

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERÍA HIDRÁULICA

XXVII CONGRESO CHILENO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA

MODO DE FALLO DE ROMPEOLAS SOMETIDOS AL EFECTO SIMULTÁNEO DE SOBREPASO Y FLUJO DE INFILTRACIÓN: EL CASO DEL MOLO DEL PUERTO DE VALPARAÍSO

RONALD ALVAREZ R.¹
PATRICIO WINCKLER G.²
ROSITA JUNEMANN U.³
FRANCISCO SÁEZ R.⁴

RESUMEN

El puerto de Valparaíso representa el 21% del transporte marítimo internacional, siendo vital para la economía de Chile. Desde el inicio de su construcción en 1911, su rompeolas (denominado también molo de abrigo) ha sido afectado por terremotos en 1985 y 2010, tsunamis menores y fuertes marejadas como la del 8 de agosto de 2015. En consecuencia, se han efectuado reparaciones menores en su cabezo, codo y parapeto, que no obstante distan de un mantenimiento sistemático. En vista del potencial sísmico y tsunamigénico de la zona central de Chile, y considerando las futuras concesiones que entrarán en operación hacia 2030, la Dirección de Obras Portuarias del Ministerio de Obras Públicas (DOP) ha realizado esfuerzos para diagnosticar su estado de salud estructural utilizando métodos tradicionales. Sin embargo, persiste la necesidad de una evaluación que permita identificar potenciales modos de fallo de la estructura. Con el fin de contribuir a la toma de decisiones, en este trabajo se evalúa la vulnerabilidad de una sección del molo constituida por un cajón monolítico emplazado sobre una banqueta de apoyo permeable, mediante el modelamiento acoplado de la interacción fluido-suelo-estructura, caracterizando modos de fallo tradicionales (deslizamiento) y otros identificados a escala experimental (pérdida de la capacidad de soporte de la banqueta y sobrepaso). Mediante un enfoque Lagrangiano-Euleriano implementado mediante el software CADMAS-SURF/3D2F y STR, se efectúa un análisis incremental de velocidad y elevación de la superficie libre asociado a diferentes escenarios de tsunami. Este enfoque permite observar que, a medida que la superficie libre y velocidad aumentan, el cajón es desplazado fuera de la banqueta de apoyo. Para eventos menores, que generan desplazamientos intermitentes del cajón, no obstante, el flujo de infiltración sostenido minimiza la presión de poro, produciendo pérdida de la capacidad de soporte local en la banqueta, generando un fallo del cajón por asentamiento/penetración al pie interior. Estas conclusiones sientan una base para proponer futuras soluciones estructurales en el molo, con miras a ampliar su vida útil.

¹ Investigador Postdoctoral CIGIDEN - email: ronald.alre@cigiden.cl

² Profesor Titular, Escuela de Ingeniería Oceánica, Universidad de Valparaíso, Investigador CIGIDEN y COSTAR - email: patricio.winckler@uv.cl

³ Profesora Asociada, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Investigadora CIGIDEN - email: rjunemann@uc.cl

⁴ Asistente de Investigación CIGIDEN - email: francisco.saez@sansano.usm.cl

1. INTRODUCCIÓN

El transporte marítimo representa cerca del 93% del comercio internacional en Chile. Dentro de este sistema, el puerto de Valparaíso destaca como uno de los principales puntos de entrada y salida de mercancías, concentrando aproximadamente el 21% de dicho comercio (Directemar, 2024). Situado en una costa sismogénicamente activa, la ciudad ha sido afectada por violentas marejadas y grandes terremotos en 1674, 1730, 1822, 1906 y 1985 (Universidad de Chile, 2019). El evento más grande de la serie, 1730, provocó un gran tsunami (Carvajal et al., 2017), que devastó la ciudad de Valparaíso (Montessus de Ballore, 1914). Debido a la ubicación estratégica del puerto y las características naturales de la bahía, entre 1892 y 1930 el Gobierno de Chile diseñó y construyó el molo de abrigo (Figura 1a) para brindar protección a las operaciones portuarias durante las marejadas. El molo cuenta con tres secciones típicas, una de las cuales, ubicada en los últimos 120 metros del tramo de arranque, considera cajones de 20 x 16 x 15 m, compuestos de un marco de hormigón armado rellenos de concreto en masa y emplazados sobre una banqueta de apoyo (infraestructura) compuesta de múltiples capas de roca/escombros de cantera y arena dragada (Figura 1b). El diseño y construcción del molo fue realizado por la Comisión de Puerto y la compañía S. Pearson & Son Ltd., respectivamente (Walsh y Stanton, 1922; Stanton y Clercq, 1932), sin considerar criterios sísmicos ni de tsunamis. Dado los nuevos avances científicos tras los terremotos del Maule de 2010 (ASCE, 2013) y Tohoku de 2011 (Arikawa et al., 2012), se ha vuelto crucial evaluar el desempeño del molo, especialmente considerando el casi inexistente mantenimiento y modernización desde el inicio de las obras en 1911. Numerosos esfuerzos (Universidad de Chile, 2019; GHD, 2021) se han realizado para determinar la condición de salud estructural del molo del Puerto de Valparaíso, sin embargo, estos trabajos carecen de la aplicación de metodologías de evaluación por desempeño y consideran supuestos estructurales simplificados y conservadores.

Debido a los daños observados en el molo (Figuras 1c, 1d y 1e), la DOP comisionó un análisis de su estabilidad ante la amenaza sísmica y de tsunami, mediante el método de equilibrio limite (Universidad de Chile, 2019). Sin embargo, las interrogantes generadas por dicho estudio llevaron a la Empresa Portuaria de Valparaíso a solicitar una segunda evaluación, cuyo objetivo fue evaluar el impacto que tendría el fallo parcial del molo en la operatividad de los sitios de atraque (GHD, 2021). Ninguno de estos estudios, sin embargo, analizó los posibles modos de fallo, como los identificados tras la falla del rompeolas de Kamaishi durante el Gran Terremoto del Este de Japón de 2011 (Arikawa et al., 2012), tales como el efeto del sobrepaso y la pérdida de la capacidad de soporte en la banqueta. Este último evidenciado mediante una falla circular al corte, socavamiento, asentamiento y erosión interna conocida como piping y boiling de las partículas de suelo, pudiendo expresarse simultáneamente en algunos casos (Takahashi et al., 2014). Por lo tanto, esta omisión podría deberse a los exigentes requerimientos de modelación de este tipo de evaluación. Por consiguiente, el objetivo de este estudio es desarrollar un modelo de interacción fluido-suelo-estructura, aplicado al cajón monolítico del molo de abrigo del Puerto de Valparaíso (Figura 1b), con miras a estudiar modos de fallo gobernados por flujo de infiltración y sobrepaso, ambos inducidos por el efecto sostenido del tsunami.

2. METODOLOGÍA

La Figura 2 muestra la metodología de evaluación del efecto sostenido del tsunami sobre el molo de Valparaíso, para evaluar los modos de fallo por desplazamiento y capacidad de soporte al pie

del cajón. Esta comienza con una recopilación de literatura relacionada con rompeolas y el análisis de los planos de diseño y construcción del proyecto de mejoramiento del Puerto de Valparaíso (Walsh y Stanton, 1922; Stanton y Clercq, 1932; Science Museum Group, 2025).

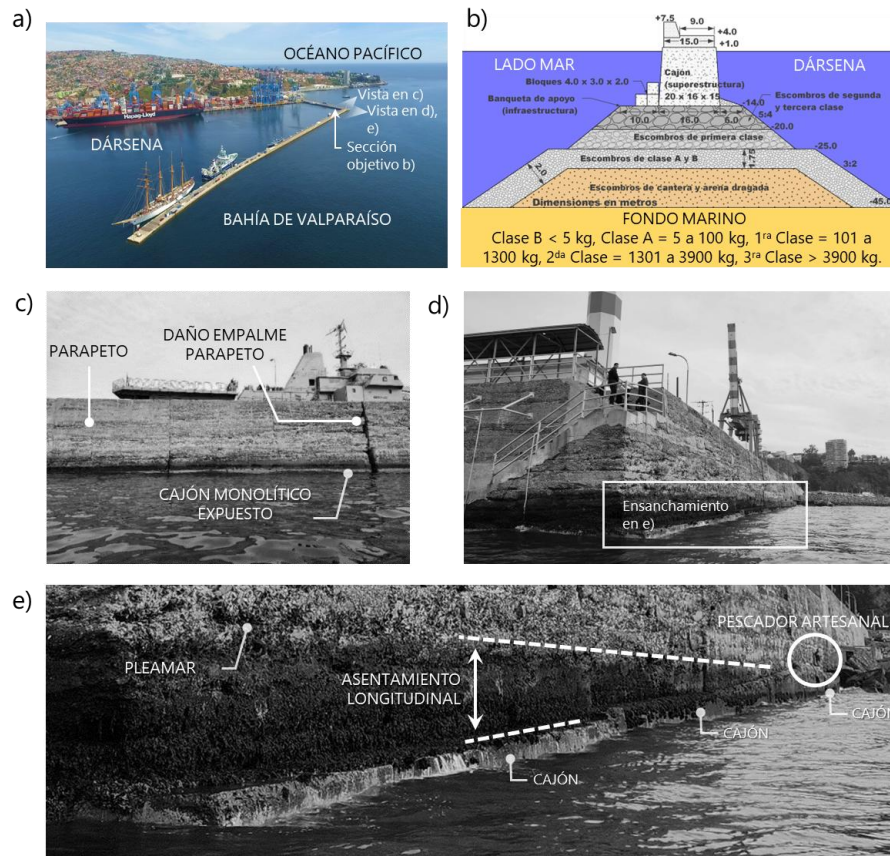


Figura 1. a) Molo de abrigo del Puerto de Valparaíso, de ~1 km de extensión, b) sección analizada (adaptada de Walsh y Stanton, 1922; Science Museum Group, 2025), c) daño en el parapeto asociado al asentamiento longitudinal de los cajones, d) vista del asentamiento longitudinal de la sección compuesta por cajones y e) inclinación de los cajones en la sección de estudio.

Debido a la sobrecarga computacional y complejidad de modelar el molo a escala real, se analiza una sección simplificada y expuesta al impacto directo del tsunami mediante el acople de un módulo hidrodinámico y un módulo suelo-estructura. El cajón se simplifica como un sólido monolítico e impermeable, mientras que la banqueta como un sólido permeable de porosidad uniforme. El módulo hidrodinámico CADMAS-SURF/3D2F (Arikawa et al., 2019), se basa en un código de fuente abierta que resuelve el flujo de dos fases (aire y agua) y en tres dimensiones, mediante las ecuaciones de Navier-Stokes promediadas por Reynolds (Reynolds-Averaged Navier-Stokes equations) para fluidos viscosos no compresibles, adaptada para un medio poroso (Sakakiyama & Kajima, 1990), mediante el modelamiento de fuerzas de resistencia proporcionales a la raíz cuadrada de la velocidad del flujo y asociadas al coeficiente de arrastre en el dominio poroso (Arikawa et al., 2019; CDIT, 2022). El tsunami se modela mediante condiciones de borde estacionarias de velocidad y elevación de la superficie libre, representando un lapso de tiempo relativamente corto (180 s) comparado con los períodos típicos que caracterizan las ondas de un tsunami (Arikawa et al., 2021).

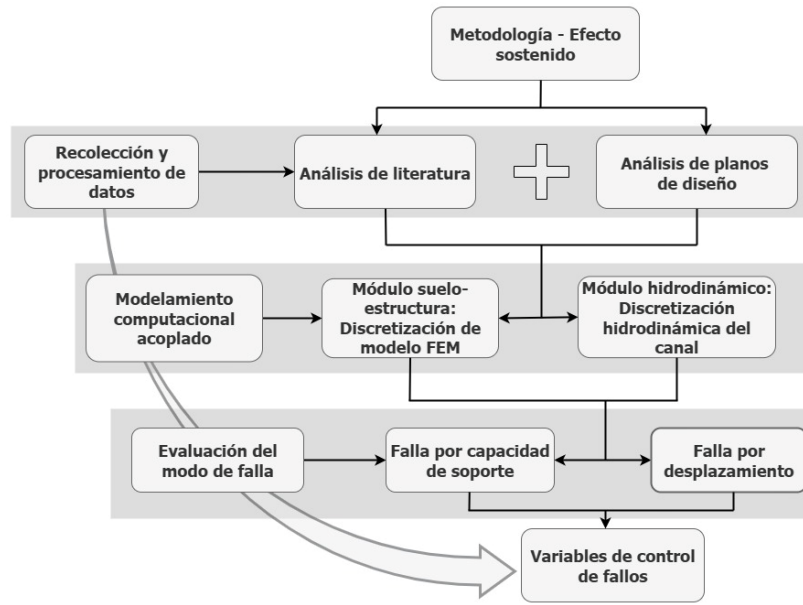


Figura 2. Metodología para evaluación de modos de fallo del cajón del molo de Valparaíso.

El módulo suelo-estructura STR (Arikawa et al., 2019), de fuente abierta, se basa en un esquema de elementos finitos que se utiliza para discretizar el cajón y la banqueta de la sección analizada mediante el software FEMAP 2301. STR aplica la presión del módulo hidrodinámico en un análisis estructural basado en un algoritmo de contacto (Bathe, 1996), en la interfase cajón-banqueta. Este algoritmo, conocido como método de función de restricción, utiliza un enfoque de contacto nodo a nodo entre las superficies en contacto, definiendo una componente normal de presión y tangencial de fricción, incorporadas en la matriz de rigidez como funciones dependientes de la penetración y la velocidad relativa entre nodos (Bathe, 1996). Simultáneamente, STR emplea un análisis geotécnico de tensiones efectivas (Arikawa et al., 2019; CADMAS-STR, 2025) basado en la teoría de consolidación de Biot (1941), donde los asentamientos en medios porosos dependen de la tasa a la cual el contenido de agua es expulsado de la matriz de suelo en relación a la distribución interna de tensiones y deformaciones, generadas por cargas externas sobre el esqueleto granular y el agua intersticial. En la ecuación que rige el fenómeno de consolidación, Biot (1941) introduce la ley de Darcy que gobierna el flujo de infiltración asociado a la variación de presión de poro, acoplando los cambios de presión sobre el flujo de infiltración y el comportamiento mecánico del medio poroso. Este último caracterizado por un modelo bilineal elastoplástico asociado a una regla de endurecimiento isotrópica. El acople entre módulos se efectúa incluyendo los desplazamientos/deformaciones del cajón y banqueta en el módulo hidrodinámico en determinados pasos de tiempo.

La altura del dominio computacional permite el desarrollo de la superficie del agua, mientras que su ancho se define para evitar la superposición de condiciones de contorno y restricciones de contacto a nivel de la matriz de rigidez, en función del modelo de elementos finitos. La longitud del dominio se determina para permitir un desarrollo no lineal estable del sobrepaso, calibrado a través de la teoría de olas escalonadas (Fukui et al., 1962; CDIT, 2022). El módulo hidrodinámico utiliza una resolución temporal variable y restringida entre 1×10^{-7} y 1 s, y elementos rectangulares de 1 m. Paralelamente, el módulo suelo-estructura utiliza una malla hexaédrica de 1 m en el cajón, y se extiende en la banqueta aumentando uniformemente hasta el fondo marino.

Las características de la sección de molo descritas en la Tabla 1 se obtienen de estudios previos (Comisión de Puertos, 1911; Lira, 1963; JICA, 1986). Una vez caracterizados y acoplados ambos módulos, se simula el efecto sostenido del tsunami, para distintas combinaciones de elevación de la superficie libre y velocidad definidas en el borde exterior del dominio. Posteriormente, se evalúan los modos de fallo por desplazamiento y capacidad de soporte al pie interior del cajón en función de las variables de control: fuerza hidráulica, desplazamiento del cajón, flujo de infiltración y presión de poro en la banqueteta.

Tabla 1. Parámetros del modelo de elementos finitos.

Cajón - sólido uniforme impermeable		
Parámetro	Valor/Condición	Unidades/Nota
Hormigón f'c	200	kg/cm ²
M. Young	2.10E+10	Pa
C. Poisson	0.3	-
Densidad	2400	kg/m ³
Criterio de fluencia	Von Mises	Modelo elastoplástico (Bilineal)
Tensión de fluencia inicial	3.10E+8	Pa
Módulo plástico (tangente)	2.0E+10	Pa
Regla de endurecimiento	Isotrópica	-
Banqueta (infraestructura) - sólido uniforme permeable		
Parámetro	Valor/Condición	Unidades/Nota
M. Young	3.90E+9	Pa
C. Poisson	0.4	-
Densidad	2400	kg/m ³
Porosidad	0.4	-
M. Compresibilidad	2.00E+10	Pa
Permeabilidad	0.001	m/s
Criterio de fluencia	Von Mises	Modelo elastoplástico (Bilineal)
Tensión de fluencia inicial	5.90E+7	Pa
Módulo plástico (tangente)	3.0E+9	Pa
Regla de endurecimiento	Isotrópica	-
Coefficiente inercial	1.7	-
Coefficiente de arrastre	1.2	-
Interfase Cajón/banqueta		
Parámetro	Valor/Condición	Unidades/Nota
Coef. Fricción estática	0.4	-
Coef. Fricción dinámica	0.2	-

3. RESULTADOS

En este artículo se presentan dos modos de fallos asociados al desplazamiento del cajón y el fallo por capacidad de soporte al pie de este, correspondientes a dos combinaciones específicas de velocidad y elevación de la superficie libre que, en etapas futuras de este estudio, permitirán construir una matriz de modos de fallo controlados por fenómenos hidráulicos, geotécnicos y estructurales.

3.1 Modo de fallo por desplazamiento

La Figura 3 muestra el modo de fallo controlado por desplazamiento para una velocidad de 1 m/s y una superficie libre de 10 m en el borde izquierdo del dominio. La Figura 3a ilustra el efecto sostenido del tsunami mediante el análisis acoplado del módulo hidrodinámico y el módulo

geotécnico-estructural a los 10 s, mientras que la Figura 3b presenta el dominio estructural y geotécnico del modelo de elementos finitos para distintos instantes. La Figura 4 ilustra las series de tiempo que controlan el modo de fallo por desplazamiento de la Figura 3b, incluyendo la fuerza hidráulica actuando sobre el área transversal de la cara exterior del cajón (Figura 4a), los desplazamientos de la cara exterior e interior del cajón (Figura 4b), los flujos de infiltración al pie exterior e interior del cajón (Figura 4c), y las presiones de poro al interior de la infraestructura e inmediatamente bajo el pie interior del cajón (Figura 4d). Las líneas segmentadas en gris muestran los instantes indicados en la Figura 3b.

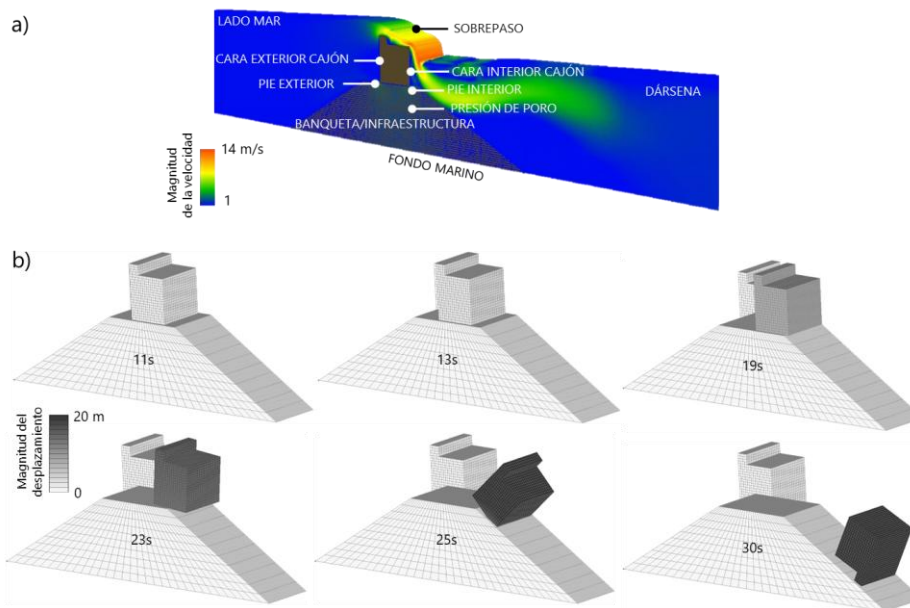


Figura 3. Falla controlada por desplazamiento. a) Simulación acoplada del efecto sostenido y puntos de medición de las variables de control. b) Transición de la falla por desplazamiento.

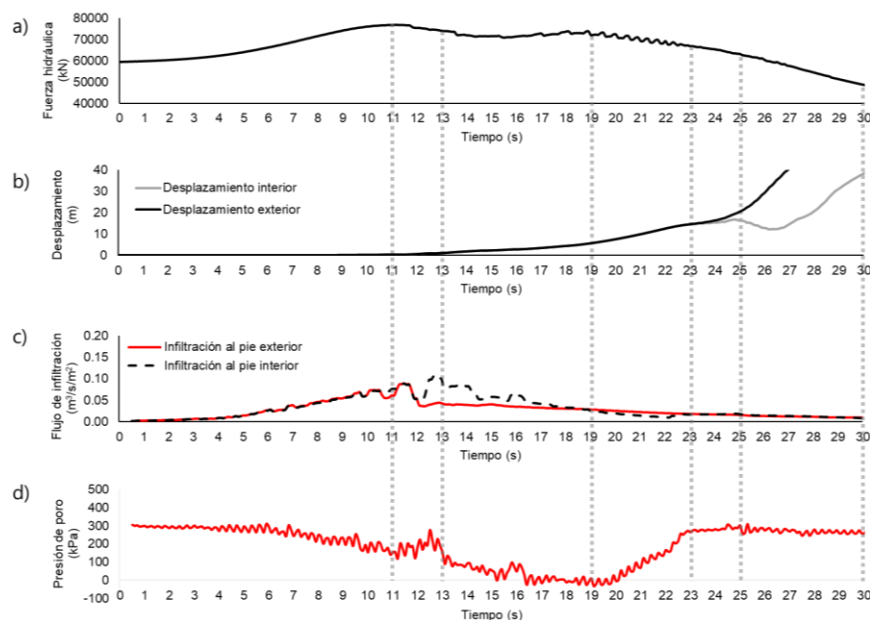


Figura 4. Series de tiempo de las variables de control de fallo por desplazamiento asociadas a la Figura 3b. a) Fuerza hidráulica en la cara exterior del cajón, b) desplazamiento interior y exterior

del cajón, c) flujo de infiltración al pie exterior e interior del cajón, y d) presión de poro bajo el pie interior del cajón.

3.2 Modo de fallo por capacidad de soporte

La Figura 5 ilustra el modo de falla por capacidad de soporte, caracterizado por la penetración del cajón en la banqueteta producto del asentamiento local de la infraestructura para una velocidad de 0.3 m/s y una elevación de la superficie libre de 2 m en el borde izquierdo del dominio. Se ilustra el efecto sostenido del tsunami mediante el análisis acoplado del módulo hidrodinámico y el módulo geotécnico-estructural a los 50 s (Figura 5a). Asimismo, se muestra la transición del desplazamiento horizontal intermitente y la falla local al pie interior del cajón (Figuras 5b y 5c), y el aumento del vector de velocidad de flujo al pie aguas arriba y abajo del cajón, segundos antes de la falla por capacidad de soporte (Figura 5d). La Figura 6 ilustra las series de tiempo que controlan el modo de fallo por capacidad de soporte de la Figura 5, incluyendo la fuerza hidráulica en la cara exterior del cajón (Figura 6a), los desplazamientos de la cara interior y exterior del cajón (Figura 6b), los flujos de infiltración al pie exterior e interior del cajón (Figura 6c), y la presión de poro al interior de la infraestructura, bajo el pie interior del cajón (Figura 6d). Las líneas segmentadas en gris muestran los instantes indicados en la Figura 5.

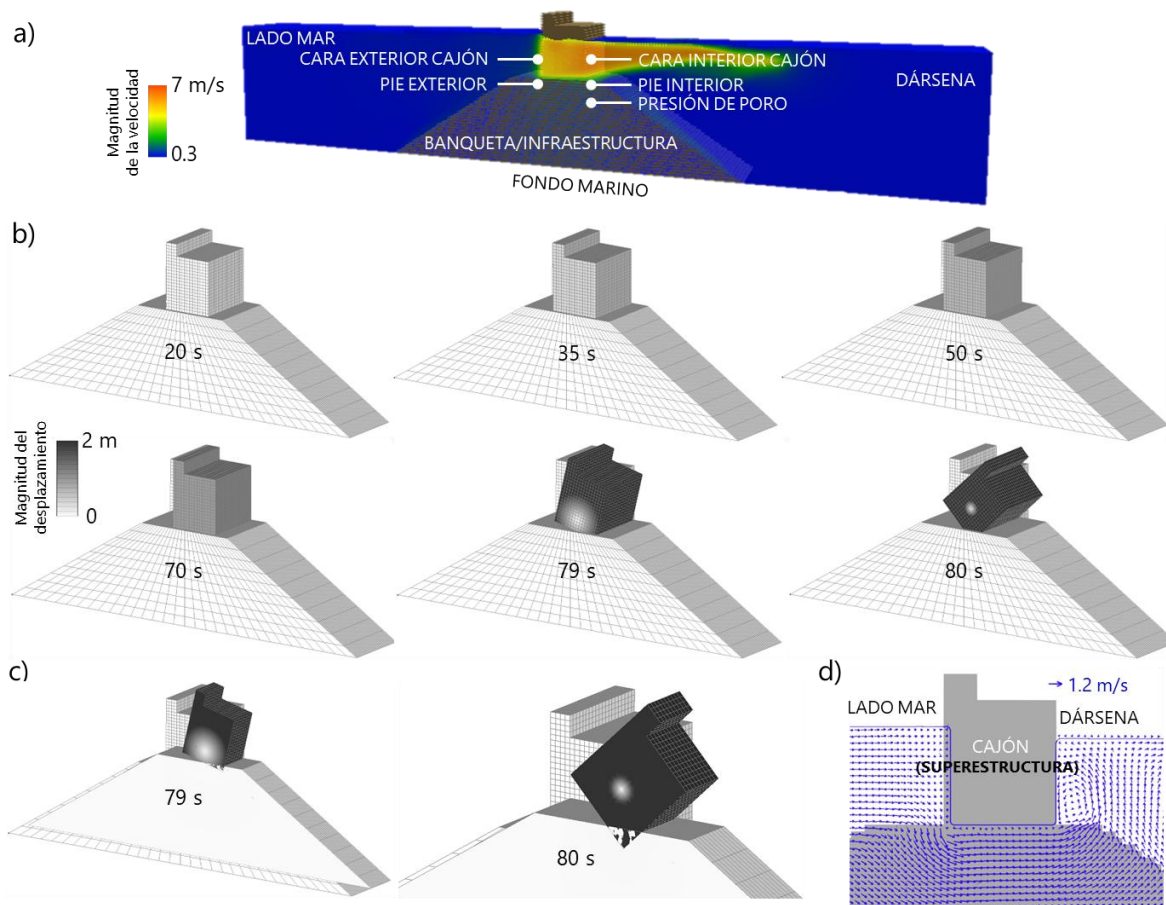


Figura 5. Falla controlada por capacidad de soporte. a) Simulación acoplada del efecto sostenido y la localización de las variables de control. b) Transición del modo de fallo local, c) asentamiento del cajón en la banquetta, y d) vector de flujo de infiltración en la infraestructura.

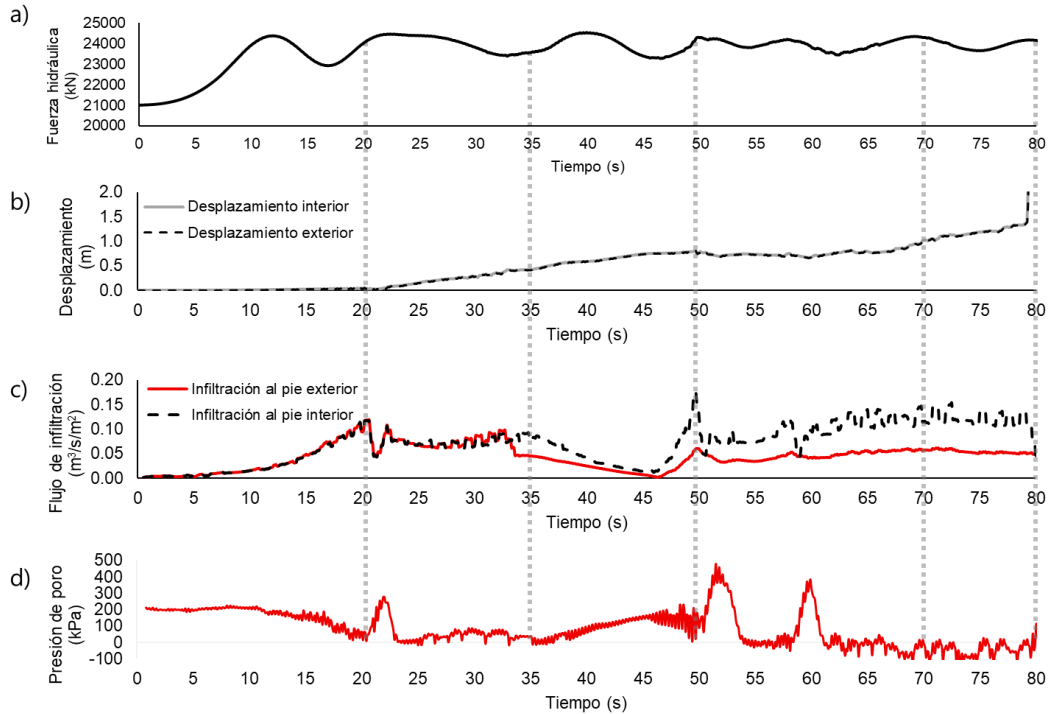


Figura 6. Series de tiempo de las variables de control de fallo por capacidad de soporte. a) Fuerza hidráulica, b) desplazamiento de la cara interior y exterior del cajón, c) flujo de infiltración al pie exterior e interior, y d) presión de poro bajo el pie interior.

4. DISCUSIÓN

En esta sección se analizan los resultados de la sección 3, poniendo foco en cómo las variables de control explican los modos de fallo por desplazamiento y capacidad de soporte al pie del cajón.

4.1 Modo de fallo por desplazamiento

Efecto del momentum en el flujo de infiltración: Este modo de fallo (Figura 3b) se caracteriza por un desplazamiento progresivo del cajón, inducido por la carga hidráulica y el momentum. Desde las series de tiempo se desprende que la fuerza hidráulica (Figura 4a) alcanza su máximo a los ~11 s, tiempo para el cual el cajón tiene un desplazamiento de ~0.3 m (Figura 4b). No obstante, el flujo de infiltración al interior del pie (Figura 4c) experimenta su máximo valor a los ~13 s, instante para el cual el cajón alcanza un desplazamiento de ~1 m. El desfase entre los máximos de la fuerza sobre el muro (Figura 4a) y el flujo de infiltración (Figura 4c) se puede atribuir a que el momentum no se transmite instantáneamente a través de la banqueta.

Presión de poro en función del desplazamiento del cajón: A medida que el tsunami se propaga y el cajón se desplaza hasta los ~19 s, la presión de poro bajo el pie interior del cajón (Figura 4d) disminuye, alcanzando su mínimo cuando el desplazamiento horizontal es de ~6 m (Figura 4b). A partir de este momento, el cajón comienza a perder el soporte de la banqueta, cuya extensión es de 6 m e, inicia su volcamiento. A los ~23 s, el cajón experimenta desplazamientos verticales importantes (Figura 3b) y la presión de poro producto de la superficie libre es restituida a su valor

inicial. Finalmente, el cajón vuelca. Esta evolución de la curva de presión de poro al pie interior se debe al efecto combinado de la transición de la carga hidráulica y el desplazamiento del cajón.

Relación entre variables de control: La Figura 7a ilustra la relación entre la presión de poro (Figura 4d) y el desplazamiento del cajón (Figura 4b), mientras que la Figura 7b muestra la relación entre el flujo de infiltración al pie interior (Figura 4c) y el desplazamiento del cajón (Figura 4b). Desde la Figura 7a se infiere que, a medida que el cajón se desplaza hasta ~ 6 m, la presión de poro disminuye, posteriormente restituyéndose hasta alcanzar su valor inicial producto de la pérdida del soporte de la banquetta y al inicio del volcamiento del cajón. De similar manera, la Figura 7b ilustra que el flujo de infiltración al pie interior del cajón aumenta hasta alcanzar un desplazamiento de ~ 1 m, luego disminuye producto del desplazamiento del cajón por sobre la banquetta.

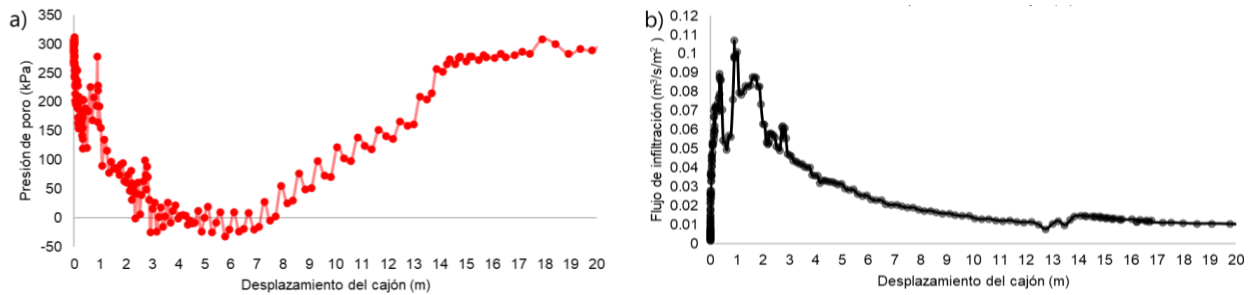


Figura 7. a) Evolución de la presión de poro y el desplazamiento del cajón, y b) relación del flujo de infiltración al pie interior y el desplazamiento del cajón.

4.2 Modo de fallo por capacidad de soporte

Evolución del flujo de infiltración y presión de poro en función del desplazamiento: Para el segundo modo de fallo (Figura 5b), es posible inferir un desplazamiento horizontal intermitente y posterior penetración parcial del pie interior del cajón en la banquetta. Este último atribuido a la pérdida de capacidad de soporte local por asentamiento de la banquetta, generado por el incremento de la fuerza boyante, que reduce la presión de confinamiento y la resistencia al corte de la banquetta de apoyo (Takahashi et al., 2014). Desde la Figura 6, se observa que la carga hidráulica en la cara exterior del cajón (Figura 6a) fluctúa establemente hasta los 80 s. No obstante, el flujo de infiltración (Figura 6c) alcanza su primer máximo a los 20 s, valor para el cual el desplazamiento es de ~ 0.03 m. Desde ahí y hasta los 35 s, el flujo de infiltración (Figura 6c) permanece estable en ~ 0.07 $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}^2$, intervalo de tiempo donde el desplazamiento horizontal (Figura 6b) alcanza un valor de ~ 0.4 m asociado a una variación de presión de poro mínima bajo el pie interior del cajón. Posteriormente, la infiltración (Figura 6c) disminuye hasta los ~ 45 s y luego incrementa hasta alcanzar un segundo máximo a los 50 s. Entre los 35 y 50 s la presión de poro (Figura 6d) aumenta y disminuye en respuesta a la variación del flujo de infiltración y un desplazamiento del cajón de ~ 0.75 m (Figura 6b). Desde los ~ 50 s en adelante el flujo de infiltración al pie interior (Figura 6c) fluctúa en torno a ~ 0.1 $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}^2$, relacionado a pequeños desplazamientos del cajón (Figura 6b). No obstante, existen aumentos locales de la presión de poro (Figura 6d) después de los 50 s, probablemente relacionado al asentamiento local al pie interior producto del flujo de infiltración.

Efecto del asentamiento en el cajón y flujo de infiltración: Hasta los ~ 70 s, el cajón experimenta un desplazamiento horizontal de ~ 1.0 m (Figura 6b), manteniéndose constante hasta ~ 79 s (Figura

6c), donde la penetración del cajón se hace visualmente evidente (Figura 5c). El flujo de infiltración se mantiene relativamente constante debido a que el cajón comienza a experimentar pequeñas penetraciones en la banqueta mucho antes que estas se conviertan en visibles, admitiendo el flujo de infiltración sostenido al pie interior de este. A los 80 s, el cajón incrementa su desplazamiento (Figura 6b) debido a su asentamiento en la banqueta (aparente volcamiento), tiempo para el cual el flujo de infiltración sostenido disminuye (Figura 6c), probablemente debido a la excesiva penetración del pie interior del cajón que obstruye el paso de la infiltración.

Evidencia del efecto sostenido del flujo de infiltración forzoso: La Figura 8 muestra correlaciones entre el flujo de infiltración al pie interior, el desplazamiento del cajón y la presión de poro bajo el pie interior de la banqueta. Desde la Figura 8a se desprende que el flujo de infiltración al pie del cajón aumenta rápidamente para desplazamientos inferiores a ~ 0.1 m, manteniéndose relativamente invariante hasta que el cajón alcanza un desplazamiento de ~ 0.4 m, luego disminuye y aumenta hasta alcanzar una segunda meseta estable. Por lo tanto, evidenciando el efecto sostenido del flujo de infiltración forzoso asociado a la falla por capacidad de soporte y caracterizada por asentamiento y desestabilización del cajón. Adicionalmente, de la Figura 8b se infiere que la presión de poro es mínima para los mismos intervalos de desplazamiento en que se registra el flujo de infiltración estable (Figura 8a), lo que sugiere una relación inversa entre ambas variables. Dicho esto, la Figura 8c muestra que, en términos generales, a medida que el flujo de infiltración aumenta, la presión de poro disminuye bajo el pie interior del cajón. Sin embargo, existe dispersión en la curva de correlación, probablemente debido a los efectos locales de aumento de la presión de poro.

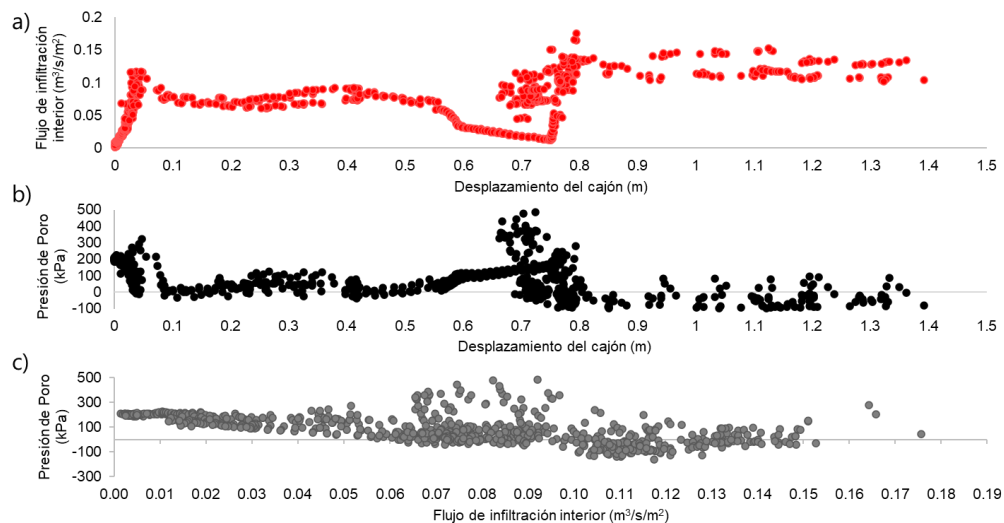


Figura 8. Relación entre variables de control de fallo por capacidad de soporte. a) Flujo de infiltración y desplazamiento del cajón, b) presión de poro bajo el pie interior y el desplazamiento del cajón y c) correlación entre la presión de poro y flujo de infiltración al pie interior del cajón.

De acuerdo a la formulación de Biot (1941), las tensiones experimentadas en el suelo son parcialmente soportadas por el esqueleto granular y el agua contenida en los poros. Por lo tanto, cuando el agua es expulsada a una tasa constante (sostenida), el suelo experimenta asentamientos graduales, conocidos con el nombre de consolidación. Estos disminuyen la presión de confinamiento y, por lo tanto, la resistencia al corte (Takahashi et al., 2014). Similarmente, cuando el flujo de infiltración sostenido (Figura 8a) actúa sobre la banqueta, la presión de poro es

minimizada, admitiendo asentamientos locales al pie interior del cajón, que conducen a su penetración y desestabilización por pérdida de la capacidad de soporte.

5. CONCLUSIÓN

Esta investigación presenta dos modos de falla del cajón del molo de Valparaíso mediante una metodología que incluye un módulo hidrodinámico de tipo Euleriano y un módulo geotécnico-estructural de elementos finitos con enfoque Lagrangiano que resuelve grandes desplazamientos en base a un algoritmo de contacto en la interfase cajón-banqueta. El primer modo de fallo, controlado por desplazamiento, se caracteriza por el deslizamiento horizontal del cajón, inducido por la fuerza hidráulica en la pared exterior del cajón y el momentum. Esto en combinación al flujo de infiltración, genera una pérdida progresiva del contacto efectivo en la interfase, reduciendo la fricción disponible y provocando finalmente el volcamiento del cajón. El segundo modo de falla, de tipo geotécnico-local, corresponde a la pérdida de capacidad de soporte al pie interior del cajón, causado por el flujo de infiltración sostenido. Este modo de fallo se asocia a un asentamiento local de la banquetta, permitiendo la penetración parcial del pie interior del cajón. Estos resultados confirman que es clave considerar tanto las acciones hidráulicas como los efectos internos y sostenidos en la banquetta para prevenir fallas en la infraestructura portuaria.

La metodología empleada para caracterizar los modos de falla asociados al desplazamiento del cajón y al asentamiento en su base demuestra un alto potencial de aplicación en la generación de árboles o matrices de fallas inducidas por fenómenos hidráulicos, geotécnicos y estructurales, considerando distintas combinaciones de velocidad y elevación de la superficie libre. En futuras etapas del estudio, se plantea evaluar la sensibilidad de la respuesta estructural frente a variaciones en parámetros clave del modelo, tales como el coeficiente de fricción, tensión de fluencia, densidad, permeabilidad y coeficientes de fuerza inercial y de arrastre. Además, se hace necesaria la validación de distintos algoritmos de contacto en la interfase cajón-banqueta, basados en leyes de fricción alternativas, con el fin de extender su aplicabilidad al modelado de rompeolas conformados por bloques gravitacionales. Este estudio establece, por tanto, una base para el desarrollo de soluciones estructurales futuras en el molo de abrigo del puerto de Valparaíso, en el marco de su próxima concesión portuaria a partir del año 2030.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece el financiamiento brindado por la ANID a través de CIGIDEN, ANID/FONDAP 2023/1523A0009. Además, se agradece la colaboración de la Empresa Portuaria de Valparaíso, la Armada de Chile, JICA y el laboratorio de ingeniería costera de la Universidad de Chuo, Japón, respectivamente, en el levantamiento de antecedentes históricos, visitas a terreno, asistencia técnica y modelamiento numérico. Extendemos nuestra gratitud al Science Museum Group, que a través de Helen Rayner e Ignacio Aravena proporcionaron los registros y planos originales de diseño del proyecto de mejoramiento del puerto de Valparaíso donados por la empresa Pearson PCL.

REFERENCIAS

ADINA. (2021). Automatic dynamic incremental nonlinear analysis. Theory and modeling guide - Volume I: Solids & Structures.

- Arikawa, T., Chida, Y., Seki, K., Takagawa, T., & Shimosako, K. (2019). Development and applicability of multiscale multiphysics integrated simulator for tsunami. *Disaster Research*, 14(2), 225-234.
- Arikawa, T., Sato, M., Shimosako, K.-i., Tomita, T., Tatsumi, D., Gyeong-Seon, Y., & Takahashi, K. (2012). Investigation of the Mechanism of Kamaishi Breakwater due to Tsunami -Initial Report Focusing on Hydraulic Characteristic. Port and Airport Research Institute of Japan.
- Arikawa, T., Takahashi, K., Suzuki, K., Kihara, N., Okamoto, D., & Mitsui, J. (2021). Applicability of the numerical simulation of the impulsive wave pressure of solitary waves. *Journal of Disaster Research*, 16(8), 1286-1297.
- ASCE. (2013). Chile Earthquake of 2010: Lifeline Performance. In E. I. Engineering.
- Bathe, K.-J. (1996). *Finite Element Procedures*. New Jersey: Prentice Hall, Inc.
- Biot, M. A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *Applied Physics*, 12, 155-164. doi:10.1063/1.1712886
- CADMAS-STR. (2025). CADMAS-STR Program Description.
- Carvajal, M., Cisternas, M., & Catalán, P. (2017). Source of the 1730 Chilean earthquake from historical records: Implications for the future tsunami hazard on the coast of Metropolitan Chile. *J. Geophys. Res. Solid Earth*, 3648-3660.
- CDIT. (2022). Coastal development institute of technology. Research and development of the CADMAS - SURF/3D numerical wave flume (pp. 216 - 220). Tokyo: Coastal technology library, No. 39.
- Comisión de Puertos. (1911). *Proyecto de Mejoramiento del Puerto de Valparaíso*. Santiago: Imprenta Universitaria.
- Directemar, Armada de Chile. (2024). *Boletín estadístico Marítimo*. Valparaíso: Armada de Chile.
- Fukui, Y., Shirako, H., Nakamura, M., & Sasaki, Y. (1962). Research on tsunami (II): The impact of the tsunami on the embankment. 9th Coastal engineering lecture collection.
- GHD. (2021). Estudio de análisis de aguas abrigadas puerto Valparaíso - Informe fase B.
- JICA. (1986). The study on the development plan of the ports of Valparaíso and San Antonio in the Republic of Chile. Tokyo: Japan International Cooperation Agency.
- Lira, J. (1963). *Obras marítimas*. Santiago: Editorial universitaria.
- Montessus de Ballore, F. (1914). *Historia Sísmica de los Andes Meridionales al Sur del Paradero XVI, Cuarta parte*. Santiago: Imprenta Cervantes.
- Sakakiyama, T., & Kajima, R. (1990). Scale effect of wave force on armor units. *Proceeding of 22nd Conference on Coastal Engineering* (pp. 1716-1729).
- Science Museum Group. (2025). Science Museum Library and Archives. Retrieved from <https://archives.sciencemuseumgroup.ac.uk/Details/archivescience/110000005>
- Stanton, W., & Clercq, A. (1932). The Improvement of the Port of Valparaíso and Extension of the Breakwater. *Minutes of the Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, (pp. 199-219).
- Takahashi, H., Sassa, S., Morikawa, Y., Takano, D., & Maruyama, K. (2014). Stability of caisson-type breakwater foundation under tsunami-induced seepage.
- Universidad de Chile. (2019). *Informe etapa 3: Evaluación de estabilidad estructural y sísmica*. Santiago: Dirección de Obras Portuarias.
- Walsh, A., & Staton, W. (1922). The Improvement of the Port of Valparaíso. *Minutes of the Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 2014, pp. 3-25.