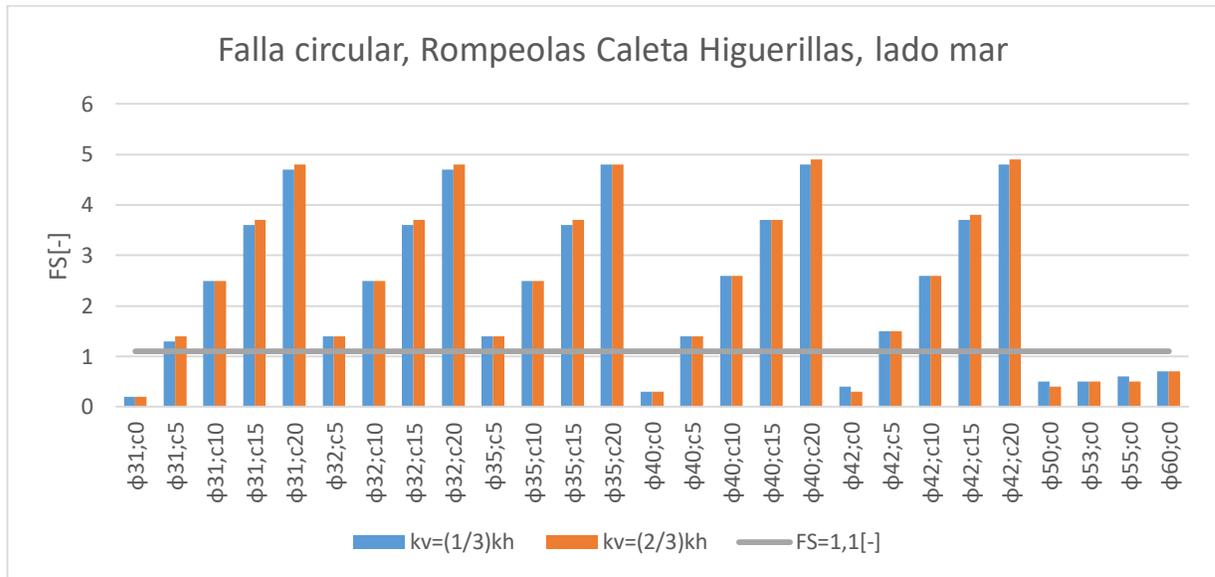


Gráfico 14: Factores de seguridad asociados a deslizamiento de talud, lado mar. Falla circular, Rompeolas Caleta Higuierillas. (donde φ[°];c[kN/m²])

Por otra parte, para la falla de bloque, se obtienen los resultados del Gráfico 15. Los valores para una cohesión de 15[kN/m²] se alejan de los obtenidos para falla circular, siendo menores. Lo mismo ocurre para cohesión nula.

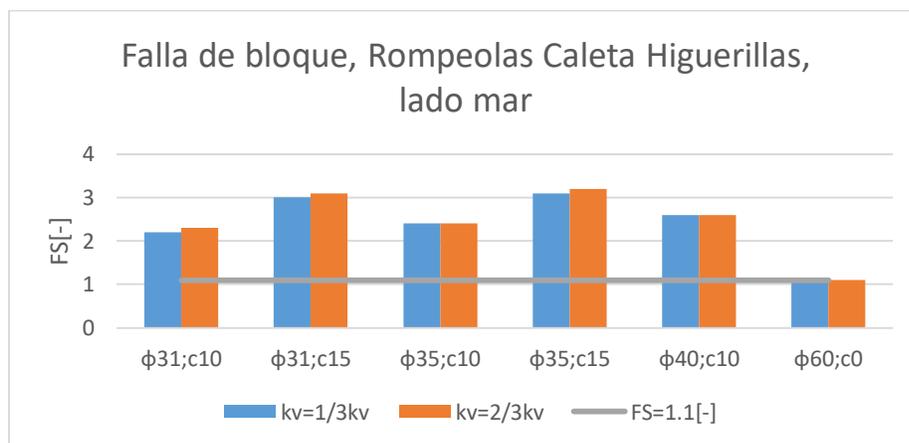


Gráfico 15: Factores de seguridad asociados a deslizamiento de talud, lado mar. Falla de bloque, Rompeolas Caleta Higuierillas. (donde φ[°];c[kN/m²])

- Talud lado puerto

En este caso, la altura sumergida del lado puerto es menor a la del lado mar, debido a la forma del terreno. La acción externa, además del sismo, es el empuje sísmico del agua.

El Gráfico 16 muestra los factores de seguridad obtenidos para las distintas combinaciones, para falla circular. A diferencia de los casos anteriores, los valores al establecer la cohesión como nula, no mejoran considerablemente los resultados, siendo solo estable frente a fallas de talud para los ángulos mayores.

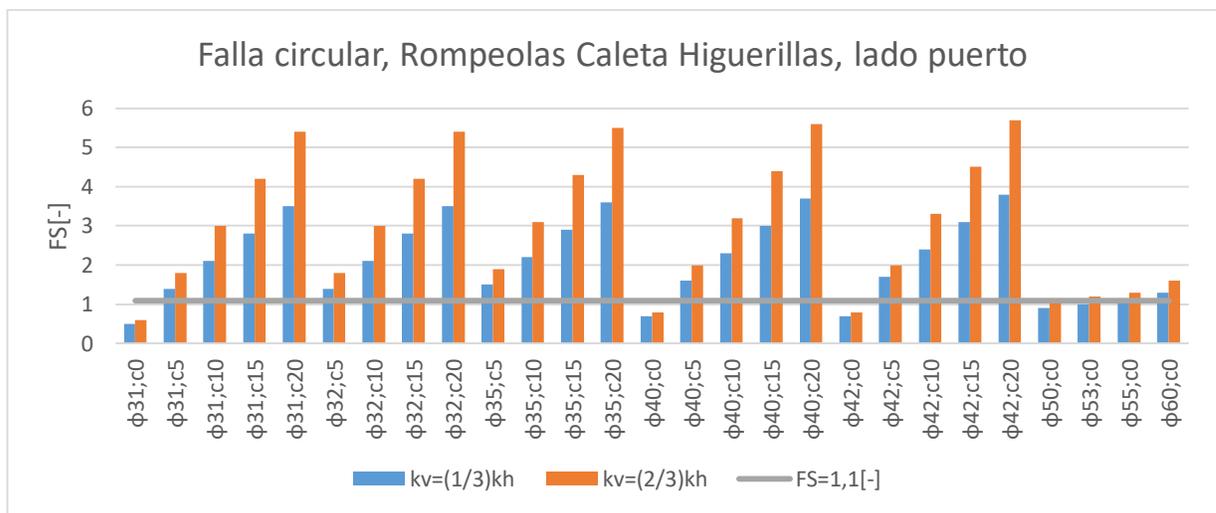


Gráfico 16: Factores de seguridad asociados a deslizamiento de talud, lado puerto. Falla circular, Rompeolas Caleta Higuerrillas.

Para el caso de falla de bloque, los resultados se muestran en el Gráfico 17. Son similares a los de falla circular, exceptuando la combinación con cohesión nula, donde es mayor.

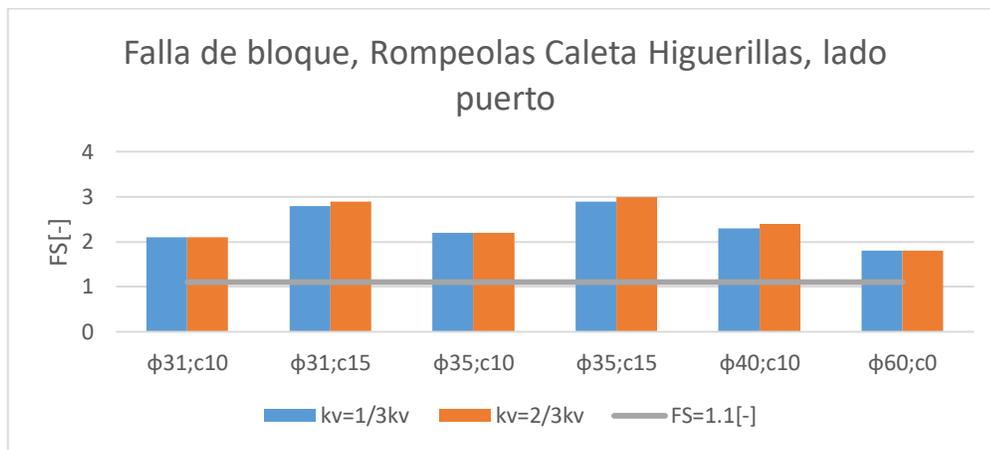


Gráfico 17: Factores de seguridad asociados a deslizamiento de talud, lado puerto. Falla de bloque, Rompeolas Caleta Higuierillas. (donde ϕ [°];c[kN/m²])

Se continua luego con un análisis de Montecarlo, variando los parámetros de la coraza de dolos. Los valores de la cohesión, entre 0[kN/m²] y 10[kN/m²] con media 5; y el ángulo de fricción, entre 35[°] y 45[°] con media 40[°].

Tabla 22: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado mar, Rompeolas Caleta Higuierillas LADO MAR

Método	Probabilidad de falla [%]	Factor de Seguridad Promedio [-]
Bishop	0,01	1,6
Morgenstern-Price	0,4	1,7

Tabla 23: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado puerto, Rompeolas Caleta Higuierillas LADO PUERTO

Método	Probabilidad de falla [%]	Factor de Seguridad Promedio [-]
Bishop	0	1,7
Morgenstern-Price	0	1,7

Para el talud lado mar, el factor de seguridad promedio es de 1,7[-], con probabilidad de falla cercana a 0%. Al ser mayor a 1,1[-], sería estable sísmicamente frente a deslizamientos de talud.

El talud lado puerto, con factor promedio de 1,7[-] también, y probabilidad de falla 0%, sería por lo tanto también sísmicamente estable. Siguiendo la propuesta metodológica, el estudio de desplazamientos no es necesario.

El análisis de Montecarlo utilizando el programa Slide®, para ambos taludes, se muestra en Anexos 4.1, Figuras 40 y 41.

luego a 0,204[-]. Los coeficientes sísmicos verticales en tanto, de 1/3 y 2/3 del valor horizontal, son de 0,068[-] y 0,136[-], respectivamente.

Para determinar la resistencia al corte de los perfiles B1 y D2 (fundados en arena), se utiliza un ángulo de fricción de 40[°] y una cohesión nula, en base a estudios realizados en la zona sur de la región de Valparaíso por Petrus (2011) para una arena con contenido de limos. En el caso del Perfil D2, se ha utilizado un valor de ángulo de fricción de 38[°], correspondiente a escollera sumergida contra roca basal (OCDI 2001).

Los valores para las fuerzas involucradas en el análisis, se detallan en Anexos 5.1.

Los factores de seguridad para cada perfil, se detallan en las Tablas 24 y 25. Los valores aproximados resultan ser similares, debido a la poca variación entre los perfiles. Se determina que el rompeolas sería sísmicamente estable frente a deslizamientos horizontales, al presentar factores de seguridad mayores a 1,1[-].

Tabla 24. Factor de seguridad asociado a deslizamiento horizontal, $k_v=1/3k_h$, Puerto de Grandes Dimensiones.

FS [-]			
Perfil	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
Perfil B1	3,6	2,4	3,4
Perfil D1	3,7	2,4	3,4
Perfil D2	3,7	2,3	3,4

Tabla 25: Factor de seguridad asociado a deslizamiento horizontal, $k_v=1/3k_h$, Puerto de Grandes Dimensiones.

FS [-]			
Perfil	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
Perfil B1	3,4	2,1	2,9
Perfil D1	3,4	2,1	2,9
Perfil D2	3,4	2,1	2,9

4.5.2. Análisis de estabilidad frente a deslizamientos de talud.

Se analiza el perfil D1 (Figura 31), protegido por acrópodos de 12m³ y en talud de 2:3, por ambas caras. El coeficiente sísmico horizontal es de 0,204[-], y los verticales, 0,136[-] ($k_v=1/3k_h$) y 0.068[-] ($k_v=2/3k_h$). A diferencia de los elementos de coraza de los casos anteriores, los acrópodos se distribuyen en una sola capa, siendo esta la configuración más favorable.

- Talud lado mar

Se observa el empuje sísmico del agua, y la fuerza distribuida de oleaje negativo. El ángulo de fricción toma valores entre 31[°] y 65[°], mientras la cohesión, entre 0[kN/m²] y 20[kN/m²].

Los parámetros de Mohr-Coulomb de los demás materiales, se detallan en Anexos 5.1, Tabla 85.

Los factores de seguridad sísmicos asociados a falla circular se muestran en el Gráfico 18. Los valores obtenidos son, en general, menores a lo observado anteriormente. Aquellos casos en que la cohesión se consideró nula, son inestables, con factores de seguridad cercanos a cero. Sólo para valores sobre 10[kN/m²], cumple con el criterio de estabilidad establecido.

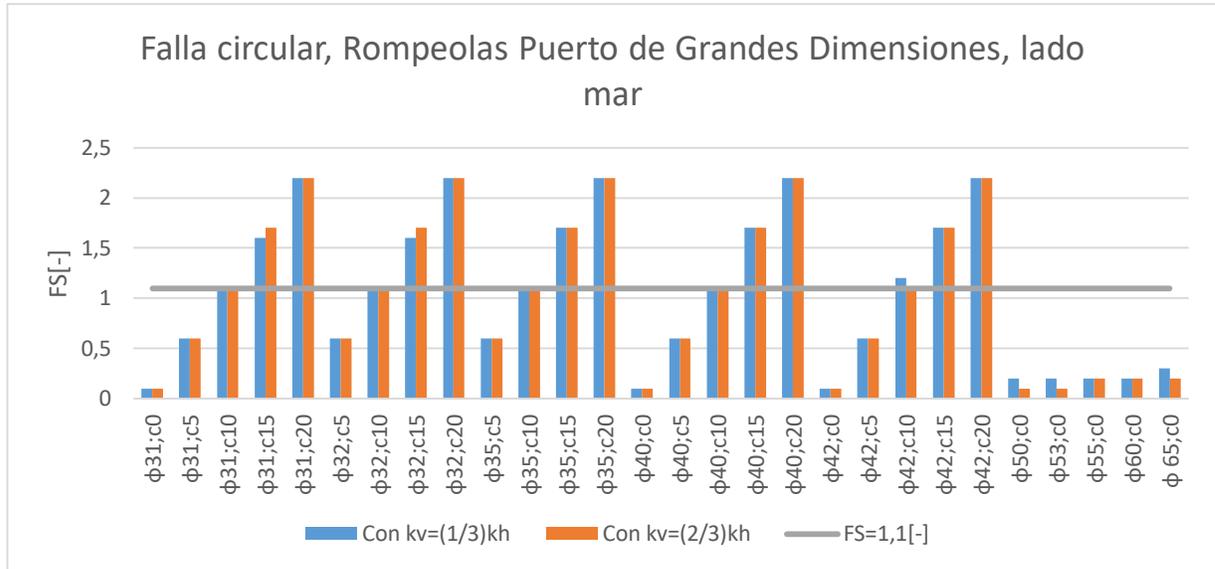


Gráfico 18: Factores de seguridad asociados a deslizamiento de talud, lado mar. Falla circular, Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones. (donde φ [°]; c [kN/m²])

En el caso de falla de bloque, los factores de seguridad se muestran en el Gráfico 19. Como en casos anteriores, los resultados son similares, excepto para cohesión nula.

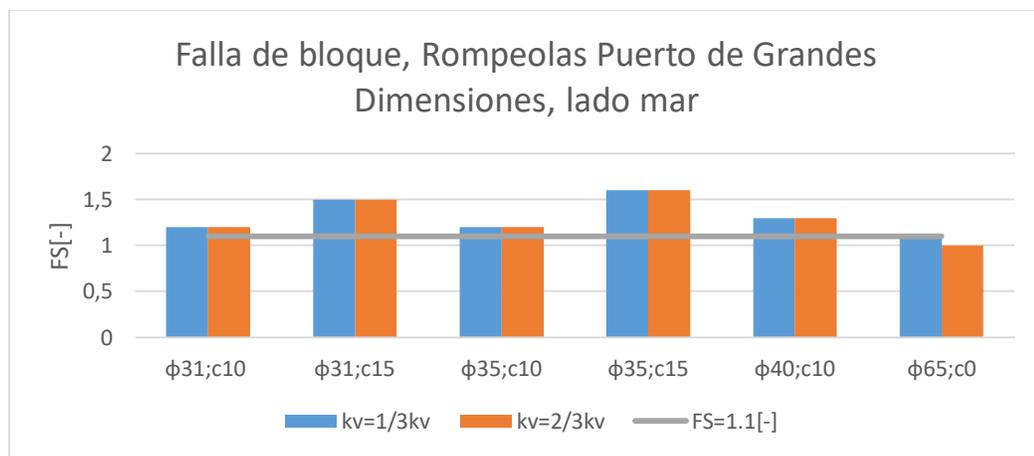


Gráfico 19: Factores de seguridad asociados a deslizamiento de talud, lado mar. Falla de bloque, Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones. (donde φ [°]; c [kN/m²])

- Talud lado puerto

Actúa el empuje sísmico del agua junto al sismo, incluido en forma de coeficientes. Los parámetros de los acrópodos varían entre $31[^\circ]$ y $65[^\circ]$ para el ángulo de fricción, y entre $0[\text{kN/m}^2]$ y $20[\text{kN/m}^2]$ para la cohesión.

El Gráfico 20 muestra los factores de seguridad obtenidos para las distintas combinaciones de parámetros, frente a falla circular. En este caso, para ángulos de fricción sobre $50[^\circ]$, el talud es estable incluso con nula cohesión. Por otra parte, los resultados son nuevamente sensibles frente a este último parámetro.

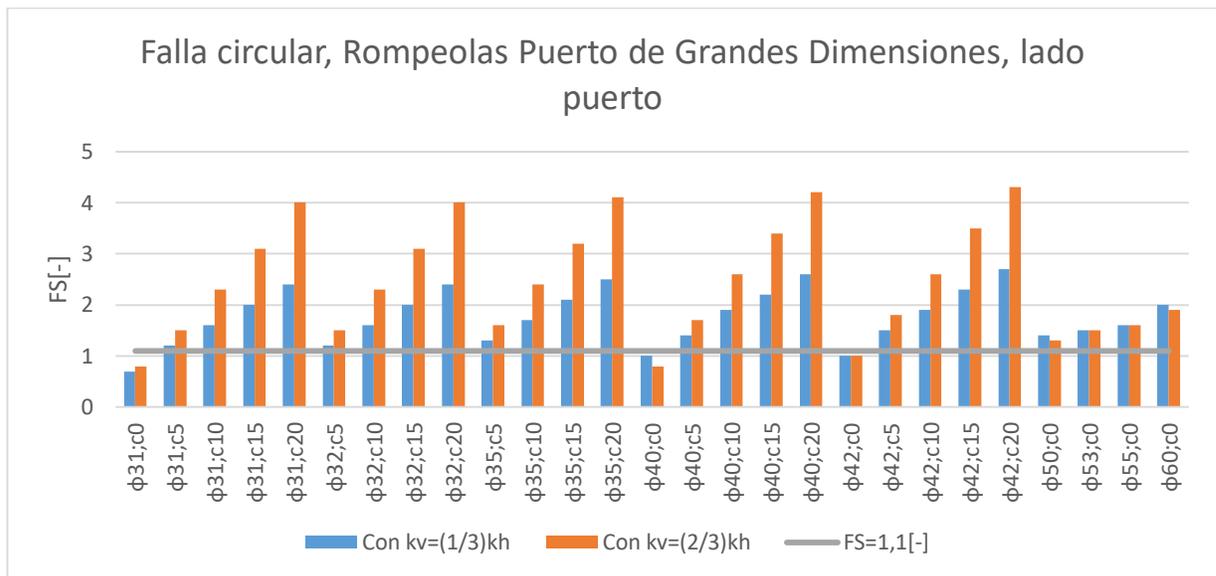


Gráfico 20: Factores de seguridad asociados a deslizamiento de talud, lado puerto. Falla circular, Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones. (donde $\phi[^\circ]$; $c[\text{kN/m}^2]$)

Para la falla de bloque, los factores de seguridad corresponden al Gráfico 21. Son, en general, similares a los obtenidos para falla circular.

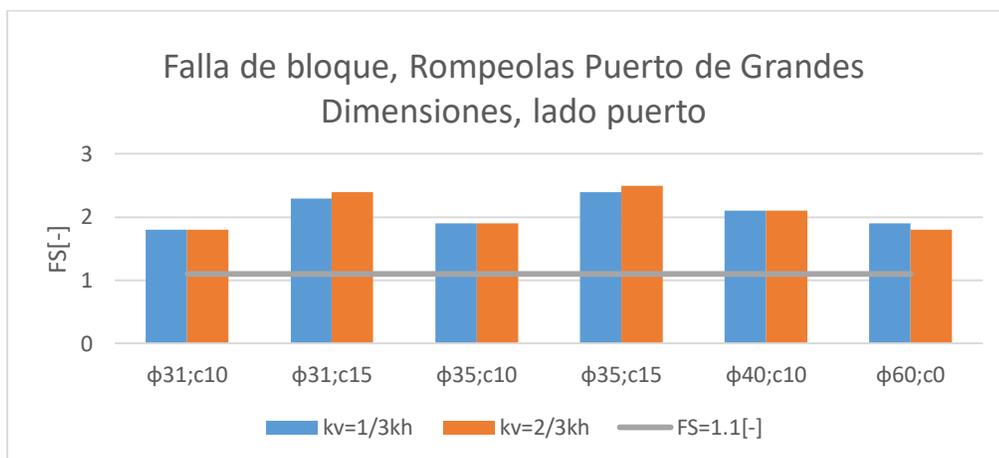


Gráfico 21: Factores de seguridad asociados a deslizamiento de talud, lado puerto. Falla de bloque, Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones. (donde ϕ [°];c[kN/m²])

Frente a los resultados, se continúa con un análisis de Montecarlo. Los parámetros de los acrópodos de la coraza se evalúan para cohesión entre 0[kN/m²] y 10[kN/m²] con media 5; y ángulo de fricción, entre 35[°] y 45[°] con media 40[°].

Tabla 26: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado mar, Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones LADO MAR

Método	Probabilidad de falla [%]	Factor de Seguridad Promedio [-]
Bishop	82	0,9
Morgenstern-Price	75,1	0,9

Tabla 27: Análisis de Montecarlo, falla de talud lado puerto, Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones LADO PUERTO

Método	Probabilidad de falla [%]	Factor de Seguridad Promedio [-]
Bishop	0,01	1,5
Morgenstern-Price	0	1,5

El factor de seguridad promedio del talud lado mar corresponde a 0,9[-], con una probabilidad de falla sobre el 70%. Luego, es necesario realizar un estudio de desplazamientos, ya que es inestable sísmicamente.

En el caso del talud lado puerto, el factor promedio es de 1,5[-], y probabilidad de falla cercana a 0%. Al ser mayor a 1,1[-], se determina que el talud sería estable sísmicamente frente a deslizamientos de talud.

El análisis de Montecarlo, para ambos taludes en el programa Slide®, se muestra en Anexos 5.1, Figuras 44 y 45.

4.5.3. Estudio de desplazamientos

El factor de seguridad frente a desplazamientos horizontales y deslizamientos del talud lado puerto, es mayor a 1,1[-] para ambos. Por lo tanto, no es necesario continuar la verificación sísmica en ninguno de los casos.

Sin embargo, el talud lado mar, siguiendo la propuesta metodológica, requiere un estudio de desplazamientos. El valor máximo admisible para estos es de 170[cm], 75% de la longitud máxima (2,28[m]) para acrópodos de 12[m³].

El coeficiente de fluencia es de 0,16[-], con probabilidad de falla de 50,9%. Esto corresponde a una aceleración de fluencia de 1,6[m/s²]. Considerando la ubicación en la región de Valparaíso, se utilizan los registros de Lolleo para Valparaíso 1985 y Maule 2010 (Ambos, en Anexos 5.2).

El análisis con el registro de 1985, de aceleración máxima 0,65g, entrega un desplazamiento de 59[cm]. Con el registro del 2010, de aceleración máxima 0,55g, es de 37,6[cm]. Ambos valores son menores al valor máximo de 170[cm], luego, el talud lado mar satisface el requerimiento de deformación máxima admisible.

El rompeolas del Puerto de Grandes Dimensiones, por lo tanto, cumple con la verificación sísmica de la propuesta metodológica.

CAPITULO V: Análisis y discusión de resultados.

Este capítulo contiene el análisis y discusiones generadas a partir del trabajo realizado. Se discute tanto sobre el método propuesto, como los resultados obtenidos en la aplicación de este y lo observado en el comportamiento histórico de los rompeolas en cuestión.

5. Análisis de resultados

Se analizan por separado el método y los resultados obtenidos con este, en los ejemplos de aplicación. Estos últimos se comparan con el comportamiento observado para los rompeolas, frente a eventos sísmicos a los que han sido sometidos durante su vida útil.

5.1. Método propuesto

El método propuesto, compuesto por una verificación de estabilidad sísmica seguido por uno de desplazamientos, permite una primera aproximación al análisis sísmico. Al ser relativamente simple (en comparación a métodos dinámicos), e incluir todas las acciones identificadas en el caso sísmico, es el punto de partida para el estudio del comportamiento del rompeolas sometido a aceleraciones de este tipo.

La acción conjunta de distintos esfuerzos y la respuesta de la estructura entregan herramientas para comprender y establecer los parámetros relevantes, a considerar en el diseño.

En cuanto a la descripción de las acciones, la definición de un peso boyante zonificado es uno de los supuestos más importantes. El parámetro que sostiene esta hipótesis es la permeabilidad, que corresponde a la combinación del porcentaje del volumen de vacíos entre elementos (porosidad); y la interconexión de los espacios generados por estos. Si ambos se dan simultáneamente, el material es permeable. De esta forma, en las capas externas, en que los elementos son mayores, y crean grandes espacios entre ellos, ocurrirían ambos fenómenos, resultando en una zona permeable.

Otro punto relativo al peso, es el peso unitario calculado para los materiales como parámetro de entrada para el software de estabilidad de taludes. Este puede no representar adecuadamente el efecto de los vacíos entre elementos. Corresponde a la expresión de la Ecuación 10, donde se divide el peso de la capa por su área y profundidad unitaria. Por una parte, es efectivamente el peso unitario que tendrá la capa, pero no se distribuye uniformemente como se asume en el análisis. Resulta en un material de peso disminuido, en vez de elementos distribuidos en un área.

Sobre los coeficientes sísmicos, basados en la fórmula de Saragoni o la expresión del Manual de Carreteras, estos son acordes a la práctica chilena, y no se tienen reparos sobre estos. La expresión de Saragoni es un ajuste de las aceleraciones máximas japonesas a las chilenas, para el Terremoto de Valparaíso 1985 (Saragoni, R. 1993). Al no ser un análisis discreto, un valor representativo para la aceleración se considera suficiente. Lo mismo corre para la expresión del Manual de Carreteras, mencionada incluso en análisis de estabilidad de presas y tranques de relaves (Barrera, S. 2005).

En lo referente al cálculo de presiones hidrodinámicas, no existe al momento una expresión que permita modelar el perfil generado. Al utilizar la fórmula de Westergaard, la porosidad de las capas exteriores de la estructura no es considerada y, por lo tanto, la magnitud podría estar sobredimensionada. Esto es similar al caso mencionado en el Capítulo II, en el punto 2.3.2 sobre la experiencia de Memos, C. et al (2000), en que la presión hidrodinámica de los modelos matemáticos resultó mayor a la de los físicos, por el mismo motivo. No obstante, de la expresión sugerida para el método propuesto, se rescata la modificación que incluye un cambio en el perfil de presiones producto de la pendiente, agregando el ángulo de inclinación a la fórmula.

Por último, en cuanto a los parámetros de Mohr-Coulomb de los materiales del rompeolas, especialmente elementos de coraza, resultan uno de los mayores desafíos para el análisis. La literatura revisada no entrega valores específicos, o acotados dentro de un rango. Para elementos naturales (roca) se mueve en distintas magnitudes, desde ángulos de fricción altos (hasta 65[°]) y cohesión nula, hasta valores cercanos a 25[°] y cohesión de hasta 20[kN/m²]. En el caso de los elementos de hormigón, se encuentran pocos estudios y caracterización, y es en este ámbito donde sería relevante estudiar cuánto podrían mejorar la estabilidad sísmica. Frente a esto, se caracterizaron las unidades sólo como naturales (roca) o artificiales (hormigón) para la verificación sísmica, sin reparar en las características de cada uno, como forma y dimensiones, cuando en la realidad se comportan de manera diferente según sus propiedades, y esto debería reflejarse en parámetros distintos.

Los factores de seguridad establecidos como criterio de estabilidad sísmica, muy cercanos a 1,0[-], pueden ser demasiado bajos considerando las incertidumbres que han sido mencionadas. Ahora bien, el incluir dentro del método un estudio de desplazamientos, se obtiene un resultado más satisfactorio, al agregar un segundo criterio a la propuesta metodológica, permitiendo evaluar de otra forma aquellos rompeolas en que el factor de seguridad es bajo.

En cuanto al estudio de desplazamientos, utilizando el Método de Newmark, es evaluado positivamente, al incluir características propias de los sismos del país, y zona costera. El uso de registros sísmicos alejados del rompeolas analizado, pero que tienen factibilidad de ocurrir en el lugar, también resulta favorable, al no significar la falta de estos un problema para evaluar la estabilidad. Sin embargo, a la vez usar registros alejados imposibilita la comparación entre resultados obtenidos y datos históricos; se obtienen desplazamientos que no pueden ser comparados con valores reales.

5.2. Análisis sísmico de estabilidad: resultados obtenidos

La Tabla 28 resume los factores de seguridad obtenidos por el análisis sísmico de estabilidad, frente a fallas de desplazamiento horizontal y deslizamiento de talud. Se destacan aquellos que no cumplen con el criterio propuesto ($FS \geq 1$), en los que se realizó posteriormente un estudio de desplazamientos.

Tabla 28: Resumen resultados análisis de estabilidad

Rompeolas	FS [-]		
	Desplazamientos horizontales	Deslizamiento talud lado mar	Deslizamiento talud lado puerto
Puerto de Arica	2,9	1,0	0,8
Puerto de San Vicente	2,7	0,9	1,2
Club de Yates de Papudo	2,5	1,7	2
Caleta Higuierillas	2,5	1,7	1,7
P. de Grandes Dimensiones	3,4	0,9	1,5

5.2.1. Resultados del análisis sísmico de estabilidad frente a desplazamientos horizontales.

Los factores frente a deslizamientos horizontales son altos en general, mayores según aumenta el tamaño del rompeolas. Al ser mayor la masa del perfil, aumenta la fuerza normal y con esto la resistencia al corte, mejorando la estabilidad.

El coeficiente sísmico vertical resulta relevante en el resultado del factor de seguridad. El valor de FS disminuye hasta en 8% al variar de 2/3 del coeficiente horizontal a 1/3. Sin embargo, considerar la ocurrencia simultánea de una aceleración vertical de 2/3 del valor horizontal es poco probable, siendo una situación muy desfavorable. Es por esto, que los valores a considerar

finalmente (y que corresponden a los indicados en la Tabla 28) son aquellos determinados utilizando como fracción $1/3$.

Por otra parte, el peso boyante zonificado aumenta los factores de seguridad incluso sobre el 35% del resultado utilizando peso total, siendo FS sensible frente a este. Es un supuesto que, como se mencionó antes, cobra gran importancia. Los elementos de coraza y filtro, siendo los primeros de dimensiones sobre 1,5[m] en general, sostienen el supuesto sobre la alta permeabilidad, ya que la porosidad alcanza valores cercanos al 50%. Esto permite deducir que los vacíos entre los elementos, están interconectados, haciendo las primeras capas altamente permeables.

En cuanto al suelo de fundación, se corrobora que en general no es de buena calidad. En los casos revisados, se trata de arenas a las que no se ha realizado ningún tipo de mejoramiento. A la vez, que se trate de arenas es un supuesto basado en estudios cercanos, ya que se encontró una carencia de estudios de mecánica de suelos para los rompeolas estudiados. Esto se debe al costo, dificultad debido a oleaje y profundidad, y la poca relevancia que se les ha dado en el diseño de estas estructuras. En este caso, luego, no fue posible analizar un comportamiento no drenado, debido a la falta de información sobre perfiles geomorfológicos. La licuefacción y asentamientos tampoco fueron abordados, al no formar parte de los alcances; sin embargo, sin información del perfil de suelos, no sería factible estudiarlos.

Con respecto a los esfuerzos hidrodinámicos, la magnitud de la fuerza resultante alcanza no más del 3% del valor de la resistencia al corte, por lo que es poco influyente en el resultado obtenido. De esto se deduce que, según el método propuesto, la altura sumergida es poco relevante para el análisis de este tipo de falla. Esto coincide con lo descrito por Wang, H. et al (1978) y mencionado en el Capítulo II, 2.3.2, al concluir luego de ensayos que variar la altura del agua no provocaba cambios notables en la estabilidad.

No obstante, el bajo valor puede indicar que no se está considerando algún fenómeno, inicialmente el oleaje. Según la expresión utilizada, se considera como incremento de la altura sumergida, no como un incremento en la fuerza. Según lo descrito en el punto anterior, el uso de la fórmula de Westergaard podría sobreestimar las presiones generadas, que ya son bajas, por lo que se deduce que la expresión está incompleta.

5.2.2. Resultados del análisis sísmico de estabilidad frente a deslizamientos de talud.

En el análisis de estabilidad de talud, el coeficiente sísmico vertical tiene poco impacto en el factor de seguridad, a diferencia de lo observado para falla de desplazamiento horizontal. En algunos casos, incluso, se obtiene el mismo resultado para FS variando el valor de este. Al ser contrario a la fuerza de gravedad, la fuerza inercial disminuye el corte, pero a la vez disminuye la fuerza normal, y con esto la resistencia al corte, anulando prácticamente el efecto (Rocscience, 2002).

Por otra parte, la altura sumergida del rompeolas cobra relevancia, ya que la falla se concentra en la zona del talud en torno al oleaje. Se tienen elementos que soportan menos peso de material superior, y una fuerza que desestabiliza el talud. Es relevante mencionar que la zona de falla debió ser orientada en el programa utilizado (Slide®), ya que los menores factores de seguridad se obtuvieron en las bermas. Sin embargo, es una zona que se diseña para deformarse, suavizándose con el oleaje (como se explica en el Capítulo II, 2.2), por lo que no corresponde a una falla.

El talud lado mar presenta menor estabilidad (exceptuando el rompeolas del Puerto de Arica). Sin embargo, Wang, H. et al (1978) y Banijimali, B. et al (2011) determinan que es el lado puerto el más vulnerable, y es donde se observan mayores deslizamientos. En este sentido, es necesario estudiar y determinar qué factor no está siendo considerado adecuadamente en el análisis.

Frente a la problemática de la falta de caracterización de los elementos de la coraza, en términos de parámetros de Mohr-Coulomb, se deduce preliminarmente que existe algún tipo de cohesión. De los resultados obtenidos para los distintos rompeolas, variando estos parámetros, una cohesión nula implica una falla de deslizamiento en todos los casos. Aún con valores de fricción altos, los taludes resultaron muy inestables (factores incluso bajo 0,5[-]), lo que estaría lejos del comportamiento observado para los rompeolas construidos. Hacen referencia a este fenómeno de cohesión por trabazón Dickenson, S et al (2006) y (2014), llamándola pseudo-cohesión, como se mencionó en el Capítulo II, en 2.2.1. El alcance de este trabajo de título, no hace posible establecer un rango para este valor, ni su relación a la forma del elemento; es necesario un estudio específico del tema.

5.3. Estudio de desplazamientos: resultados obtenidos y comparación con datos reales.

Siguiendo la metodología propuesta, aquellos taludes que resultaron inestables sísmicamente en términos de estabilidad horizontal o de talud, fueron sometidos a un estudio de desplazamientos, siguiendo el Método de Newmark. Esto no fue necesario para todos los rompeolas, lo que invita a continuar con la aplicación del método en más ejemplos reales.

Tabla 29: Resultados análisis de desplazamientos

Rompeolas talud:	Desplazamiento admisible [cm]	Desplazamiento máximo [cm]	Cumple
Puerto de Arica lado mar	92	91,4	Si
Puerto de Arica lado puerto	87	114,2	No
Puerto de San Vicente lado mar	92	124,4	No
P. de Grandes Dimensiones lado mar	86	59	Si

5.3.1. Rompeolas Puerto de Arica

En el rompeolas del Puerto de Arica, frente a falta de registros sísmicos cercanos donde la aceleración máxima sea mayor a la aceleración de fluencia, se utilizó el registro de Lolloo para el terremoto de Valparaíso 1985. Aunque cumple con características que hacen posible un evento similar frente a la costa de Arica, el rompeolas no se ha visto sometido a una sollicitación como ésta. En este sentido, se deduce que, en principio, podrían observarse fallas en el futuro frente a un sismo de mayor magnitud en la zona. Esto podría corroborarse con un estudio de riesgo sísmico específico para el área del puerto.

Sin embargo, Baird & Associates (2015) (en Informe de Evaluación Preliminar del Estado Estructural del Rompeolas), como se mencionó en (2.3.2) hace referencia a nueve monitoreos realizados al rompeolas, entre 2005 y 2014. Es de especial relevancia el monitoreo posterior al Terremoto de Tarapacá 2005, en que se determina que el rompeolas está en mal estado, mostrando desplazamientos de unidades de coraza. Las magnitudes de estos son mayores a las admisibles, sin embargo, no se considera estado de falla. Luego, hasta el 2014, no se observan desplazamientos relativos considerables entre los tetrápodos, por lo que el movimiento anterior se asocia al sismo.

El material de filtro y el hormigón de los tetrápodos, resulta ser de menor calidad al recomendado y generalmente utilizado. Se indica en el informe mencionado que el hormigón es de resistencia a compresión hasta 69% inferior, y que esto sumado a la roca de mala calidad del filtro, se aceleró el deterioro del rompeolas y se vio favorecido el movimiento de la coraza, al afectar la trabazón (Baird & Associates, 2015). Luego, los bajos valores obtenidos al analizar desplazamientos con el método de Newmark para este sismo (0,21[cm] para el lado mar, y 0,51[cm] para el lado puerto), se asocian a que las propiedades de los materiales fueron determinadas por lo establecido en guías de diseño y literatura, al no poseer datos reales. Por lo tanto, el comportamiento del modelo es mejor que el del rompeolas real, obteniendo una aceleración de

fluencia baja, y aceleración de fluencia cercana al valor máximo de aceleración del registro sísmico analizado.

5.3.2. Rompeolas Puerto de San Vicente

El rompeolas del Puerto de San Vicente no presenta fallas catastróficas documentadas. Resulta no satisfactorio según los desplazamientos calculados con el registro sísmico de Constitución para Maule 2010. Este registro es de aceleración mayor a aquellos obtenidos cercanos al puerto, a similar distancia epicentral que la Bahía de San Vicente(330[km] aproximadamente); pero en dirección de la ruptura del sismo. Por lo anterior, ya que el rompeolas no fue sometido a aceleraciones de esta magnitud, no es posible comparar los resultados a lo observado posterior al terremoto Maule 2010.

En cuanto al estudio utilizando el registro de Concepción, para el que los resultados si son comparables, los desplazamientos resultan admisibles. En el Informe para la Reconstrucción y Reparación del Puerto (Geofun 2013), sólo se mencionan daños significativos en el patio de contenedores. El Puerto, exceptuando el sitio dañado, continuó con su operación a unas semanas del sismo. Esto concuerda con los resultados obtenidos, con desplazamientos 70% menores a los valores máximos admisibles.

Luego, según la propuesta metodológica y los resultados obtenidos, el rompeolas podría presentar fallas, frente a un sismo que genere aceleraciones mayores a las que ha sido sometido a la fecha.

5.3.3. Rompeolas Club de Yates de Papudo y Caleta Higuierillas

Los rompeolas del Club de Yates de Papudo y Caleta Higuierillas, de menor altura sumergida y taludes más inclinados (en comparación a los otros casos), mostraron un comportamiento más estable. En ambos casos, no fue necesario realizar un estudio de desplazamientos, dados los factores de seguridad obtenidos. El primero fue construido en 1987; el segundo, en 1990, por lo que no han sido sometidos a grandes movimientos sísmicos (cercanos) que permitan comparar los resultados. Sin embargo, apuntan a que bajas alturas sumergidas, y taludes de poca inclinación, no requieren un análisis sísmico, acorde a lo mencionado en la normativa extranjera revisada (OCDI 2001, USACE 2006, ROM 2001).

5.3.4. Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones

En cuanto al rompeolas de grandes dimensiones estudiado, el desplazamiento máximo admisible es mayor en comparación al obtenido para otros elementos de coraza (cercano al doble incluso). Los acrópodos utilizados, al ser de mayor volumen, permiten un desplazamiento admisible mayor.

Esto parece cuestionable, pero elementos de gran tamaño se utilizan para rompeolas de mayor altura, por lo que las deformaciones, al estar asociadas a las dimensiones, se espera que sean mayores. A pesar de esto, los valores son hasta 60% menores al valor admisible, por lo que se determina que sería catalogable como satisfactorio.

CAPÍTULO VI: Conclusiones y recomendaciones

Este capítulo presenta las conclusiones del trabajo realizado, y recomendaciones. Las recomendaciones invitan a continuar el estudio sísmico de los rompeolas, para lograr en el futuro un análisis más robusto, y validado para ser utilizado en diseños reales.

6.1. Conclusiones

1. Se establece una propuesta metodológica, que permite la verificación sísmica de rompeolas de talud tipo escollera frente a fallas de desplazamientos horizontales y deslizamientos de talud. Esto es algo que, generalmente, no se realiza en Chile a la fecha.
2. La falta de caracterización geomecánica de los elementos que componen el rompeolas, y en particular la coraza, es una de las principales debilidades de la propuesta. Los resultados de estabilidad son altamente sensibles a estos parámetros, haciendo variar el valor del factor de seguridad para falla de deslizamiento de talud en hasta un 95%, considerando los casos extremos.
3. El uso de análisis de sensibilidad (Método de Montecarlo) para la obtención de resultados en que los parámetros geomecánicos son requeridos, resulta satisfactorio para los alcances de este trabajo. Esto al mostrar resultados que concuerdan con datos históricos y el comportamiento observado. Sin embargo, no es concluyente ni aplicable directamente, ya que los casos analizados son limitados, y es, por lo tanto, necesario estudiar el comportamiento mecánico de estos elementos (tanto de roca, como de hormigón).
4. La carencia de estudios de mecánica de suelos y perfiles geológicos en los diseños de rompeolas, limita el análisis de estabilidad sísmica. Por una parte, la resistencia al corte del suelo de fundación puede ser sobre o subestimada. Por otra, el abordar otros tipos de falla, asociados a suelo de fundación, no es factible a menos que estos estudios de mecánica de suelos sean realizados. Estos tipos de falla, que incluyen tanto licuefacción y capacidad de soporte, como fallas profundas, son probables y han sido registradas posterior a sismos según los antecedentes revisados en el Capítulo II, 2.3.2.
5. El análisis de estabilidad sísmica tendrá validez sólo si existe concordancia entre lo considerado durante el diseño, y lo efectivamente construido. Si los materiales de diseño no concuerdan con los utilizados, se puede sobredimensionar la resistencia, como ocurrió en el análisis del rompeolas del Puerto de Arica. Otras discordancias pueden ocurrir con los

taludes, siendo de distinta inclinación a la indicada, lo que se desconoce para los casos analizados. Y la topobatimetría del fondo, que podría ser incierta, lo que puede modificar el ancho de la base y su forma, alterando la geometría del diseño.

6. La altura de oleaje medio, considerado en la propuesta metodológica, no incide de forma relevante en los resultados obtenidos. Aumentar o disminuir la ola promedio no cambia notablemente el valor del empuje hidrostático final (lo que se puede observar al comparar los valores de lado puerto y lado mar, de diferentes alturas de oleaje). Y, por otra parte, la magnitud del empuje es cercana al 2% del valor de la fuerza resultante de la resistencia al corte, por lo que no es una sollicitación considerable (según la propuesta metodológica). Sí lo es, en cambio, la altura sumergida, ya que define la zona en que se concentrarán las superficies de falla y, por lo tanto, la zona más inestable.
7. El Método de Newmark para el cálculo de desplazamientos máximos permite obtener respuestas asociadas a características y singularidades de los sismos en la zona estudiada, incluyendo efectos locales. Es por esto que es relevante la elección de los registros sísmicos, en cuanto a tipo de suelo en que fueron registrados, y ubicación geográfica. De no ser cercanos a la zona estudiada, deben ser tales que sus características coincidan con la de un sismo factible en las cercanías del rompeolas.
8. El criterio de desplazamientos admisibles para desplazamientos horizontales de rompeolas es cuestionable. Un desplazamiento máximo de 100[cm], independiente del tamaño del rompeolas, puede ser inadecuado al no estar asociado a alguna dimensión. Esto a diferencia del criterio frente a falla de deslizamiento de talud, en que el desplazamiento máximo tolerable se asocia a una dimensión geométrica de la coraza. Aunque la literatura apunta a valores de esta magnitud para estructuras similares (como presas de enrocado); los rompeolas analizados en este trabajo resultan estables, por lo que no se realizaron estudios de desplazamientos para este modo de falla, lo que no permite analizar este criterio. Es necesario, por lo tanto, mayores estudios para establecer este u otro valor como desplazamiento máximo admisible para falla de desplazamiento horizontal.

6.2. Recomendaciones

Para futuras investigaciones referentes al análisis sísmico de rompeolas de talud tipo escollera, se recomienda:

- Realizar una caracterización geomecánica de los materiales que componen el rompeolas, con especial énfasis en los elementos de la coraza, naturales y artificiales. Se propone un estudio abarcando tanto modelaciones experimentales como numéricas. Es relevante en particular caracterizar cada geometría para los elementos de hormigón, ya que trabajan de forma distinta combinando trabazón, fricción y peso propio, en distintas proporciones.
- Estudiar la generación de presiones hidrodinámicas en las caras del rompeolas, considerando la porosidad de la coraza y filtro principalmente. A la vez, determinar esta presión considerando la influencia de la fuerza de oleaje, y no sólo la altura de este.
- Estudiar los modos de falla de licuefacción y por asentamientos. Este último, tanto de suelo de fundación como de material del núcleo. Como se mencionó anteriormente, es necesario contar con perfiles geológicos y estudios de mecánica de suelos apropiados para esto.
- Estudiar las fallas asociadas a superestructuras sobre el rompeolas. Si bien en algunos casos estudiados en este trabajo de título, existía un espaldón, este fue solo considerado como una carga. La presencia de una superestructura controla los valores admisibles de desplazamientos, según el uso de esta y sus características. Las fallas posibles de la superestructura incluyen rotura, volcamiento y asentamientos.
- Aplicar el método propuesto a un número mayor de rompeolas existentes en el país, tal de poder obtener un análisis cuyos resultados sean estadísticamente representativos y generalizables.
- Realizar un catastro histórico de daños en rompeolas en Chile, que permita contrastarlos con verificaciones sísmicas realizadas siguiendo esta propuesta metodológica. Esto permitiría validar o mejorar la propuesta.
- Realizar un monitoreo topográfico de rompeolas contruídos, que permita registrar deformaciones en forma sistemática y detallada.

- Utilizar datos de desplazamientos reales para realizar estudios de *back-analysis*, que permitan caracterizar geotécnicamente los elementos, naturales y artificiales, que componen el rompeolas, en términos de parámetros de Mohr-Coulomb (c y ϕ).
- Instrumentar modelos físicos a escala de rompeolas con piezómetros, para mejorar o validar el uso de la ecuación de Westergaard modificada en el cálculo de las presiones hidrodinámicas generadas por un sismo. Esto por medio de un ajuste de valores experimentales y teóricos.
- Realizar un análisis dinámico, que permita establecer otros criterios de estabilidad, como área transversal deformada máxima admisible y corrimiento máximo entre piezas de coraza. Además, aplicar en el análisis dinámico un espectro de aceleraciones, tal de estudiar el efecto de frecuencias altas y bajas, distintas aceleraciones y duraciones de un sismo.

Bibliografía

- Allsop, N. W (1988). Concrete armour units for rubble mound breakwaters and sea walls. Report SR 100, Hydraulics Research.
- Baesler, H. (2015) Proyecto de Construcción de Obras Civiles [Material de Clase]. Semestre otoño 2015. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil. Santiago, Chile.
- Baesler, H; Fredes, Z (2006). Amortiguamiento en la Respuesta Sísmica de Muelles Transparentes en Puertos de Chile. IV Seminario de Ingeniería y Operación Portuaria. Valparaiso, Chile.
- Baird & Associates S.A. (2015). Evaluación Preliminar del Estado Estructural del Rompeolas, Monitoreo 2015, Puerto de Arica. Santiago, Chile.
- Banijimali, B; Banijimali, M (2011). Basic Design of the Pars Petrochemical Port Breakwaters within a Region of Deep Water and High Seismic Activity. Proceedings of the 32nd International Conference of Coastal Engineering. ASCE, Shanghai, China. Pags 3018-3030
- Barrera, S; Campaña, J (2005). Análisis de estabilidad de presas de relave- Práctica chilena. Reporte técnico, ARCADIS Geotécnica, Santiago, Chile.
- Bodzin, S (2013). Mar Abierto: El transporte marítimo de Contenedores en Chile. Revista Business Chile, agosto 2013. Cámara Chileno-norteamericana de Comercio, AMCHAM Chile.
- Bradbury, A.P; Allsop, N.W (1988). Rock armour for rubble mound breakwaters, sea walls, and revetments. Report SR 150, Hydraulics Research.
- Budhu, M. (2011). Soil Mechanics and Foundations, 3rd Edition. John Wiley & Sons INC Editorial.
- Cámara Marítima Portuaria (2012). Informe Final Generación de Aguas Abrigadas para el desarrollo de nuevos Terminales Portuarios en Chile. Cámara Marítima Portuaria de Chile.
- Caselli, F. (2015) <http://portalportuario.cl/academico-de-la-uv-asegura-que-no-es-tan-sencillo-un-dragado-de-18-metros-en-iquique/>. Consultado 17-10-2016
- Cihan, K; Yuksel, Y (2011) Deformation of Rubble-Mound Breakwaters under Cyclic Loads. Coastal Engineering, Vol 58. ASCE, US. Pags 528-539.
- CIRIA, CUR; CETMEF (2007). The Rock Manual. The use of Rock in Hydraulic Engineering. 2nd Edition, Construction Industry Research & Information Association.
- Copeiro, E; García, M.A (2007). Diques de escollera: Elementos del cálculo resistente y de la estima del oleaje. Madrid, Ediciones Díaz de Santos S.A. 365 p, España.

- Dickenson, S; McCullough, N (2006) Modeling the Seismic Performance of Pile Foundations for Port and Coastal Infrastructure. En Seismic Performance and Simulation of Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground. ASCE pags 173-191.
- Dickenson, S; Yang, S; Schwarm, D; Rees, M (2014) Seismic Performance analysis of Pile Supported Wharves Subjected to Long-duration Ground Motions. SMIP Seminar Proceedings, California, EEUU. pags 63-82.
- DOP (2009). Política de Infraestructura Portuaria y Costera al 2020. Visión Chile 2020. Santiago, Chile.
- DOP (2012). Diseño Sísmico de Obras Portuarias: Guía para el Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras. Santiago, Chile: Dirección de Obras Portuarias, Ministerio Público.
- Fenaporchí (2010) Puertos de la VIII región fueron los más afectados por el terremoto. Boletín 149, <http://www.fenaporchí.cl/marejada149.htm>. Consultado 17-10-2016
- FHWA (1989). Design of Rip Rap Revetment. Federal Highway Administration, US Department of Transportation.
- Geofun MR, (2013). Informe de Mecánica de Suelos. Explanadas y Taludes de Enrocado Sitios 2, 3 y Nuevas Explanadas. Puerto de San Vicente, VIII Región. Santiago, Chile.
- Geostudio Slope/W (2007). Slope Stability Analysis. Geostudio, GeoSlope International, Canada.
- Geovenor (2013). Ampliación y Mejoramiento frente de Atraque N°1, Puerto de Valparaíso. Estudio Geotécnico. Santiago, Chile.
- González, J. (2015). Estudio del Fenómeno de licuefacción en Chile para el Terremoto de Maule, 2010. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Mención Ingeniería Geotécnica. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile
- Hidalgo, C; Pacheco, A (2011). Herramientas para el Análisis por confiabilidad en Geotecnia: La teoría. Revista Ingenierías vol 10, N°18, pags 69-78. Universidad de Medellín, Colombia.
- Hidalgo, P (2013). Diseño de Sísmico de Obras Portuarias. Seminario Guía para el Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras. DOP, Ara WorleyParsons, Santiago, Chile.
- Hudson, R (1959). Laboratory Investigation on Rubble Mound Breakwaters. ASCE, US. Pags 610-635.
- III, R. 0.-0 (2001). Procedimiento General y bases de Cálculo para Proyectos en Obras Marítimas – ROM 0.0. Gobierno de España: Ministerio de Fomento – Puertos del Estado.

- INN (2003) Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales. NCh 2369 Of2003. Santiago, Chile: Instituto Nacional de Normalización en Chile.
- INN (2010). Diseño Sísmico de Edificios. NCh 433 Of2010. Santiago, Chile: Instituto Nacional de Normalización en Chile.
- Kramer, S (1996) Geotechnical Earthquake Engineering. Editorial Prentice Hall
- Latham, J.P; Anastasaki, E; Xiang, J (2013). New Modelling and Analysis Methods for Concrete armour units Systems using FEM/DEM. Coastal Engineering, Vol 77. ASCE, US. Pags 151-166.
- Martin, J.P (2007). Ingeniería de Ríos. Universidad Politécnica de Catalunya. España.
- Medina, J.R; Vidal, C. (2014). Diseño y Construcción de Diques Rompeolas. Revista Ingeniería del Agua, Vol18, N°1. España. Pags 29-38.
- Memos, C.D; Bouckovalas,G (2000). Stability of Rubble Mound Breakwaters Under Seismic Action. Proceedings of the 27rd International Conference of Coastal Engineering. ASCE, Sydney, Australia. Pags 1585-1598.
- Memos, C.D; Kiara, A (2001). Hydrodynamic loading on Rubble Mound Breakwaters due to seismic shaking. Proceedings of 29th IARH Congress.
- Memos, C.D; Kiara, A (2003). Coupled Seismic Response Analysis of Rubble Mound Breakwaters. Proceedings of the Institution of Civil Engineering, Maritime Engineering 156 Issue I. Pags 23-31.
- Memos, C.D; Protonatarios, J.N (1992). Patras Breakwater Failure due to Seismic Loading. Proceedings of the 23rd International Conference of Coastal Engineering. ASCE, Venecia, Italia. Pags 3343-3356.
- Metocean Solutions Chile Ltda. (2012). Informe Técnico: Verificación de enrocado San Vicente Terminal Internacional. Bahía San Vicente, VII Región del Bío-Bío. Santiago, Chile.
- Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de Chile (2002). Manual de Carreteras, Volumen 3: Instrucciones y Criterios de Diseño. Chile.
- Ministerio de Relaciones Exteriores (2008). Chile en el Exterior: Economía. <http://chile.gob.cl/es/sobre-chile/asi-es-chile/panorama-actual/economia/>. Gobierno de Chile.
- Mundo Marítimo (2014) Réplicas de terremoto acentúan daños en infraestructura del Puerto de Iquique. Edición del 25 abril, 2015. <http://www.mundomaritimo.cl/noticias/replicas-de-terremoto-acentuan-danos-en-infraestructura-del-puerto-de-iquique>. Consultado 17-10-2016.

- Negro, V (2002). Diseño de Diques Rompeolas. Editorial Canales y Puertos, Colegio de Ingenieros de Camino., 2da Edición.
- Novak, P., Moffat, A.I.B., Nalluri, C. y Narayanan, R. (1990) Estructuras Hidráulicas. Unwin Hyman Ltda. Londres, UK.
- Nuñez, I, Boroschek, R; Comte, D; Conteras, V (2015). Nuevo Peligro Sísmico para Chile. XI Congreso Chileno de Sismología Sísmica ACHISINA 2015. Marzo 18-20. Santiago, Chile.
- OCDI. (2001). Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan (pp. 1-664). Japón: Overseas Coastal Area Development Institute - Ministry of Transport of Japan.
- Ossa, M. (1964). El Nuevo Puerto de Arica y el Empleo de Tetrápodos como Recubrimiento en sus Obras de Protección. Revista del IDIEM, Vol 3, N°2. Julio 1964. Santiago, Chile.
- Petrus Ingeniería (2011). Informe de Mecánica de Suelos para Ingeniería Básica, Puerto de San Antonio, Sector Sur. Santiago, Chile.
- Puerto de Arica. www.puertoarica.cl . Consultado 16-08-2016.
- Puerto de San Vicente. www.svti.cl . Consultado 16-08-2016.
- Saragoni, R (1993). Análisis de riesgo sísmico para la reconstrucción del Puerto de Valparaíso. 6° Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Vol 2, pags 165-178.
- STVI S.A. (2013) www.puertotalcahuano.cl/Puerto_San_Vicente_STVI_S_A_-Terminal-2025.aspx . Puerto de San Vicente, terminal. Consultado 31-08-2016
- Subcomisión Permanente de Normas Sismorresistentes (2009). Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación. Gobierno de España: Ministerio de Fomento.
- Torres, A. (2014). Análisis de falla por licuefacción durante el Terremoto 27F en la Bahía de San Vicente. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Mención Ingeniería Geotécnica. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- US Environmental Protection Agency (1997). Guiding principles for Montecarlo Analysis. Risk Assessment Forum, march 1997, Washington DC, US.
- USACE (2006). Coastal Engineering Manual. US Army Corps of Engineers. Engineer Manuals, Department of the Army, US.
- Van der Meer, J.W (1988). Rock slopes and gravel beaches under wave attack. Tesis doctoral, Delft Hydraulics Communication N° 396.

- Von Kármán, T (1933). Discussion of "Water Pressures on Dams During Earthquakes". Transactions ASCE, vol 98, EEUU.
- Wang, H; Yang, C.Y (1978). Loadings on Rubble Mound Breakwaters due to Earthquakes. Proceedings of the 16th International Conference of Coastal Engineering. ASCE, Hamburg, Alemania. Pags 2244-2262.
- Westergaard, H.M (1933). Water pressures on Dams During Earthquakes. Transactions ASCE, vol 98, EEUU.
- Xiang, J; Latham, J.P; Zimmer, D; Baird, W.F; Fons, M. (2011) Modelling Breakwater Armour Layers and the Dynamic Response of Armour Units. Proceedings of International Conference on Coastal Structures. September 6-8, Yokohama, Japon.
- Xun,Y; Xianlong,J (2014). Dynamic Analysis of a Rubble-Mound breakwater subject to Earthquake including seawater-structure- foundation interaction. Institution of Mechanical Engineers, EEUU.
- Yüksel, Y; Cetin, K.O (2004). Seismic Response of a Rubble Mound Breakwater in Turkey. Proceedings of the Institution of Civil Engineering, Maritime Engineering 157 Issue MA4. Pags 151-161.

Anexos

1. Rompeolas Puerto de Arica

Tabla 30: Materiales y áreas perfiles Rompeolas Puerto de Arica.

Capa	Área total [m ²]	Área sumergida[m ²]	Área no sumergida[m ²]
Núcleo	805,9	771	34,9
Roca 500-2000[kg]	116,8	91,2	25,6
Roca 2-4[t]	44,4	44,3	0,1
Roca 4000[kg]	155,1	130,1	25
Tetrápodos 16[t]	98,1	45,6	52,5
Espaldón	19,8	0	19,8

1.1. Resultados análisis de estabilidad Rompeolas Puerto de Arica

Tabla 31: Peso propio Perfil tipo, Rompeolas Puerto de Arica.

Peso total [kN]	Peso boyante [kN]	Peso boyante zonificado [kN]
23890	15.560	22.430

Tabla 32: Fuerza sísmica sobre perfil tipo, con $k_v=1/3k_h$. Rompeolas Puerto de Arica.

Fuerza sísmica horizontal [kN]	Fuerza sísmica vertical [kN]		
Con peso total	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
4.666	1.555	1.013	1.460

Tabla 33: Fuerza sísmica sobre perfil tipo, con $k_v=2/3k_h$. Rompeolas Puerto de Arica.

Fuerza sísmica horizontal [kN]	Fuerza sísmica vertical [kN]		
Con peso total	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
4.666	3.111	2.026	2.921

Tabla 34: Empuje sísmico del agua, Perfil tipo, Rompeolas Puerto de Arica

Empuje sísmico del agua		
Lado Mar [kN]	Lado Puerto [kN]	Total [kN]
166,85	113,96	280,81

Tabla 35: Fuerza Normal con $k_v=1/3k_h$, Perfil Tipo, Rompeolas Puerto Arica

Fuerza Normal		
Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
22.330	14.550	20.970

Tabla 36: Fuerza Normal con kv=2/3kh, Perfil Tipo, Rompeolas Puerto Arica

Fuerza Normal		
Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
20.780	13.530	19.510

Tabla 37: Resistencia al corte, con kv=1/3kh, Perfil Tipo, Rompeolas Puerto Arica

Resistencia al corte		
Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
15.640	10.190	14.680

Tabla 38: Resistencia al corte, con kv=2/3kh, Perfil Tipo, Rompeolas Puerto Arica

Resistencia al corte		
Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
14.550	9.476	13.660

Tabla 39: Propiedades de los materiales. Rompeolas Puerto de Arica

Capa	Peso Específico [kN/m ³]	Peso Boyante [kN/m ³]	c[kN/m ²]	φ[°]
Núcleo	22,089	13,545	0	50
Roca 500-2000[kg]	16,372	10,04	0	45
Roca 2-4[t]	16,372	10,04	0	41
Tetrápodos 16[t]	11,768	6,742	-	-
Espaldón	23,536	-	-	-

1.2. Resultados análisis de desplazamiento Rompeolas Puerto de Arica

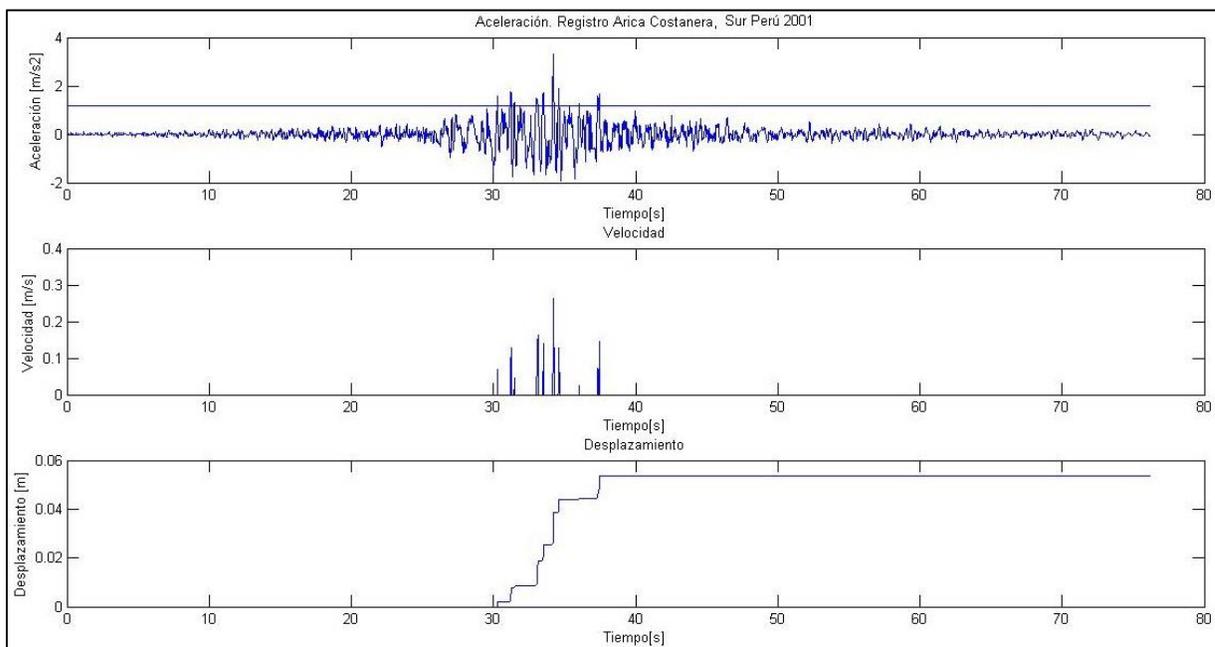


Gráfico 22: Análisis de desplazamientos talud lado mar, Rompeolas Puerto de Arica. Registro: Arica Costanera, Sur Perú 2001

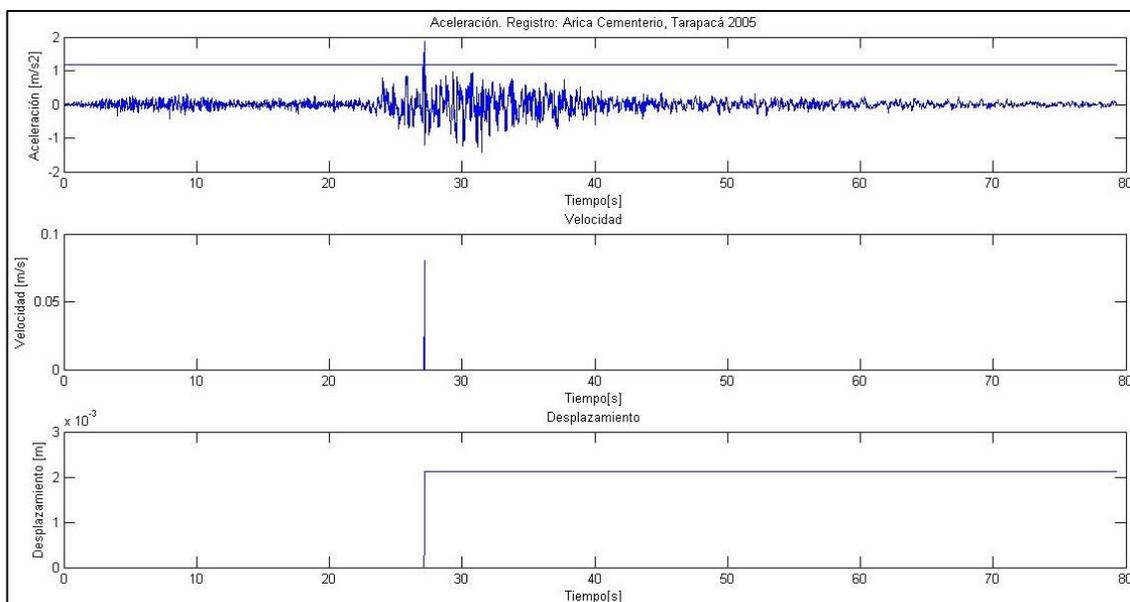


Gráfico 23: Análisis de desplazamientos talud lado mar, Rompeolas Puerto de Arica. Registro: Arica Cementerio, Tarapacá 2005

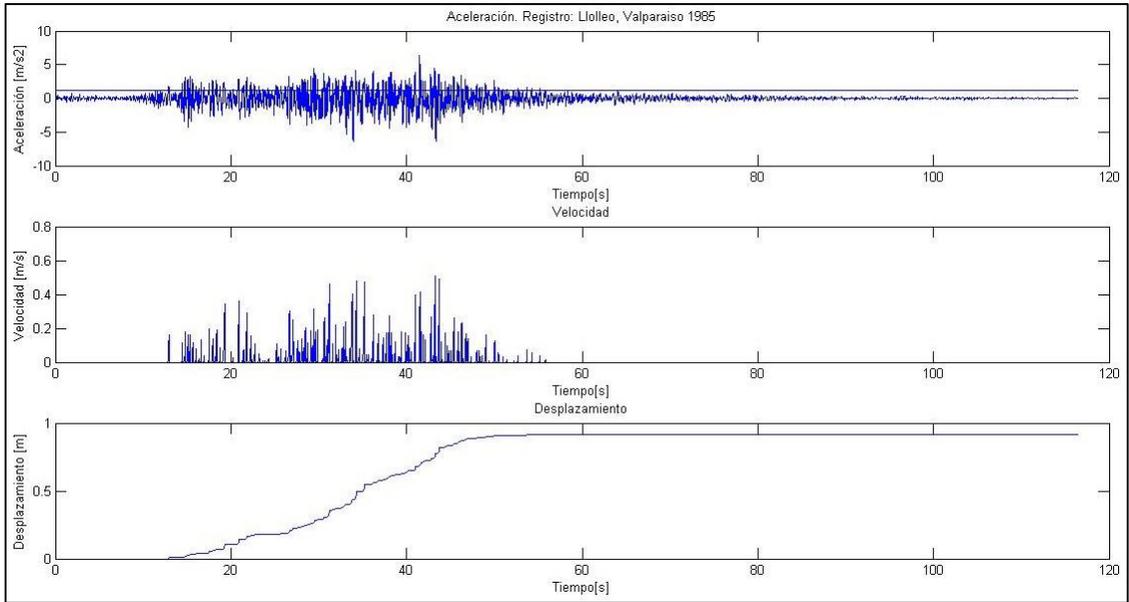


Gráfico 24: Análisis de desplazamientos talud lado mar, Rompeolas Puerto de Arica. Registro: Lolloo, Valparaíso 1985

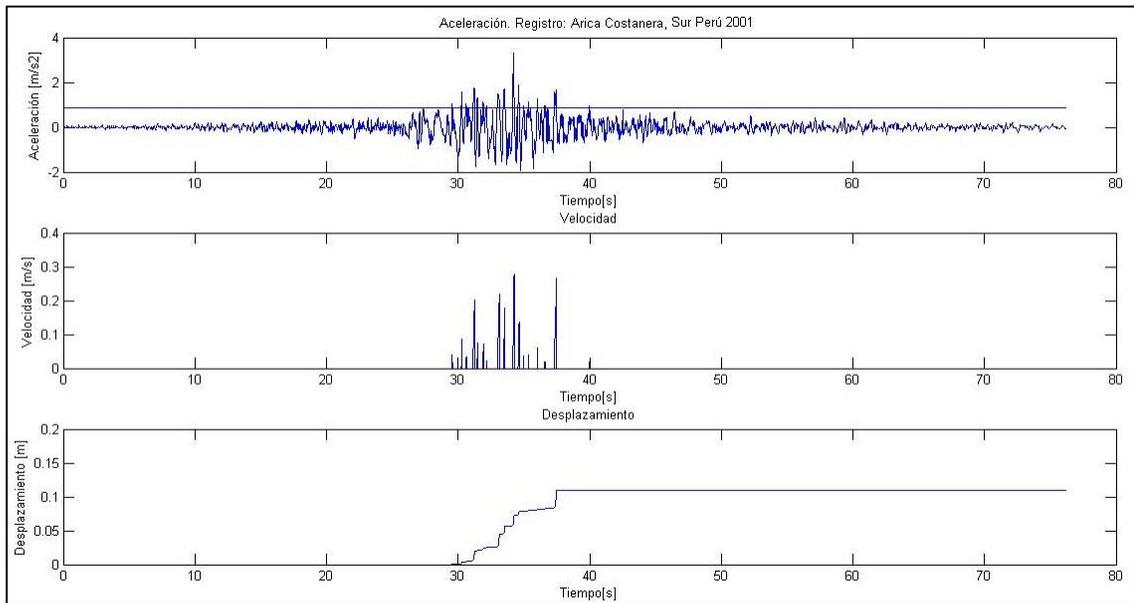


Gráfico 25: Análisis de desplazamientos talud lado puerto, Rompeolas Puerto de Arica. Registro: Arica Costanera, Sur Perú 2001

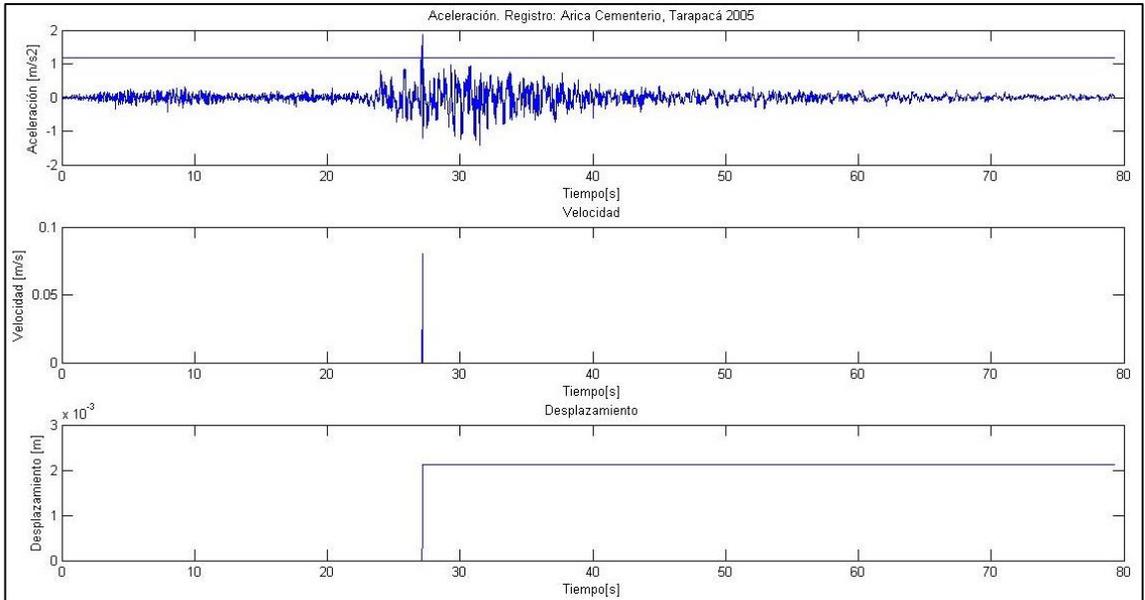


Gráfico 26: Análisis de desplazamientos talud lado puerto, Rompeolas Puerto de Arica. Registro: Arica Cementerio, Tarapacá 2005.

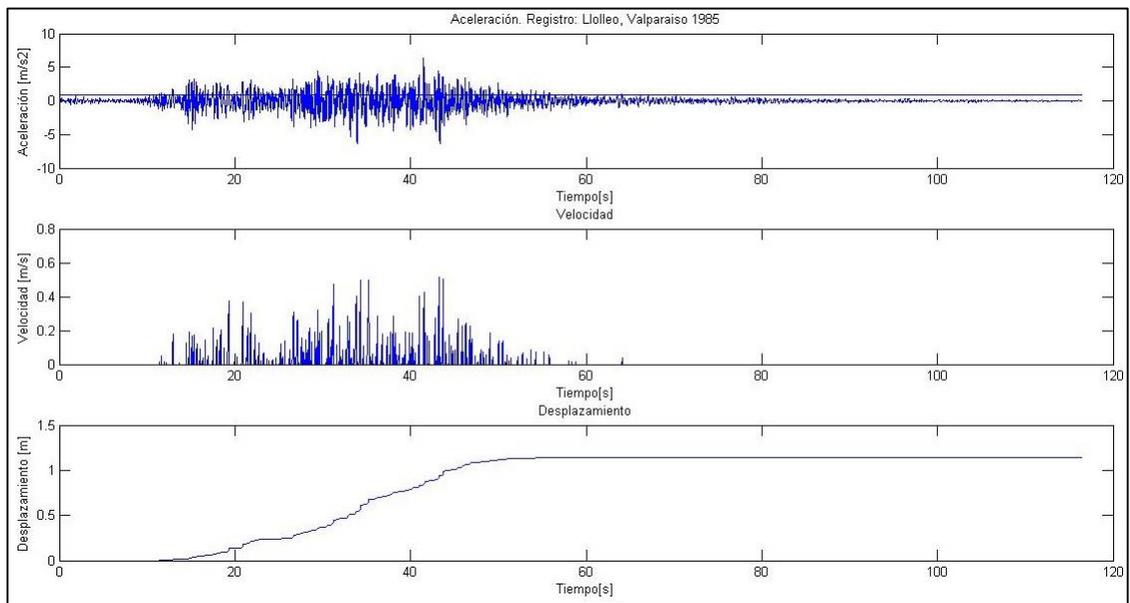


Gráfico 27: Análisis de desplazamientos talud lado puerto, Rompeolas Puerto de Arica. Registro: Lolleo, Valparaíso 1985

2. Rompeolas Puerto de San Vicente

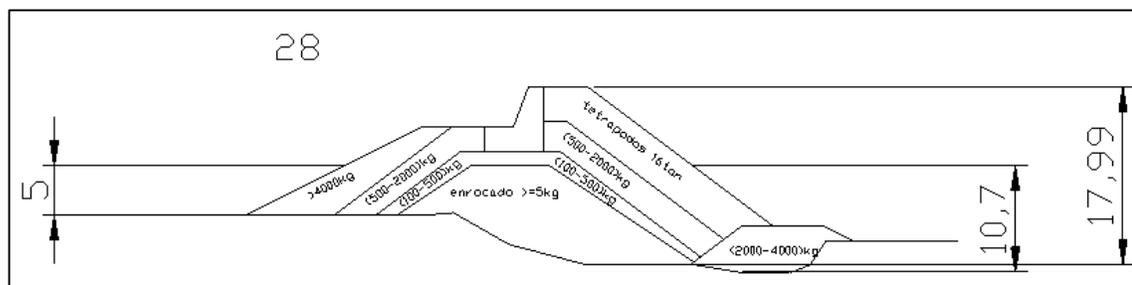


Figura 32: Perfil 28, Rompeolas Puerto de San Vicente

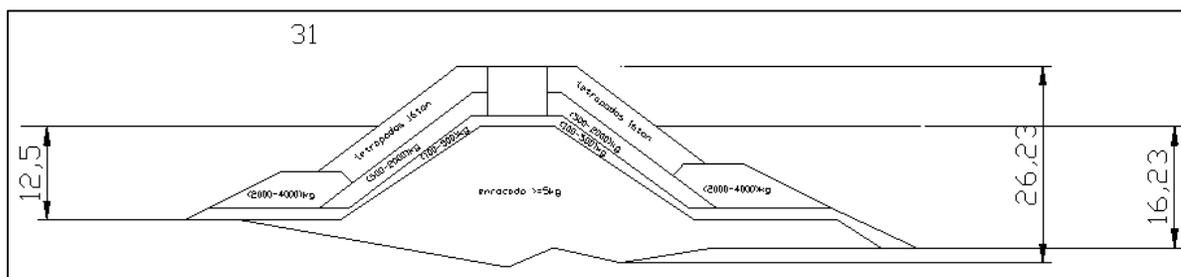


Figura 33: Perfil 31, Rompeolas Puerto San Vicente

Tabla 40: Materiales y áreas Perfil 28. Rompeolas Puerto de San de Vicente

Perfil 28

Capa	Área total [m ²]	Área sumergida[m ²]	Área no sumergida[m ²]
Núcleo	152,4	152,4	0
Roca 100-500[kg]	51,82	33,8	18,02
Roca 500-2000[kg]	90,1	60,3	29,8
Roca 4000[kg]	54	36,7	17,3
Roca 2000-4000[kg]	50,8	50,8	0
Tetrápodos	97,6	43,2	54,4
Espaldón	24	0	24

Tabla 41: Materiales y áreas Perfil 30. Rompeolas Puerto de San Vicente

Perfil 30

Capa	Área total [m ²]	Área sumergida[m ²]	Área no sumergida[m ²]
Núcleo	430,84	430,84	0
Roca 100-500[kg]	65,27	47,26	18,01
Roca 500-2000[kg]	142,19	103,42	38,77
Roca 4000[kg]	181,6	164,26	17,34
Roca 2000-4000[kg]	284,94	284,94	0
Tetrápodos	97,62	43,25	54,37
Espaldón	24	0	24

Tabla 42: Materiales y áreas Perfil 31. Rompeolas Puerto de San Vicente

Perfil 31

Capa	Área total [m ²]	Área sumergida[m ²]	Área no sumergida[m ²]
Núcleo	678,477	678,477	0
Roca 100-500[kg]	145,98	124,93	21,05
Roca 500-2000[kg]	122,54	86,47	36,07
Roca 2000-4000[kg]	145,23	145,23	0
Tetrápodos	182,87	78,6	104,27
Espaldón	52	0	52

2.1. Resultados análisis de estabilidad Rompeolas Puerto de San Vicente

Tabla 43: Peso propio perfiles Rompeolas Puerto de San Vicente

Peso Propio			
Perfil	Peso total [kN]	Peso boyante [kN]	Peso boyante zonificado [kN]
Perfil 28	8.529	5.875	7.697
Perfil 30	20.160	12.540	18.240
Perfil 31	23.010	14.610	22.070

Tabla 44: Fuerza sísmica con kv=1/3kh, Rompeolas Puerto de San Vicente

Carga sísmica				
Perfil	Fuerza sísmica horizontal [kN]	Fuerza sísmica vertical [kN]		
	Con peso total	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
Perfil 28	1.876	625,436	430,832	564,477
Perfil 30	4.434	1.478	919,532	1.338
Perfil 31	5.063	1.688	1.071	1.619

Tabla 45: Fuerza sísmica con kv=2/3kh, Rompeolas Puerto de San Vicente

Carga sísmica				
Perfil	Fuerza sísmica horizontal [kN]	Fuerza sísmica vertical [kN]		
	Con peso total	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
Perfil 28	1.876	1.251	861,665	1.129
Perfil 30	4.434	2.956	1.840	2.676
Perfil 31	5.063	3.375	2.143	3.237

Tabla 46: Empuje sísmico del agua, Rompeolas Puerto de San Vicente

Empuje sísmico del agua			
Perfil	Lado Mar [kN]	Lado Puerto [kN]	Total [kN]
Perfil 28	59,76	11,59	71,35
Perfil 30	126,318	108,097	234,415
Perfil 31	134,144	60,587	194,731

Tabla 47: Fuerza normal, con kv=1/3kh, Rompeolas Puerto de San Vicente

Fuerza Normal			
Perfil	Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
Perfil 28	7.903	5.250	7.072
Perfil 30	18.680	11.060	16.770
Perfil 31	21.330	12.920	20.380

Tabla 48: Fuerza normal, con kv=2/3kh, Rompeolas Puerto de San Vicente

Fuerza Normal			
Perfil	Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
Perfil 28	7.278	4.624	6.447
Perfil 30	17.200	9.589	15.290
Perfil 31	19.640	1.123	18.700

Tabla 49: Resistencia al corte, con kv=1/3kh, Rompeolas Puerto de San Vicente

Resistencia al corte			
Perfil	Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
Perfil 28	5.956	3.956	5.329
Perfil 30	14.080	8.335	12.530
Perfil 31	16.070	9.736	15.360

Tabla 50: Resistencia al corte, con kv=2/3kh, Rompeolas Puerto de San Vicente

Resistencia al corte			
Perfil	Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
Perfil 28	5.484	3.485	4.858
Perfil 30	12.960	7.226	11.520
Perfil 31	14.800	8.464	14.090

Tabla 51: Propiedades Materiales. Rompeolas Puerto de San Vicente

Capa	Peso Específico [kN/m ³]	Peso Boyante [kN/m ³]	c[kN/m ²]	φ[°]
Núcleo	22,089	13,545	0	50
Roca 100-500[kg]	16,372	10,04	0	45
Roca 500-2000[kg]	16,372	10,04	0	45
Roca 4000[kg]	16,372	10,04	-	-
Roca 2000-4000[kg]	16,372	10,04	0	41

Capa	Peso Específico [kN/m ³]	Peso Boyante [kN/m ³]	c[kN/m ²]	φ[°]
Tetrápodos	11,768	6,742	-	-
Espaldón	23,536	-	-	-

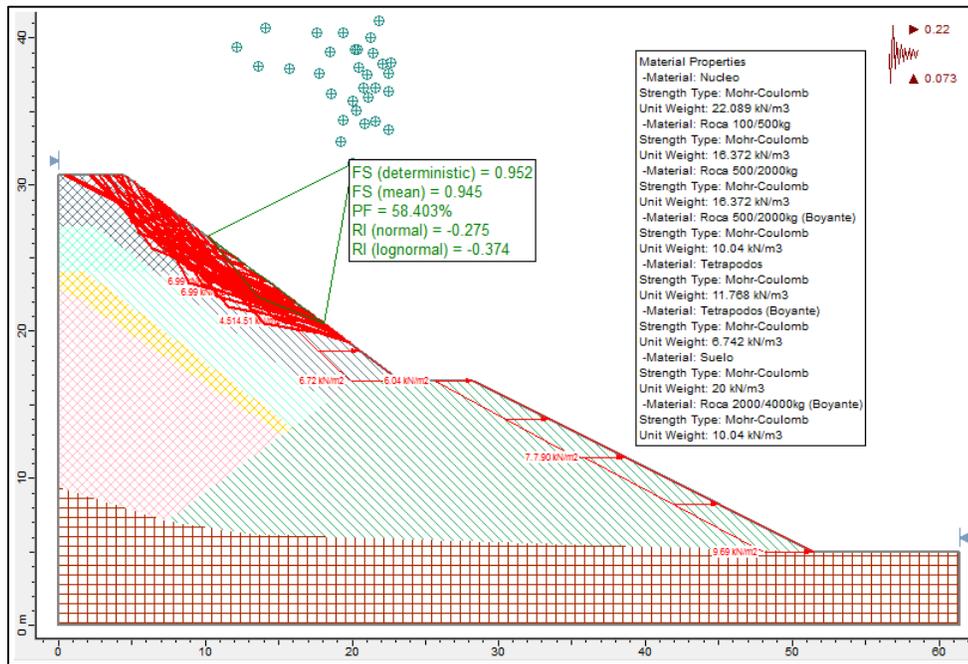


Figura 34: Análisis de Montecarlo sobre talud lado mar, Rompeolas Puerto de San Vicente. Slide®

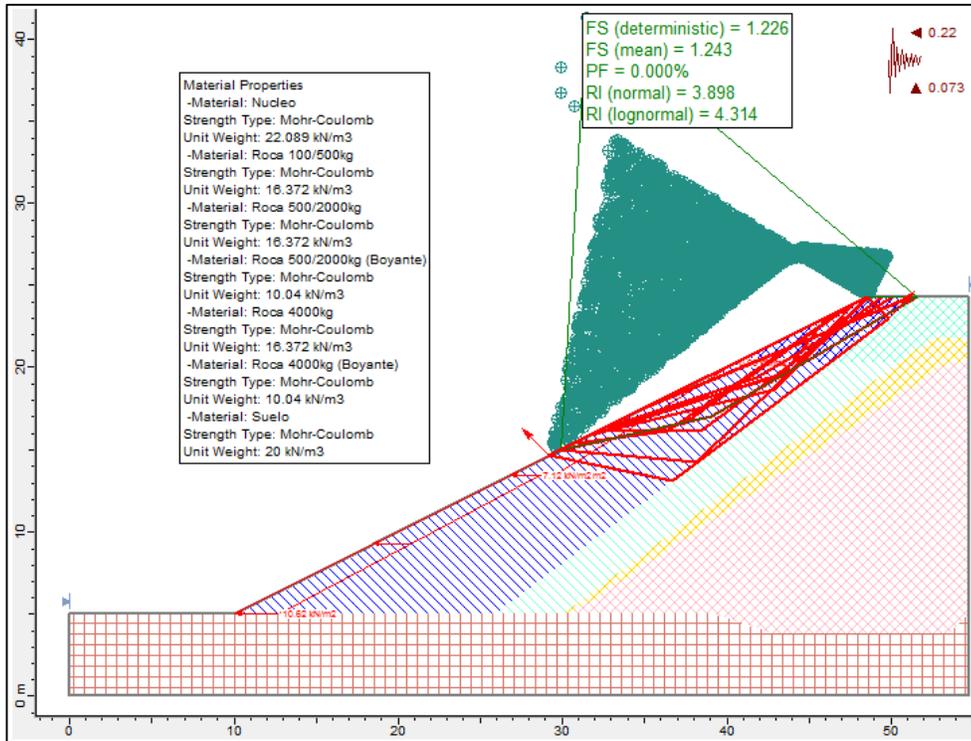


Figura 35: Análisis de Montecarlo sobre talud lado puerto, Rompeolas Puerto de San Vicente. Slide®

2.2. Resultados análisis de desplazamientos Rompeolas Puerto de San Vicente

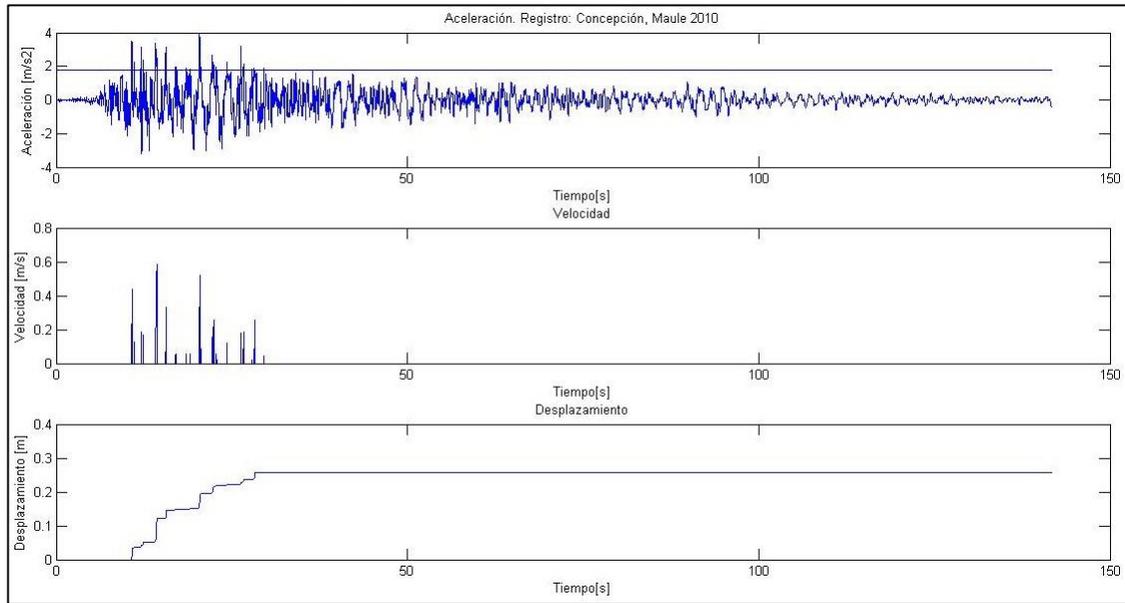


Gráfico 28: Análisis de desplazamientos talud lado mar, Rompeolas Puerto de San Vicente. Registro: Concepción, Maule 2010.

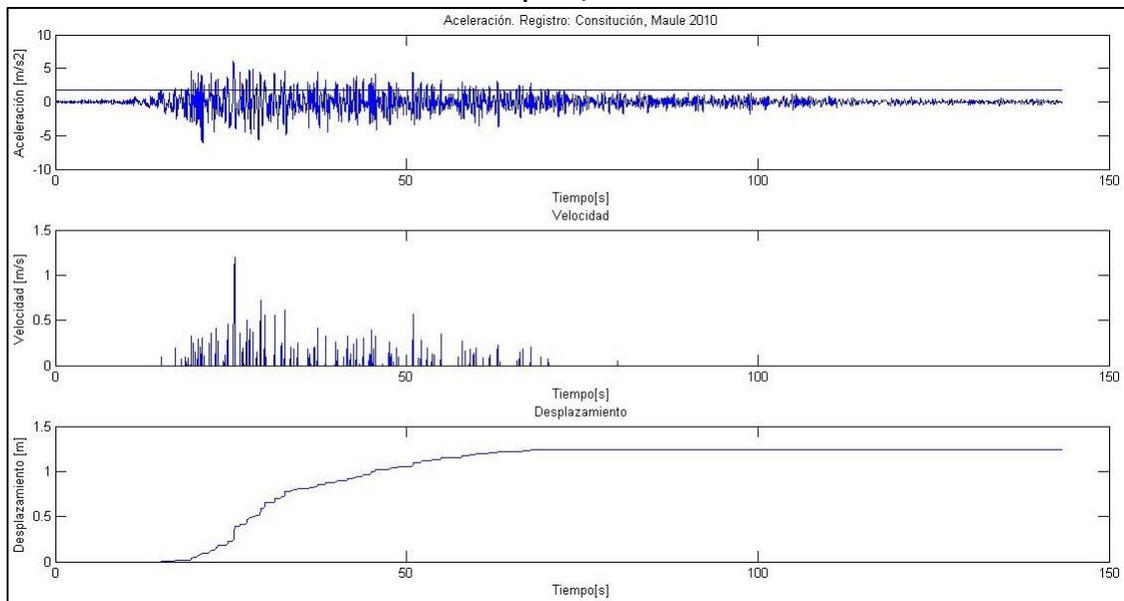


Gráfico 29: Análisis de desplazamientos talud lado mar, Rompeolas Puerto de San Vicente. Registro: Constitución, Maule 2010.

3. Rompeolas Club de Yates de Papudo

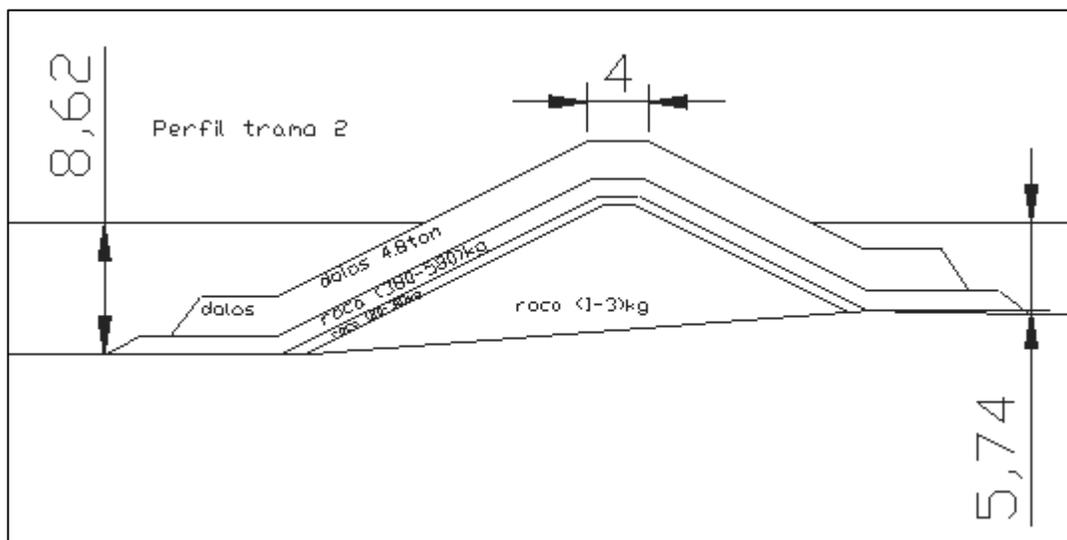


Figura 36: Perfil tramo 2, Rompeolas Club de Yates de Papudo.

Tabla 52: Materiales y áreas Perfil tramo 2, Club de Yates de Papudo.

Perfil 2

Capa	Área total [m ²]	Área sumergida[m ²]	Área no sumergida[m ²]
Núcleo	155,427	150,115	5,312
Roca 20-30[kg]	26,541	20,89	5,651
Roca 380-580[kg]	75,765	61,149	14,616
Dolos 14[ton]	132,768	79,712	53,056

Tabla 53: Materiales y áreas Perfil tramo 3, Club de Yates de Papudo.

Perfil 3

Capa	Área total [m ²]	Área sumergida[m ²]	Área no sumergida[m ²]
Núcleo	131,749	131,749	0
Roca 55-85[kg]	26,313	26,313	0
Roca 1,1-1,7[t]	142,19	130,858	11,332
Dolos 14[t]	182,346	116,607	65,739

3.1. Resultados análisis de estabilidad Rompeolas Club de Yates de Papudo

Tabla 54: Peso propio, Rompeolas Club de Yates de Papudo.

Peso Propio			
Perfil	Peso total [kN]	Peso boyante [kN]	Peso boyante zonificado [kN]
Perfil 2	6.483	4.643	6.058
Perfil 3	7.557	4.921	6.213

Tabla 55: Fuerza sísmica, con $k_v=1/3k_h$, Rompeolas Club de Yates de Papudo.

Carga sísmica				
Perfil	Fuerza sísmica horizontal [kN]	Fuerza sísmica vertical [kN]		
	Con peso total	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
Perfil 2	1.324	441,354	316,101	412,422
Perfil 3	1.543	514,481	334,983	422,958

Tabla 56: Fuerza sísmica, con $k_v=2/3k_h$, Rompeolas Club de Yates de Papudo.

Carga sísmica				
Perfil	Fuerza sísmica horizontal [kN]	Fuerza sísmica vertical [kN]		
	Con peso total	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
Perfil 2	1.324	882,709	632,203	824,843
Perfil 3	1.543	1029	669,965	845,916

Tabla 57: Empuje sísmico del agua, Rompeolas Club de Yates de Papudo.

Empuje sísmico del agua			
Perfil	Lado Mar [kN]	Lado Puerto [kN]	Total [kN]
Perfil 2	40,04	12,67	52,71
Perfil 3	37,18	23,71	60,89

Tabla 58: Fuerza normal, con $k_v=1/3k_h$, Club de Yates de Papudo.

Fuerza Normal			
Perfil	Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
Perfil 2	6.042	4.327	5.646
Perfil 3	7.043	4.586	5.790

Tabla 59: Fuerza normal, con $k_v=2/3k_h$, Club de Yates de Papudo.

Fuerza Normal			
Perfil	Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
Perfil 2	5.600	4.011	5.233
Perfil 3	6.528	4.251	5.367

Tabla 60: Resistencia al corte, con $k_v=1/3k_h$, Club de Yates de Papudo.

Resistencia al corte			
Perfil	Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
Perfil 2	4.231	3.030	3.953
Perfil 3	4.931	3.211	4.054

Tabla 61: Resistencia al corte, con $k_v=2/3k_h$, Club de Yates de Papudo.

Resistencia al corte			
Perfil	Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
Perfil 2	3.922	2.809	3.664
Perfil 3	4.571	2.976	3.758

Tabla 62: Propiedades materiales. Rompeolas Club de Yates de Papudo

Capa	Peso Específico [kN/m ³]	Peso Boyante [kN/m ³]	c[kN/m ²]	ϕ [°]
Núcleo	22,089	13,545	0	50
Roca 55-85[kg]	16,372	10,04	0	45
Roca 1,1-1,7[t]	16,372	10,04	0	50
Dolos 14[t]	10,356	5,933	-	-

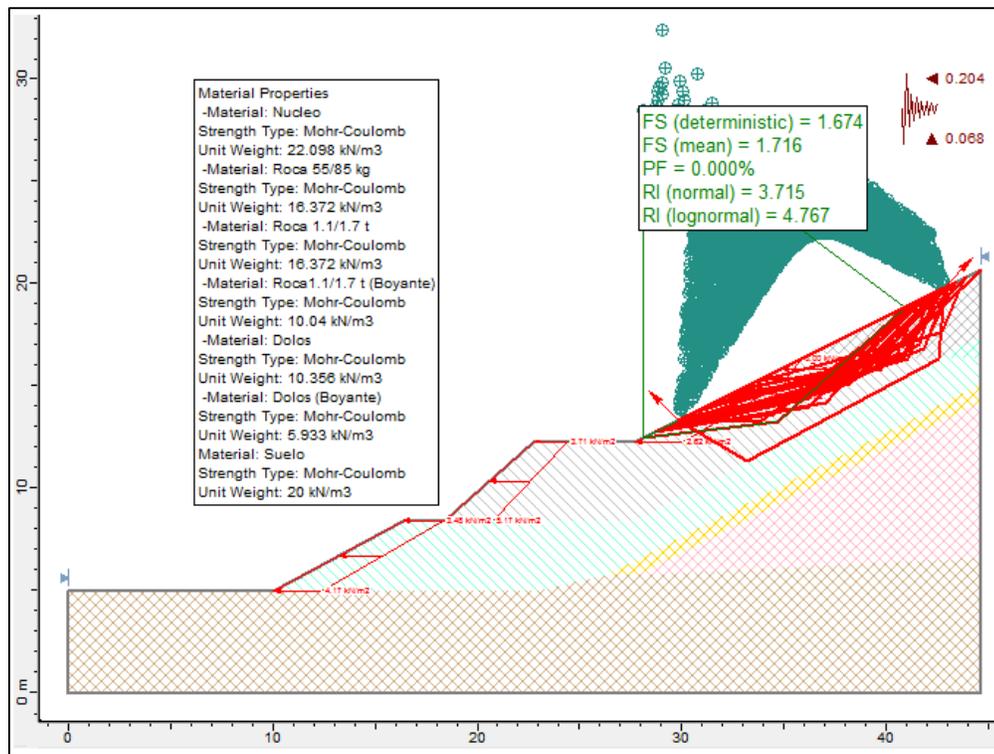


Figura 37: Análisis de Montecarlo sobre talud lado mar, Rompeolas Club de Yates de Papudo. Slide®

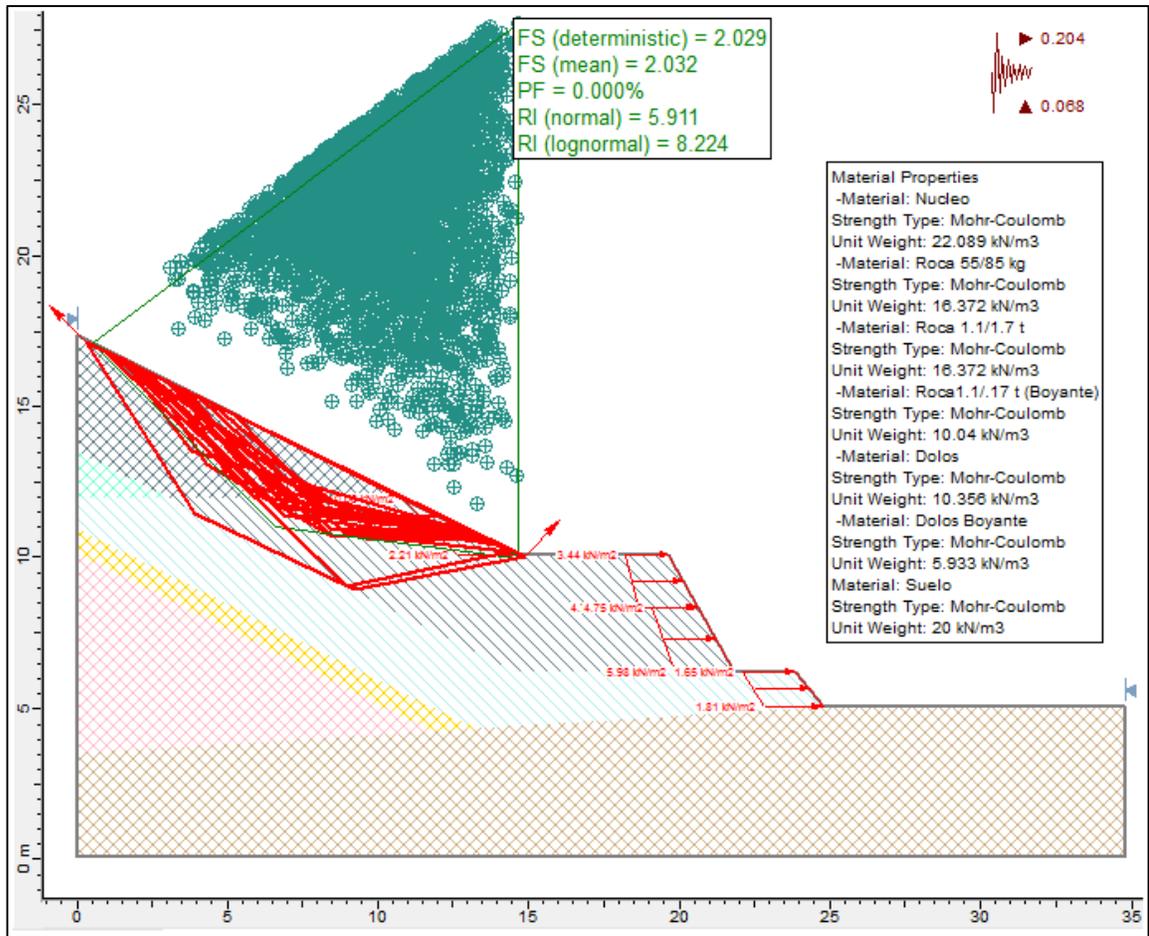


Figura 38: Análisis de Montecarlo sobre talud lado puerto, Rompeolas Club de Yates de Papudo. Slide®

4. Rompeolas Caleta Higuerrillas

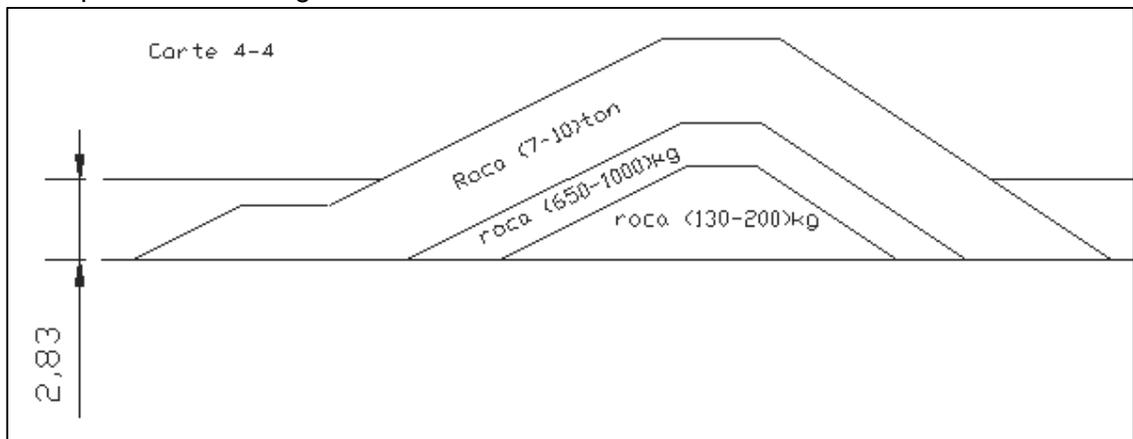


Figura 39: Perfil corte 4-4, Rompeolas Caleta Higuerrillas

Tabla 63: Materiales y áreas Perfil corte 4-4, Rompeolas Caleta Higuierillas.

Corte 4-4

Capa	Área total [m ²]	Área sumergida[m ²]	Área no sumergida[m ²]
Núcleo	27,405	25,768	1,637
Roca 650-1000[kg]	27,179	16,176	11,003
Roca 7-10[t]	89,904	38,78	51,124

Tabla 64: Materiales y áreas Perfil corte 5-5, Rompeolas Caleta Higuierillas.

Corte 5-5

Capa	Área total [m ²]	Área sumergida[m ²]	Área no sumergida[m ²]
Núcleo	34,667	34,667	0
Roca 1,3-2,1[t]	46,059	35,818	10,241
Dolos 8.5[t]	123,262	64,283	58,979

4.1. Resultados análisis de estabilidad Rompeolas Caleta Higuierillas

Tabla 65: Peso propio, Rompeolas Caleta Higuierillas.

Peso Propio			
Perfil	Peso total [kN]	Peso boyante [kN]	Peso boyante zonificado [kN]
Corte 4-4	2.522	1.954	2.174
Corte 5-5	2.796	1.989	2.285

Tabla 66: Fuerza sísmica, con kv=1/3kh, Rompeolas Caleta Higuierillas.

Carga sísmica				
Perfil	Fuerza sísmica horizontal [kN]	Fuerza sísmica vertical [kN]		
	Con peso total	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
Corte 4-4	515,123	171,708	133,028	148,016
Corte 5-5	571,097	190,366	135,419	155,583

Tabla 67: Fuerza sísmica, con kv=2/3kh, Rompeolas Caleta Higuierillas.

Carga sísmica				
Perfil	Fuerza sísmica horizontal [kN]	Fuerza sísmica vertical [kN]		
	Con peso total	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
Corte 4-4	515,123	343,415	266,056	296,032
Corte 5-5	571,097	380,731	270,838	311,166

Tabla 68: Empuje sísmico del agua, Rompeolas Caleta Higerillas.

Empuje sísmico del agua			
Perfil	Lado Mar [kN]	Lado Puerto [kN]	Total [kN]
Corte 4-4	4,456	4,193	8,649
Corte 5-5	10,035	6,867	16,902

Tabla 69: Fuerza Normal, con kv=1/3kh, Rompeolas Caleta Higerillas

Fuerza Normal			
Perfil	Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
Corte 4-4	2.351	1.821	2.026
Corte 5-5	2.606	1.854	2.130

Tabla 70: Fuerza Normal, con kv=2/3kh, Rompeolas Caleta Higerillas

Fuerza Normal			
Perfil	Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
Corte 4-4	2.179	1.688	1.878
Corte 5-5	2.416	1.718	1.974

Tabla 71: Resistencia al corte, con kv=1/3kh, Rompeolas Caleta Higerillas

Resistencia al corte			
Perfil	Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
Corte 4-4	1.646	1.275	1.419
Corte 5-5	1.825	1.298	1.491

Tabla 72: Resistencia al corte, con kv=2/3kh, Rompeolas Caleta Higerillas

Resistencia al corte			
Perfil	Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
Corte 4-4	1.526	1.182	1.315
Corte 5-5	1.691	1.203	1.382

Tabla 73: Propiedades Materiales. Rompeolas Caleta Higerillas

Capa	Peso Específico [kN/m ³]	Peso Boyante [kN/m ³]	c[kN/m ²]	φ[°]
Núcleo	22,089	13,545	0	50
Roca 1,3-2,1[t]	16,372	10,04	0	45
Dolos 8.5[t]	10,356	5,933	-	-

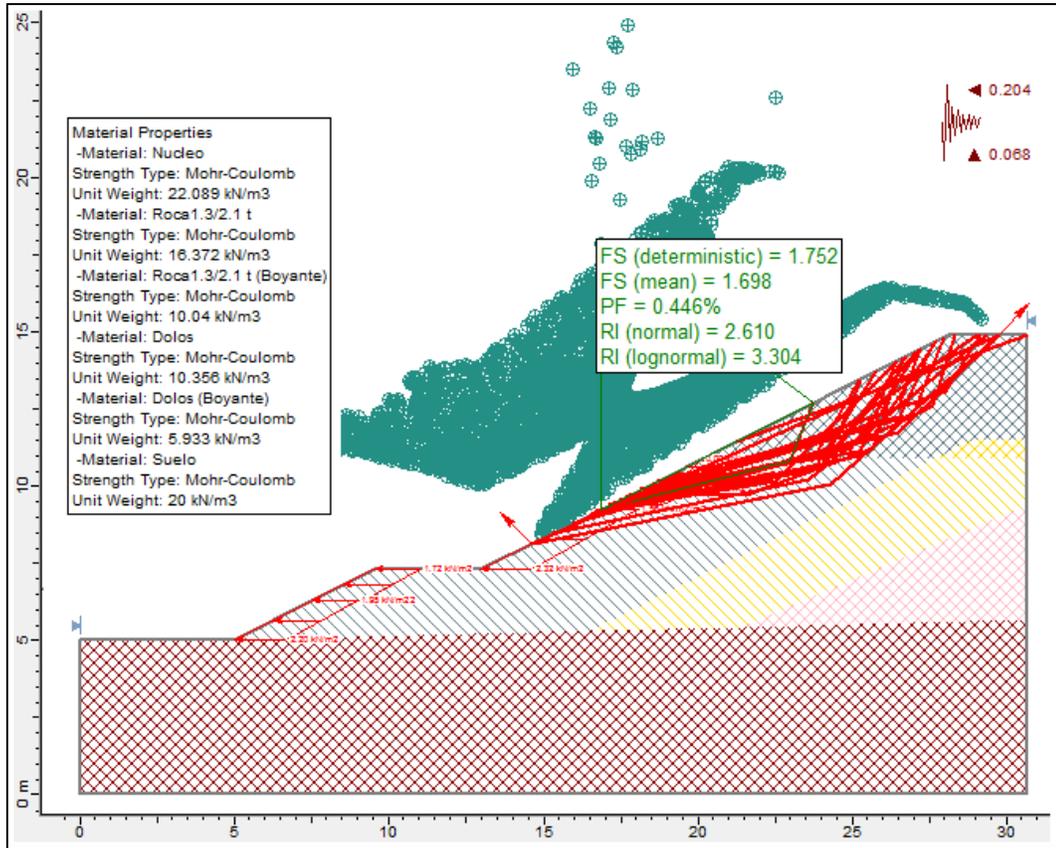


Figura 40: Análisis de Montecarlo sobre talud lado mar, Rompeolas Caleta Higerillas. Slide®

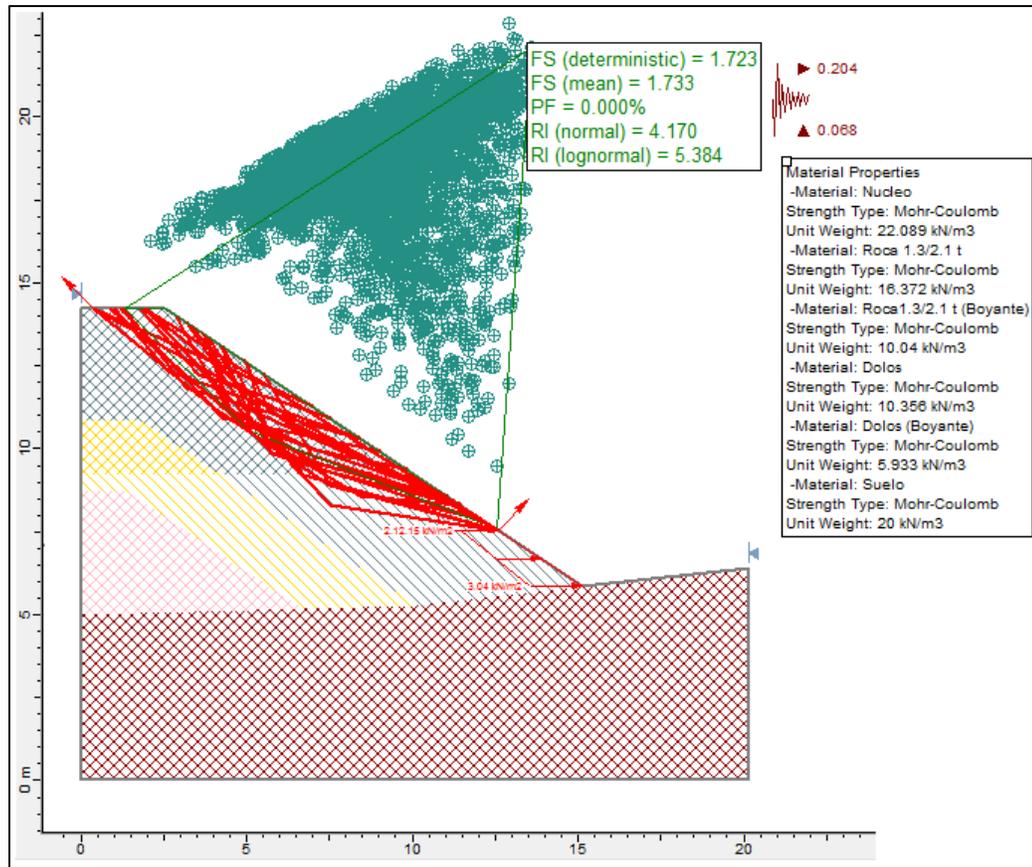


Figura 41: Análisis de Montecarlo sobre talud lado puerto, Rompeolas Caleta Higuierillas. Slide®

5. Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones

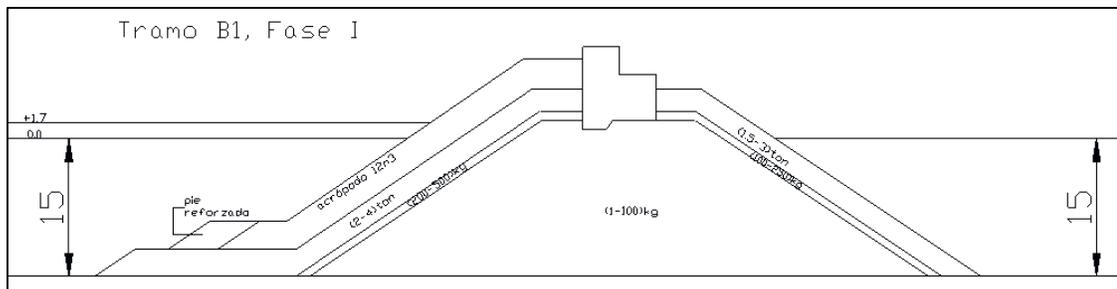


Figura 42: Perfil Tramo B1, Puerto de Grandes Dimensiones.

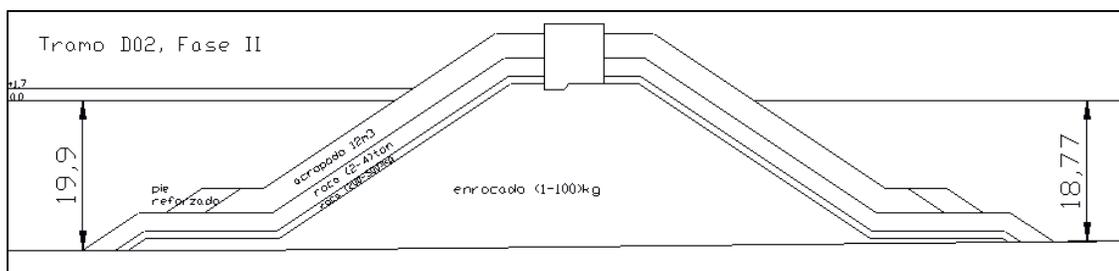


Figura 43: Perfil Tramo D02, Puerto de Grandes Dimensiones.

Tabla 74: Materiales y áreas, Perfil Tramo B1, Puerto de Grandes Dimensiones.

Perfil B1

Capa	Área total [m ²]	Área sumergida[m ²]	Área no sumergida[m ²]
Núcleo	715,783	675,706	40,077
Roca 200-500[kg]	32,5	23,713	8,787
Roca 100-250[kg]	30,472	22,368	8,104
Roca 2-4[t]	149,58	118,58	31
Roca 1,5-3[t]	92,847	63,723	29,124
Acrópodos 12m3	136,326	76,102	60,224
Espaldón	54,9	0	54,9
Pie reforzado	16,2	16,2	0

Tabla 75: Materiales y áreas, Perfil Tramo D1, Puerto de Grandes Dimensiones.

PERFIL D1

Capa	Área total [m ²]	Área sumergida[m ²]	Área no sumergida[m ²]
Núcleo	1.011,624	975,325	36,299
Roca 200-500[kg]	110,189	94,338	15,851
Roca 2-4[t]	296,858	233,377	63,481
Acrópodos 12m3	253,594	131,283	122,311
Espaldón	67,87	0	67,87
Pie reforzado	33	33	0

Tabla 76: Materiales y áreas, Perfil Tramo D02, Puerto de Grandes Dimensiones.

Perfil D2

Capa	Área total [m ²]	Área sumergida[m ²]	Área no sumergida[m ²]
Núcleo	1.104,318	1.060,939	43,379
Roca 200-500[kg]	120,466	101,67	18,796
Roca 2-4[t]	313,472	251,032	62,44
Acrópodos 12m3	330,45	202,21	128,24
Espaldón	66,515	0	66,515
Pie reforzado	33,98	33,98	0

5.1. Resultados análisis de estabilidad Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones

Tabla 77: Peso propio, Puerto de Grandes Dimensiones.

Peso Propio			
Perfil	Peso total [kN]	Peso boyante [kN]	Peso boyante zonificado [kN]
Perfil B1	23.680	16.050	21.970
Perfil D1	33.600	22.440	31.370
Perfil D2	36.810	24.460	34.170

Tabla 78: Fuerza sísmica, kv=1/3kh, Puerto de Grandes Dimensiones.

Carga sísmica				
Perfil	Fuerza sísmica horizontal [kN]	Fuerza sísmica vertical [kN]		
	Con peso total	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
Perfil B1	4.837	1.612	1.093	1.496
Perfil D1	6.861	2.287	1.527	2.135
Perfil D2	7.517	2.506	1.665	2.326

Tabla 79: Fuerza sísmica, kv=2/3kh, Puerto de Grandes Dimensiones.

Carga sísmica				
Perfil	Fuerza sísmica horizontal [kN]	Fuerza sísmica vertical [kN]		
	Con peso total	Con peso total	Con peso boyante	Con peso boyante zonificado
Perfil B1	4.837	3.225	2.185	2.992
Perfil D1	6.861	4.574	3.055	4.271
Perfil D2	7.517	5.012	3.331	4.652

Tabla 80: Empuje sísmico del agua, Puerto de Grandes Dimensiones.

Empuje sísmico del agua			
Perfil	Lado Mar [kN]	Lado Puerto [kN]	Total [kN]
Perfil B1	100,255	117,792	218,047
Perfil D1	142,879	80,757	223,636
Perfil D2	162,449	149,727	312,176

Tabla 81: Fuerza Normal, con kv=1/3kh, Puerto de Grandes Dimensiones.

Fuerza Normal			
Perfil	Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
Perfil B1	22.070	14.440	20.360
Perfil D1	31.310	20.150	29.080
Perfil D2	34.300	21.960	31.660

Tabla 82: Fuerza Normal, con $kv=2/3kh$, Puerto de Grandes Dimensiones.

Fuerza Normal			
Perfil	Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
Perfil B1	20.460	12.820	18.750
Perfil D1	29.020	17.860	26.790
Perfil D2	31.800	19.450	29.160

Tabla 83: Resistencia al corte, $kv=1/3kh$, Puerto de Grandes Dimensiones.

Resistencia al corte			
Perfil	Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
Perfil B1	18.520	12.110	17.080
Perfil D1	26.270	16.910	24.400
Perfil D2	28.780	18.420	26.570

Tabla 84: Resistencia al corte, $kv=2/3kh$, Puerto de Grandes Dimensiones.

Resistencia al corte			
Perfil	Con peso total [kN]	Con peso boyante [kN]	Con peso boyante zonificado [kN]
Perfil B1	17.170	10.760	14.650
Perfil D1	24.350	14.990	20.930
Perfil D2	26.680	16.320	22.780

Tabla 85: Propiedades Materiales. Rompeolas Puerto de Grandes dimensiones

Capa	Peso Especifico [kN/m^3]	Peso Boyante [kN/m^3]	$c[kN/m^2]$	$\phi[^\circ]$
Núcleo	22,089	13,545	0	50
Roca 200-500[kg]	16,372	10,04	0	50
Roca 2-4[t]	16,372	10,04	0	45
Acrópodos 12m3	9,65	5,528	-	-
Pie reforzado	16,372	10,04	0	41

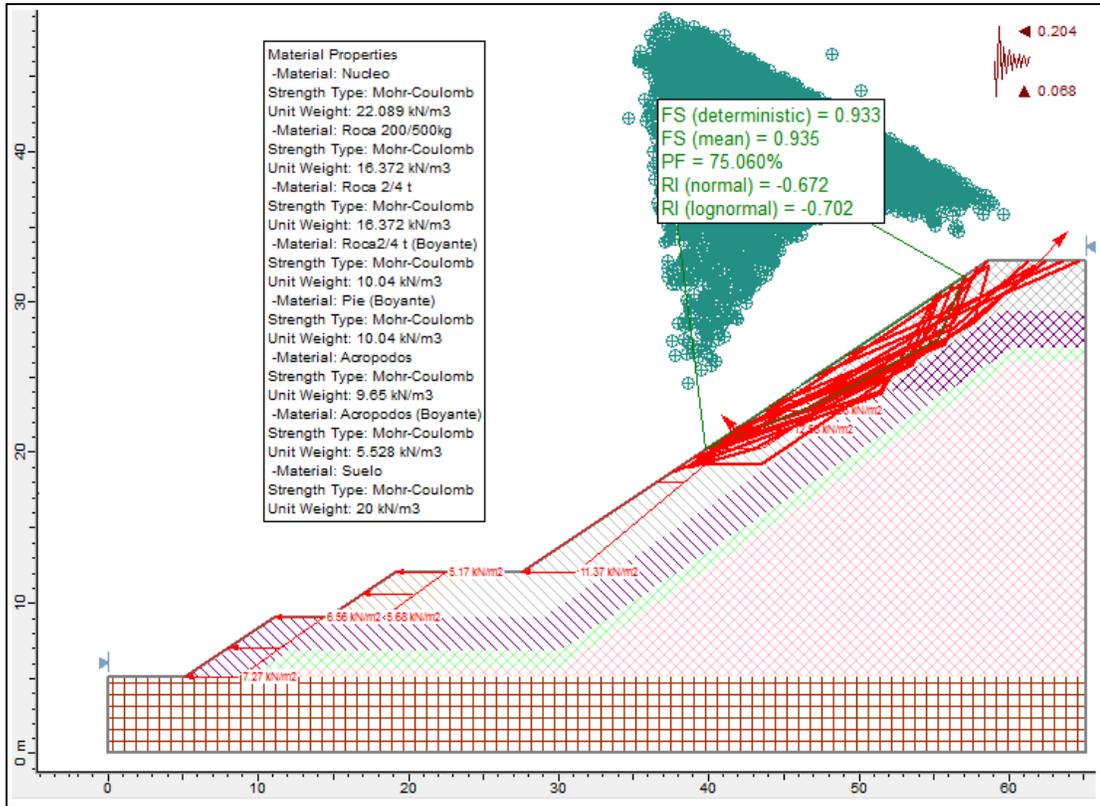


Figura 44: Análisis de Montecarlo sobre talud lado mar, Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones. Slide®

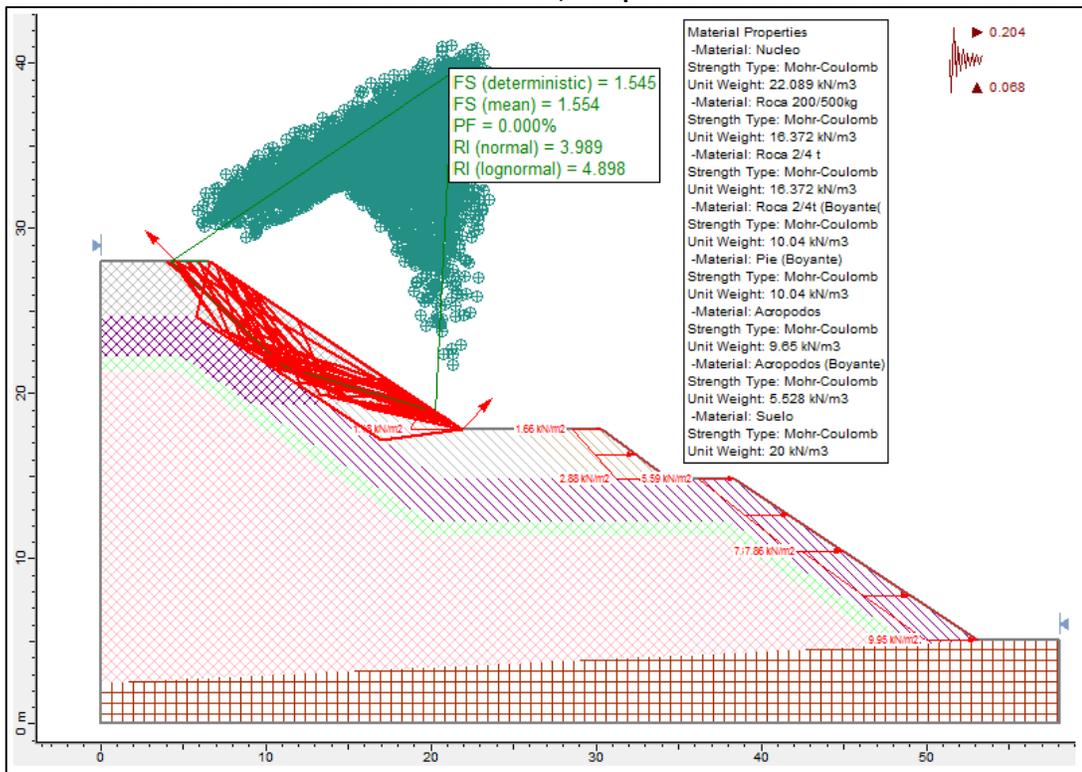


Figura 45: Análisis de Montecarlo sobre talud lado puerto, Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones. Slide®

5.2. Resultados análisis de desplazamientos Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones

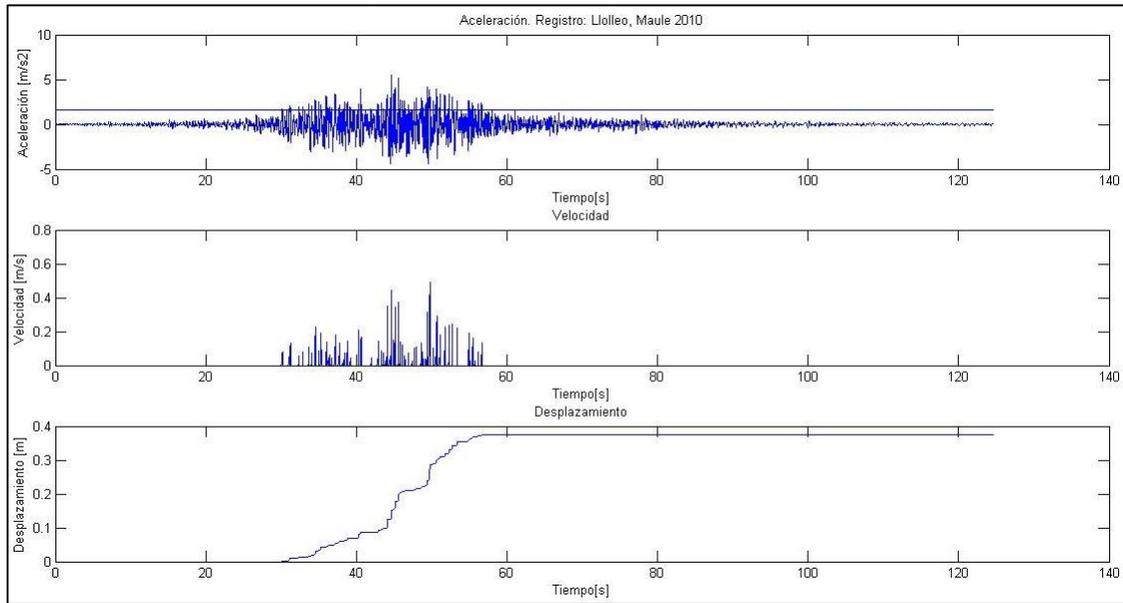


Gráfico 30: Análisis de desplazamientos talud lado mar, Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones. Registro: Lolleo, Maule 2010.

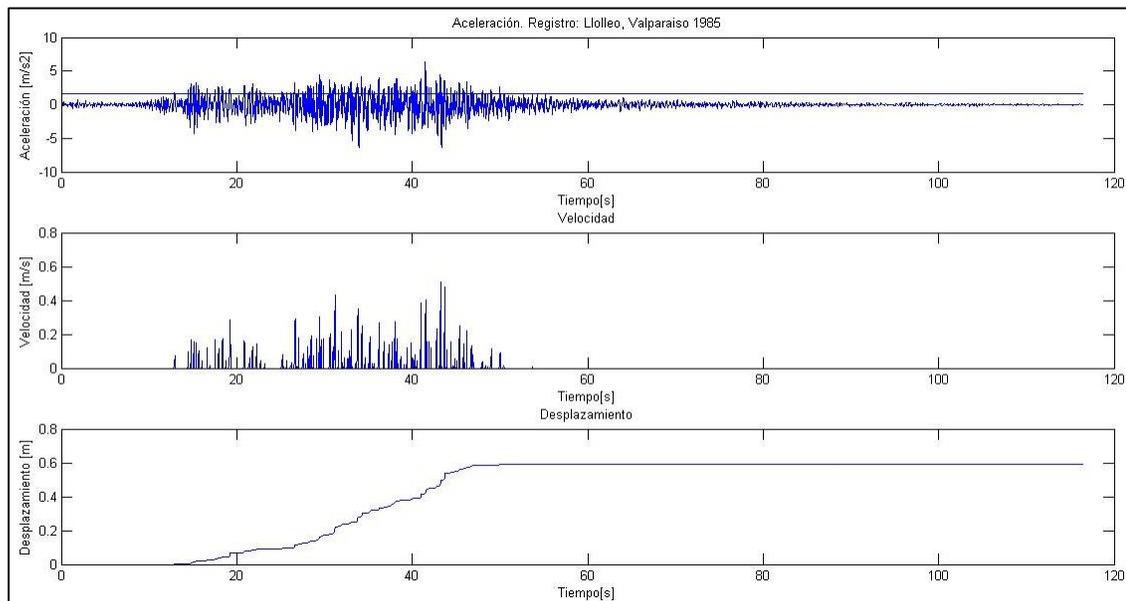


Gráfico 31: Análisis de desplazamientos talud lado mar, Rompeolas Puerto de Grandes Dimensiones. Registro: Lolleo, Valparaíso 1985.