

## Desempeño de edificios de acero con masas de agua en movimiento concentradas en azotea, durante sismos intensos

### Performance evaluation of steel buildings with roof concentrated water masses during intense earthquakes

Christian Medina-Robalino<sup>1</sup>; Santiago Medina-Robalino<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Santiago - Chile, christian.medina@uchile.cl

<sup>2</sup>Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Ambato - Ecuador, wsmedina@uta.edu.ec

DOI: <http://dx.doi.org/10.31243/id.v15.2022.1596>

#### Resumen

El análisis de masas de agua en movimiento ubicadas en la azotea de edificaciones es un tema relevante en la ingeniería estructural, pues a menudo son causantes de daños severos durante eventos sísmicos intensos. Usualmente, este efecto es ignorado en el diseño sismorresistente. En el presente estudio, se abordó este problema a través del análisis dinámico no lineal (ADNL) de una estructura de marcos de acero de 15 pisos, sometida a un set de 7 registros de sismos de subducción chilenos escalados al espectro de diseño de NCh433. La edificación se representó mediante un modelo numérico bidimensional en el software OpenSEES, mientras que se utilizó el modelo desarrollado por Housner y la norma ACI350.3 a fin de representar el comportamiento hidrostático e hidrodinámico del agua en reposo y en movimiento respectivamente. Los resultados obtenidos muestran que además de modificarse los parámetros modales, el efecto del oleaje incrementa la demanda aceleración máxima de techo en un 30% y en un 10% los máximos desplazamientos y derivas de piso. Asimismo, la deformación residual obtenida al final del evento se incrementa considerablemente (63%), alcanzándose un mayor grado de daño estructural reflejado en la incursión inelástica de los elementos.

**Palabras clave:** *Análisis dinámico no lineal, desempeño sísmico, estructuras de acero, hidrodinámica en tanques.*

#### Abstract

The analysis of moving water masses located on the roof of buildings is a relevant topic in structural engineering since they often cause severe damage during intense seismic events. Usually, this effect is ignored in seismic design. This paper addresses the problem through the nonlinear dynamic analysis (NLRHA) of a 15-story steel frame structure subjected to a set of 7 Chilean subduction earthquake records scaled to the NCh433 design spectrum. The building was represented by a two-dimensional numerical model in OpenSEES software, while the model developed by Housner and the ACI350.3 standard were used to represent the hydrostatic and hydrodynamic behavior of water at rest and in motion, respectively. The results show that besides modifying the modal parameters, the effect of waves increases the maximum roof acceleration demand by 30% and the maximum displacements and floor drifts by 10%. Moreover, the residual deformation at the end of the event increases considerably (63%), reaching a higher degree of structural damage reflected in the inelastic behavior of the elements.

**Keywords:** *Nonlinear dynamic analysis, seismic performance, steel structures, tank hydrodynamics.*

## Introducción

El suministro de agua en edificaciones de mediana y gran altura es un tema que, por lo general, se aborda con la presencia de grandes tanques contenedores que en ocasiones son colocados en la azotea, para aprovechar la presión por gravedad y disminuir el consumo energético por bombas hidrostáticas (Souza & Kalbusch, 2017). Adicionalmente, la construcción de piscinas en la última planta de este tipo de estructuras es una tendencia creciente, adoptada con el fin de dar valor agregado a las edificaciones residenciales (Domene & Saurí, 2006).

El problema que surge con la alta concentración de masa de agua en uno de los niveles de la edificación es que se modifica su comportamiento dinámico, por lo que la demanda de aceleraciones durante eventos sísmicos tiende a crecer, aumentando la probabilidad de fallos estructurales y no estructurales. Este problema se agrava a medida que la concentración de masa se ubica a mayor altura (Organización Panamericana de la Salud, 2004). La Figura 1 muestra los daños en un hospital causados por la presencia de un estanque de agua en el techo.

**Figura 1.** *Daños estructurales en un hospital causados por estanques de agua en el techo (Organización Panamericana de la Salud, 2004).*



A menudo, este efecto dinámico del agua es ignorado en el diseño, en el que se considera a la masa de agua únicamente como una presión estática en las paredes del tanque. Este modelo simula los efectos localizados en los elementos estructurales más próximos, pero desprecia la influencia en el comportamiento global de la edificación (Rumipamba, 2021). En este sentido, una de las soluciones que se pueden plantear es la de aislar el tanque de agua de la estructura principal, lo que puede incurrir en un costo económico considerable, y en algunas ocasiones técnicamente inviable.

Sin embargo, una de las alternativas es la construcción de un modelo riguroso que incluya la interacción

agua – estructura y la consecuente amplificación de demandas en el diseño sismorresistente (Anchoeira, 2017). Esto se lo puede realizar mediante un modelo hidrodinámico masa – resorte que simule el efecto del oleaje dentro del tanque contenedor de líquido.

Por otro lado, en la práctica chilena es muy común encontrar piscinas en azoteas en edificios residenciales, y aunque la estructuración por tradición consiste en sistemas muy rígidos compuestos por sistemas de muros de hormigón armado (Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, 2017), existe también un porcentaje de estructuras de marcos destinadas a este uso. Este trabajo se enfoca en este último sistema estructural.

Por esta razón, la presente investigación toma relevancia al abordar el problema con el fin de disminuir la incertidumbre en la respuesta de este tipo de estructuras y mejorar su seguridad al momento de diseñarlas. Para esto, se realiza un análisis comparativo de la respuesta de una edificación de marcos de acero estructural de 15 pisos, considerando un modelo hidrostático en el que la presión del agua se aplica únicamente a las paredes del tanque y un modelo hidrodinámico en el que el agua se modela como una masa en movimiento. Estos modelos se someten a un set de 7 registros de sismos chilenos subductivos escalados al espectro de diseño NCh433 (NCh433: Diseño Sísmico de Edificios, 2012) y se evalúa su desempeño sísmico en función de las aceleraciones, velocidades, desplazamientos y mecanismo de colapso registrados.

## Metodología

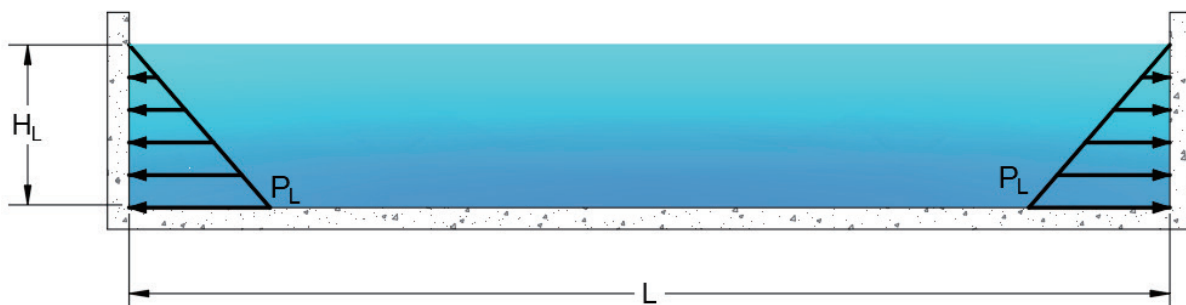
### Modelo hidrostático

Este modelo considera que el agua ejerce una presión interior normal a las paredes del depósito que la contiene, la cual aumenta linealmente conforme aumenta su altura. Es así como, la presión  $P_L$  está definida únicamente por el peso específico  $\gamma_L$  y la altura de agua  $H_L$ .

$$P_L = \gamma_L H_L \quad (1)$$

En el caso de estudio se considera que en la azotea de la estructura existe un depósito de agua cuyas dimensiones son 10x5x1.5m que reflejan el tamaño promedio de una piscina y que equivale aproximadamente al 3.5% del peso de la estructura. La Figura 2 muestra las presiones consideradas en el modelo

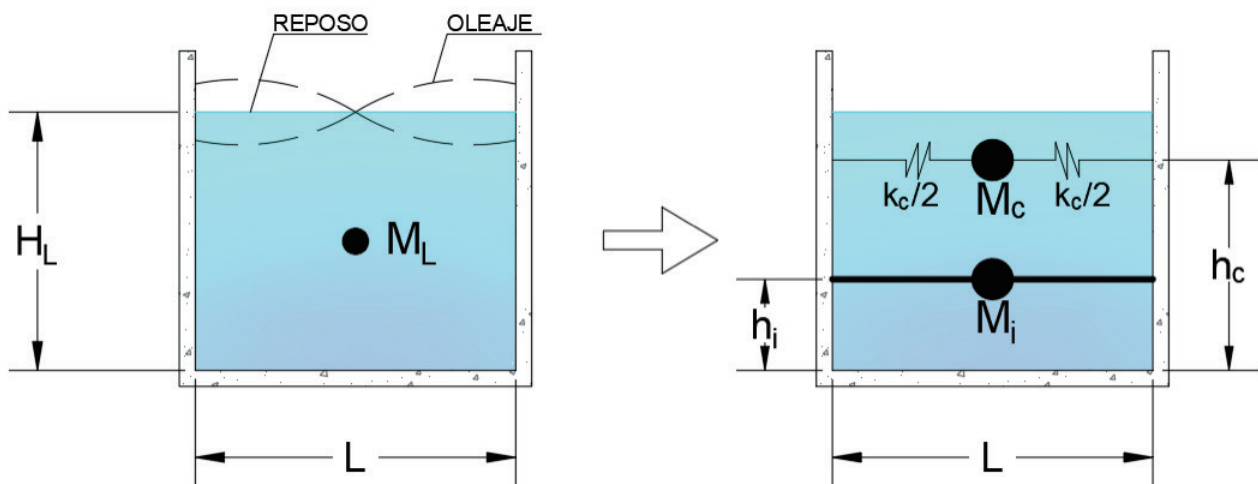
Figura 2. Modelo hidrostático del agua.



### Modelo hidrodinámico

El modelo del comportamiento hidrodinámico se lo considera de acuerdo con la propuesta realizada por (Housner, 1957), que plantea que para un tanque rectangular de largo  $L$  y altura de agua  $H_L$ , la masa total de agua  $M_L$  se puede descomponer en una masa impulsiva  $M_i$  conectada rígidamente a las paredes del tanque a una altura  $h_i$ , más una masa convectiva  $M_c$  conectada a las paredes del tanque mediante resortes de rigidez  $k_c$  a una altura  $h_c$ . Esta última representa la masa de agua en movimiento que simula el oleaje dentro del tanque debido a acciones dinámicas (Newmark & Rosenblueth, 1982). La Figura 3 muestra el esquema del modelo.

Figura 3. Modelo hidrodinámico del agua.



Cabe mencionar, que este modelo ha sido adoptado por la normativa ACI 350.03-06 para el diseño sísmico de estructuras contenedoras de líquidos (American Concrete Institute, 2006), donde los parámetros del modelo se definen mediante las ecuaciones mostradas a continuación:

$$M_i = \frac{\tanh \tanh \left[ 0.866 \left( \frac{L}{H_L} \right) \right]}{0.866 \left( \frac{L}{H_L} \right)} W_L \quad (2)$$

$$M_c = 0.264 \left( \frac{L}{H_L} \right) \tanh \tanh \left[ 3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \right] W_L \quad (3)$$

$$h_i = 0.375 H_L \quad (4)$$

$$h_c = \left[ 1 - \frac{\cosh \cosh \left[ 3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \right] - 1}{3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \sinh \sinh \left[ 3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \right]} \right] H_L \quad (5)$$

$$\lambda = \sqrt{3.16 g \tanh \tanh \left[ 3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \right]} \quad (6)$$

$$k_c = \frac{\lambda^2}{L} M_c \quad (7)$$

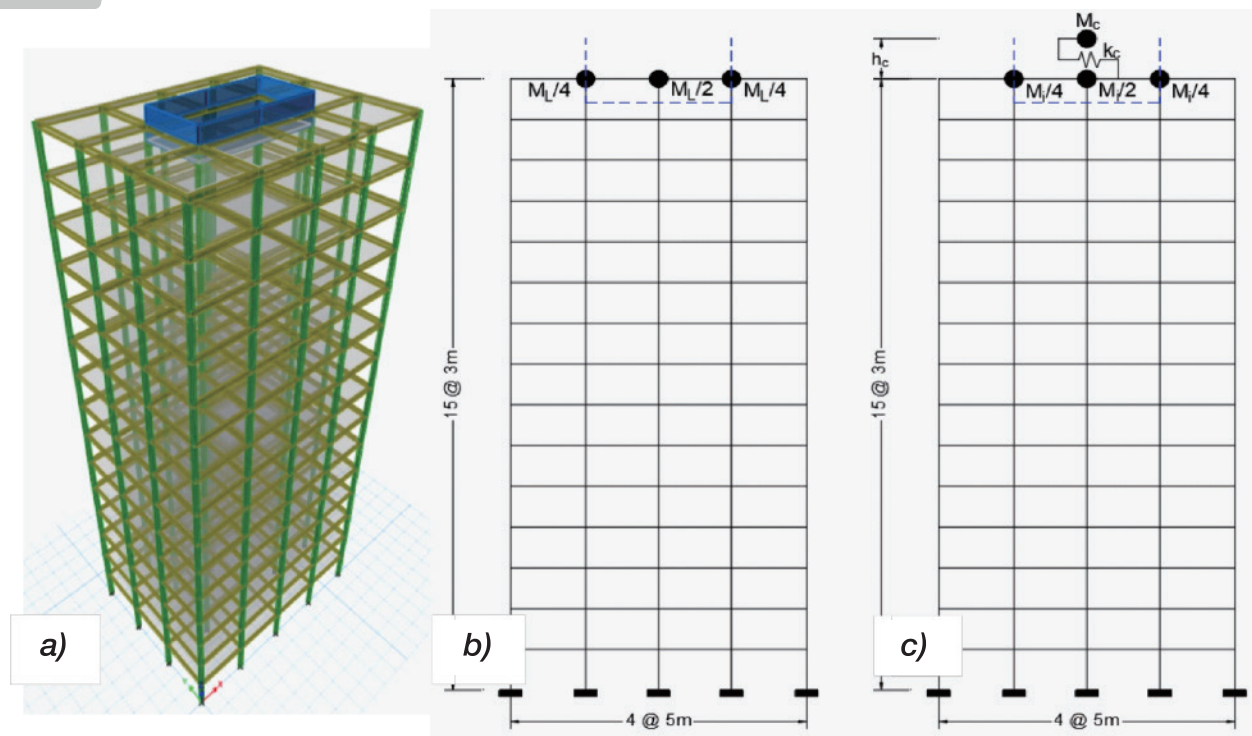
## Modelo estructural

En la modelación numérica se emplea el software académico de uso libre OpenSEES (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2021), en el que se construye un sistema estructural bidimensional de marcos de acero a partir de elementos tipo viga – columna Bernoulli. El modelo base corresponde a una edificación de uso residencial de 15 pisos, situada sobre un suelo de rigidez media en la zona 3 de amenaza sísmica en territorio chileno. La estructura ha sido dimensionada de manera que se cumplan con los desplazamientos máximos permitidos por (NCh433: Diseño Sísmico de Edificios, 2012) para el sismo de diseño.

En cuanto a la condición de apoyo tanque – estructura, se considera que parte de los elementos de la edificación dan forma al tanque por lo que la interacción es a manera de un empotramiento y la transferencia de esfuerzos es total (Veletsos & Shivakumar, 1991).

En tal sentido, para modelo hidrostático, el 100% de la masa de agua  $M_L$  se asigna directamente a los nodos más cercanos proporcionalmente a su área tributaria, y de igual forma en el modelo hidrodinámico se aplica el mismo criterio para la masa impulsiva  $M_i$ . Para la masa convectiva  $M_c$  se crea un nodo adicional ubicado en el centroide del tanque a una altura  $h_c$ , el cual se conecta a la estructura mediante un resorte lineal de rigidez  $k_c$  que actúa en la horizontal. La Figura 5 ilustra el modelo estructural empleado.

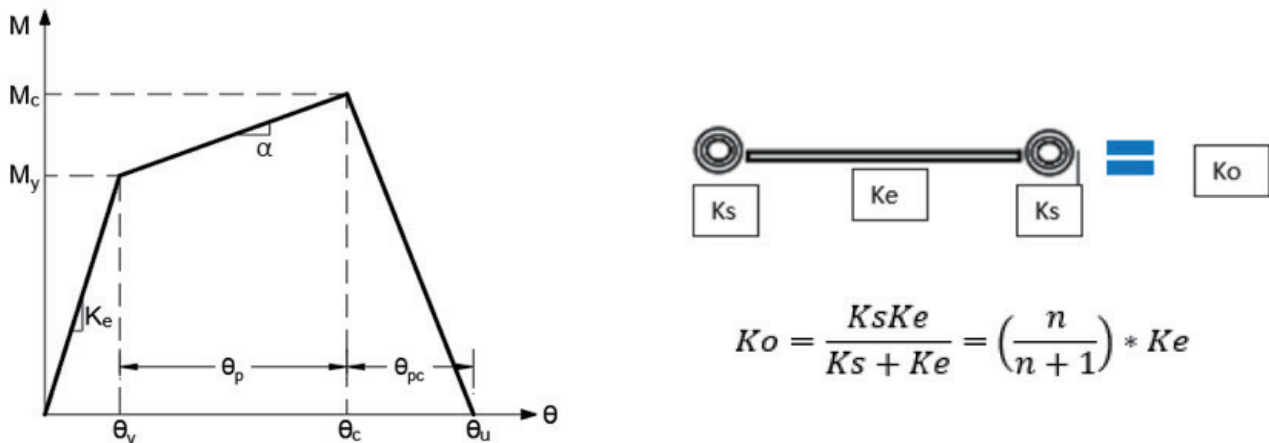
Figura 4. Estructura de acero 15 pisos: a) representación 3D b) modelo hidrostático c) modelo hidrodinámico.



Para todos los modelos, cada elemento viga – columna se compone de un segmento lineal elástico central provisto de resortes rotacionales en los extremos conectados en serie, en los cuales se concentra la no linealidad del material (modelo de plastificación concentrada). La rigidez elástica de estos resortes se modifica de manera que la rigidez global de la estructura sea idéntica a la rigidez de un modelo completamente elástico (Ibarra & Krawinkler, 2005). De igual manera, al modificarse la rigidez elástica del

resorte, se modifica el factor de rigidez post fluencia  $\alpha$  con el fin de obtener la respuesta elástica esperada (Ibarra et al., 2005). La Figura 5 ilustra lo descrito.

**Figura 5.** Modelo de plastificación concentrada para elementos viga-columna de acero.



Los límites de deformación y criterios de aceptación se toman de los recomendados por (ASCE 41: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 2017) para secciones de acero tipo I laminadas al calor, y recomendaciones adicionales de modelación (Bech et al., 2017). Se emplea un amortiguamiento tipo Rayleigh del 2.5% anclado al primer modo de vibración y al modo en el que se acumula al menos el 90% de participación de masa modal. Este se descompone en amortiguamiento proporcional a la masa asignado a todos los nodos que tienen masa y en amortiguamiento proporcional a la rigidez asignado únicamente al segmento elástico de los elementos; esto evita la generación de fuerzas amortiguadoras irreales dadas por el cambio brusco de rigidez en los resortes rotacionales (Zareian & Medina, 2010). Las ecuaciones 8 y 9 definen la modificación realizada para la asignación del amortiguamiento.

$$C = a_0 M + \beta' K_t \quad (8)$$

$$\beta' = \frac{1+n}{n} \beta \quad (9)$$

### Selección y escalamiento de registros sísmicos

El desempeño sísmico de cada modelo se lo evalúa mediante análisis dinámico no lineal a partir de un set de 7 pares de registros sísmicos chilenos de subducción interfase. Se seleccionan parte de los eventos sísmicos más representativos de Chile con magnitudes que oscilan entre Mw 7.6 – 8.8, cuyos registros se obtienen de la base de datos del (Centro Sismológico Nacional, 2021), y en lo posible de las estaciones más próximas al epicentro consistentes con el suelo considerado, a fin de que la forma espectral coincida con la del espectro objetivo. La Tabla 1 muestra las características de los eventos seleccionados.

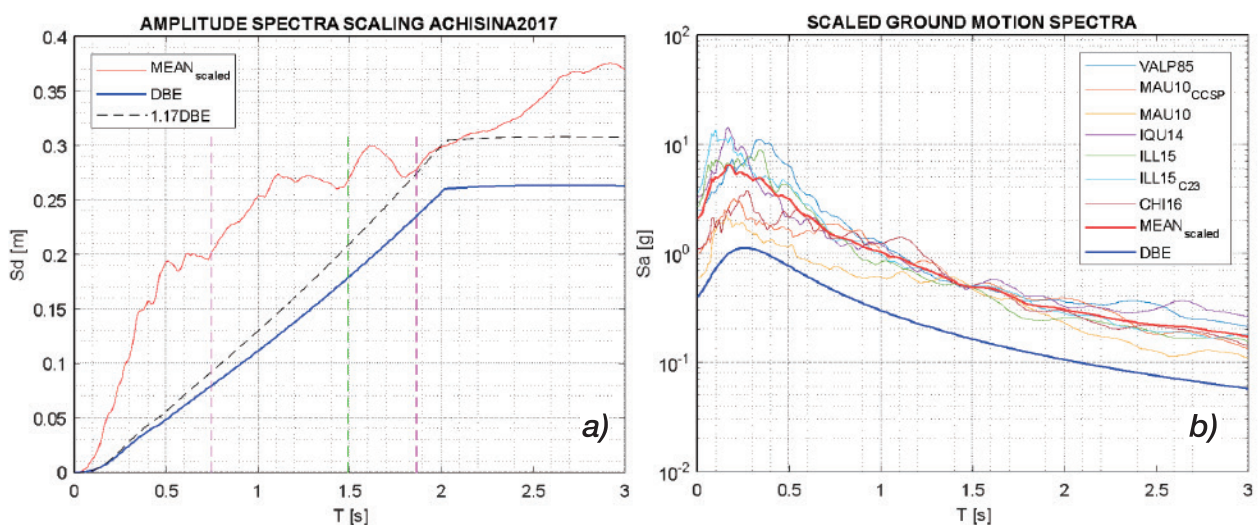
**Tabla 1. Eventos sísmicos seleccionados**

Registro	Evento	Fecha	Mw	Estación	Fs [Hz]	Dirección	PGA [g]
Reg1	Valparaíso	03-03-85	8.0	ISI	200	EW	0.7197
Reg2	Maule	27-02-10	8.8	CCSP	100	NS	0.6585
Reg3	Maule	27-02-10	8.8	CURI	100	EW	0.4796
Reg4	Iquique	01-04-14	8.2	T03A	200	NS	0.6055
Reg5	Illapel	16-09-15	8.4	C11O	200	EW	0.8309
Reg6	Illapel	16-09-15	8.4	C23O	200	NS	0.7263
Reg7	Chiloé	25-12-16	7.6	GO07	100	NS	0.3521

Se realiza un escalamiento de la amplitud de acuerdo con los requerimientos estipulados por la (Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, 2017), que establece que los registros se deben modificar de manera tal, que el promedio de los espectros de desplazamientos combinados con la sumatoria de la raíz de los cuadrados de las componentes para todos los pares de registros no resulte menor que 1.17 veces el espectro elástico de desplazamientos de la norma (NCh433: Diseño Sísmico de Edificios, 2012), para una fracción del 5% de amortiguamiento y en un rango de períodos comprendido entre  $0.5T$  y  $1.25T$ ; siendo  $T$  el período fundamental de la estructura en cada dirección principal.

Los factores de escala encontrados oscilan entre 0.99 – 3.78, que se encuentran dentro del rango de 0.25 – 4 recomendado por (ASCE 7: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, 2017), para considerar que el registro representa la amenaza sísmica de la zona. La figura 6 muestra los espectros de los registros escalados.

**Figura 6. Registros escalados: a) espectros de desplazamientos b) espectros de aceleraciones**



Con fines del análisis comparativo, se considera la media de las respuestas máximas obtenidas para cada registro.

## Resultados y Discusión

### Parámetros modales

En la

Tabla 2 se observa que los parámetros modales de la estructura se modifican al considerar el modelo hidrodinámico. Es así como, el primer período en este modelo corresponde al movimiento del agua y a partir del 2do en adelante corresponden a los períodos estructurales. El período fundamental pasa de 1.54s en el modelo hidrostático a 1.49s en el modelo hidrodinámico, lo que se debe a que en este último la masa de agua se particiona en una porción que permanece estática (impulsiva) y una porción en movimiento (convectiva), mientras en el modelo hidrostático el 100% de la masa permanece estática.

En cuanto a la participación de masa modal, esta es similar en ambos casos, destacándose que en el primer modo de vibración la masa modal corresponde al agua en movimiento únicamente.

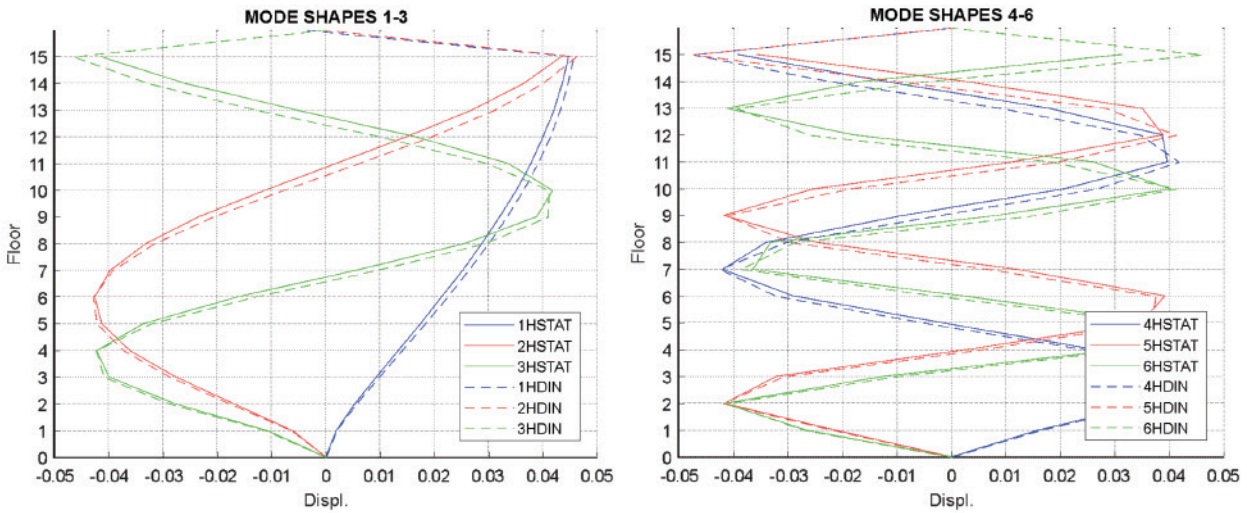
**Tabla 2.** Parámetros modales de la estructura

MODO	PERÍODO		%MASA MODAL DESPLAZADA	
	HSTAT	HDIN	HSTAT	HDIN
1	1.5378	5.3909	0.7838	0.0350
2	0.4934	1.4849	0.8922	0.7905
3	0.2747	0.4779	0.9296	0.8953
4	0.1848	0.2664	0.9503	0.9316
5	0.1342	0.1793	0.9637	0.9518
6	0.1024	0.1305	0.9733	0.9648
7	0.0808	0.0999	0.9805	0.9741
8	0.0656	0.0791	0.9861	0.9811
9	0.0546	0.0645	0.9904	0.9864
10	0.0476	0.0539	0.9904	0.9906

Al analizar las formas modales, se observa que en general son similares, pero el desplazamiento modal de todos los pisos se incrementa al considerar el modelo hidrodinámico; siendo mayor el efecto en el último piso donde se encuentra la masa de agua. Este efecto es más notorio en los modos de vibración superiores, encontrándose un aumento del 2% en el primer modo y hasta del 46% en el sexto modo (Figura 7. Formas modales de la estructura Figura 7).



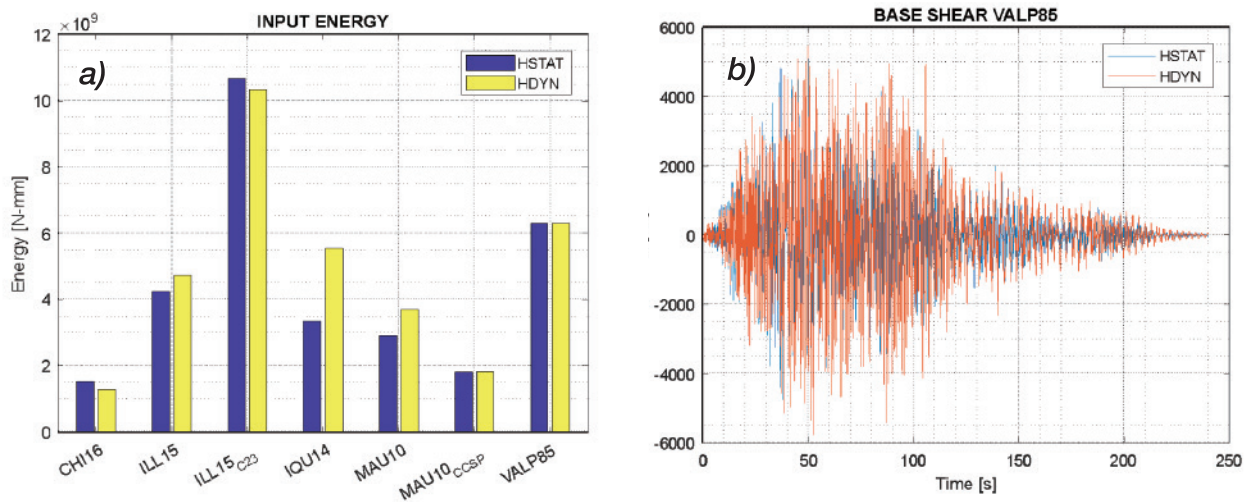
Figura 7. Formas modales de la estructura



### Respuesta Estructural

Al verse modificados los parámetros modales de la estructura, se modifica también su respuesta ante los eventos sísmicos considerados. En este sentido, para la mayoría de los registros el input de energía es mayor al considerarse el modelo hidrodinámico, lo que produce que el corte en la base se incremente en un máximo del 12%. La Figura 8 muestra la energía que ingresa a la estructura para todos los registros y la historia de demanda de corte basal para el sismo de Valparaíso de 1985.

Figura 8. Respuesta estructural: a) Energía que ingresa a la estructura b) historia de corte basal sismo Valparaíso 1985

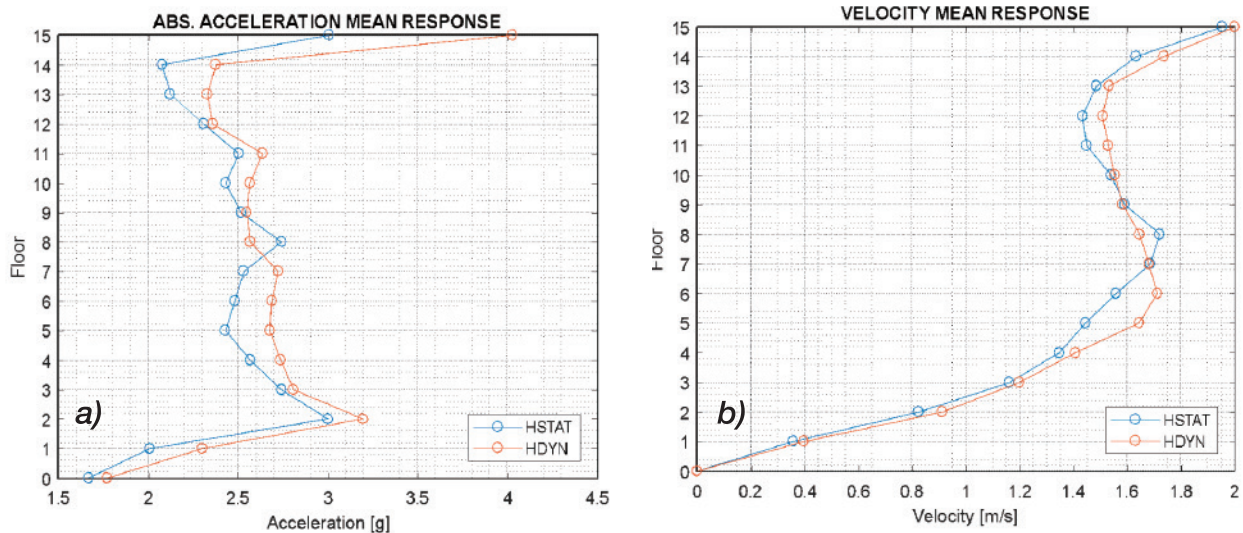


Por otro lado, considerando el efecto del oleaje la media de la demanda de aceleraciones se incrementa considerablemente en todos los pisos, alcanzando un máximo del 34% a nivel del techo, lo cual incrementa las fuerzas sísmicas y con ello el daño en elementos estructurales.

Asimismo, la demanda de velocidades de piso crece en un máximo del 14% en pisos intermedios y del 6%

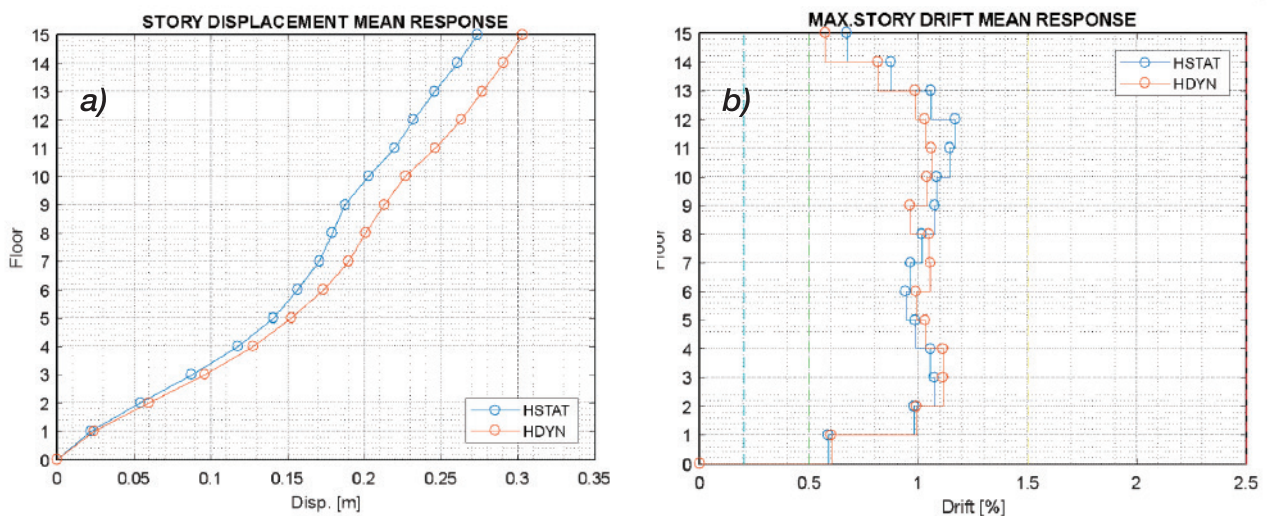
en pisos superiores. Este indicador está directamente relacionado con el daño localizado de componentes estructurales y no estructurales (Muin & Mosalam, 2017) (ver Figura 9).

**Figura 9.** Respuesta estructural: a) Media de aceleraciones máximas de piso b) media de velocidades máximas de piso



En cuanto a los desplazamientos máximos registrados, estos aumentan en un máximo del 10% a nivel de techo en el modelo hidrodinámico, pese a que el modelo hidrostático considera mayor cantidad de masa anclada a la estructura. Por otro lado, al analizar las derivas de piso se observa que la media máxima alcanza un 1.2%, lo que sitúa a la estructura en un nivel de desempeño de seguridad de vida acorde con los límites de deformación definidos por el comité VISION 2000 (VISION SEAOC, 1995). La Figura 10 ilustra lo comentado.

**Figura 10.** Respuesta estructural: a) Media de desplazamientos máximos de piso b) media de derivas máximas de piso

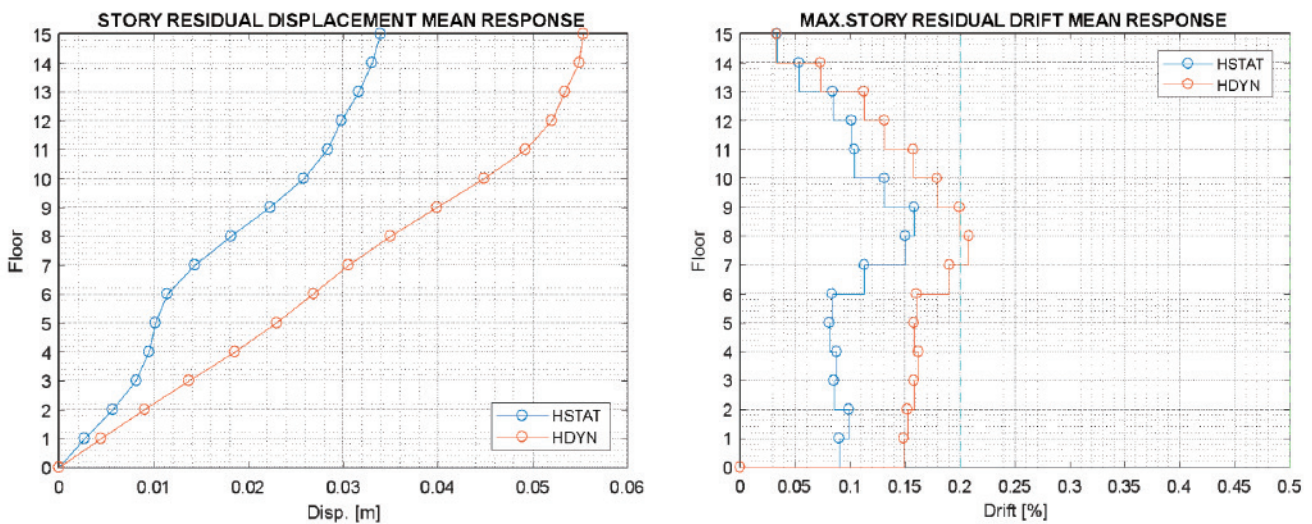


Uno de los indicadores de mayor relevancia del nivel de daño alcanzado, es la deformación residual. Para alcanzar un nivel completamente operacional, se estima que la deriva residual debe ser menor al 0.2%,

mientras que, la reparación y realineamiento de la estructura no es práctica ni económicamente viable si este indicador excede un valor de 0.5% (FEMA P-58: Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 - Methodology, 2018).

Para el caso de estudio, se obtiene un desplazamiento residual medio de 3.39cm para el modelo hidrostático frente a los 5.53cm estimados en el modelo hidrodinámico, esto significa un aumento del 63% lo que refleja la deficiencia del modelo hidrostático en la estimación de la respuesta. De igual manera, la deriva residual refleja un cambio en la estimación del nivel de desempeño alcanzado (Figura 11).

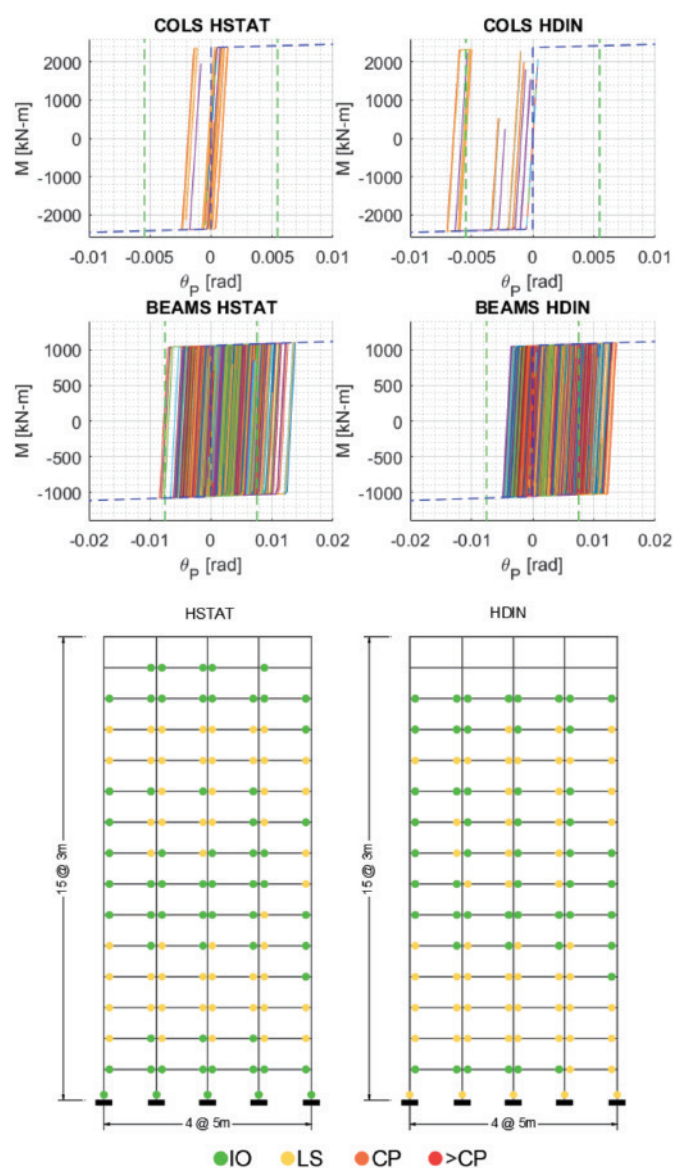
**Figura 11.** Respuesta estructural: a) Media de desplazamientos residuales máximos de piso b) media de derivas residuales máximas de piso



El incremento observado en las demandas hace que la incursión inelástica, y por ende la energía disipada por fluencia de los elementos EY se incremente en promedio un 34%. En tal sentido, el daño en los elementos estructurales estimado con el modelo hidrodinámico es mayor. La Figura 12 muestra los diagramas momento – rotación plástica de vigas y columnas demandadas por el sismo de Valparaíso de 1985, y su ubicación dentro de la estructura.

En el modelo hidrostático se aprecia que la base de las columnas del primer piso no supera un estado de daño de ocupación inmediata, desarrollando una rotación máxima de 0.002. El daño en las vigas se concentra en los pisos inferiores 3, 4, y en los superiores 11, 12. Al considerarse el efecto del oleaje el estado de daño en la base de las columnas es significativamente mayor, alcanzándose una rotación máxima de 0.007 que es 3 veces mayor a la estimada mediante el modelo hidrostático. Esto produce que el daño en vigas se concentre en los pisos inferiores 2-4 y se distribuya en altura alcanzando un estado de daño considerable en el piso 11. No se observa daño en el piso 14 a diferencia del modelo hidrostático.

Figura 12. Nivel de daño estimado en los elementos estructurales: Sismo de Valparaíso 1985



## Conclusiones

En la presente investigación se aborda el efecto del oleaje dentro un tanque contenedor de agua sobre la azotea de una estructura de marcos de acero y cómo influye en su desempeño estructural. Para esto, se realiza un análisis no lineal de historia de respuesta considerando a la masa de agua en reposo (modelo hidrostático) y en movimiento (modelo hidrodinámico).

Al considerarse el efecto del oleaje los parámetros modales de la estructura se modifican, lo que genera un aumento significativo en las demandas de fuerza y la respuesta estructural en aceleraciones velocidades y desplazamientos.

Uno de los indicadores de mayor relevancia es la deformación residual, pues es dirimente al momento de decidir si la estructura es técnica y económicamente reparable. Esta puede ser subestimada en gran

medida si se desprecia el efecto del oleaje, lo que conlleva a una estimación errónea del grado de daño de la estructura.

En este sentido, al considerarse este fenómeno en el análisis, la incursión inelástica de los elementos es significativamente mayor, especialmente en la base de las columnas que puede incrementarse hasta en 3 veces.

Finalmente, ante la presencia de tanques contenedores de líquidos interactuando con estructuras de edificación, ignorar el efecto del líquido en movimiento no es una opción, pues resulta en la subestimación de la respuesta estructural y posterior subdimensionamiento de los elementos. Por esta razón, realizar el diseño en base a un análisis modal espectral no es suficiente y el análisis lineal de historia de respuesta parece ser la mejor opción.

## Bibliografía

- American Concrete Institute. (2006). ACI 350.03: Seismic design of liquid-containing concrete structures and commentary.
- ASCE 7: Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, Pub. L. No. 7, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures 1 (2017). <https://doi.org/10.1061/9780784414248>
- ASCE 41: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Pub. L. No. 41, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 1 (2017).
- Anchoeira, E. (2017). Importancia de considerar modelos dinámicos de los tanques elevados en el análisis sísmico en edificaciones.
- Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica. (2017). Diseño Sísmico Basado en Desempeño: Vol. Noviembre. <http://www.achisina.cl/index.php/publicaciones/manuales-guias>
- Bech, D., Houston, J., & Tremayne, B. (2017). ASCE 41-17 Steel Column Modeling and Acceptance Criteria. Structures Congress 2017, 121–135.
- Centro Sismológico Nacional. (2021). Registro de Eventos Significativos. Universidad de Chile. <http://evtdb.csn.uchile.cl/>
- Domene, E., & Saurí, D. (2006). Urbanisation and water consumption: Influencing factors in the metropolitan region of Barcelona. Urban Studies, 43(9). <https://doi.org/10.1080/00420980600749969>
- FEMA P-58: Seismic performance assessment of buildings, volume 1 - methodology, 1 Fema P-58-1 340 (2018). <https://femap58.atcouncil.org/%0Ahttps://www.fema.gov/media-library/assets/documents/90380>
- Housner, G. W. (1957). Dynamic pressures on accelerated fluid containers. Bulletin of the Seismological Society of America, 47(1), 15–35. <https://doi.org/10.1785/bssa0470010015>
- Ibarra, L. F., & Krawinkler, H. (2005). Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations (Issue 152).
- Ibarra, L. F., Medina, R. A., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34(12), 1489–1511. <https://doi.org/10.1002/eqe.495>

- NCh433: Diseño Sísmico de Edificios, Pub. L. No. 433, 77 (2012).
- Muin, S., & Mosalam, K. M. (2017). Cumulative absolute velocity as a local damage indicator of instrumented structures. *Earthquake Spectra*, 33(2), 641–664. <https://doi.org/10.1193/090416EQS142M>
- Newmark, N., & Rosenblueth, E. (1982). *Fundamentos de ingeniería sísmica* (2nd ed.). Diana.
- Organización Panamericana de la Salud, O. (2004). *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud* (OPS, Ed.; 2nd ed.). <https://www.paho.org/disasters/?lang=es>
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2021). Open System for Earthquake Engineering Simulation (3.3.0). University of California at Berkeley. <https://opensees.berkeley.edu/>
- Rumipamba, V. (2021). Análisis del efecto hidrodinámico de líquidos en movimiento aplicado a edificios con piscinas en azoteas sometidos a sismos intensos.
- Souza, C. de, & Kalbusch, A. (2017). Estimation of water consumption in multifamily residential buildings. *Acta Scientiarum. Technology*, 39(2). <https://doi.org/10.4025/actascitechnol.v39i2.26100>
- Veletsos, A. S., & Shivakumar, P. (1991). Hydrodynamic effects in tanks with different conditions of support. *Third DOE Natural Phenomena Hazards Mitigation Conference*, 578–587.
- VISION SEAOC. (1995). *Performance based seismic engineering of buildings*. Structural Engineers Association of California.
- Zareian, F., & Medina, R. A. (2010). A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems. *Computers and Structures*, 88(1–2), 45–53. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2009.08.001>