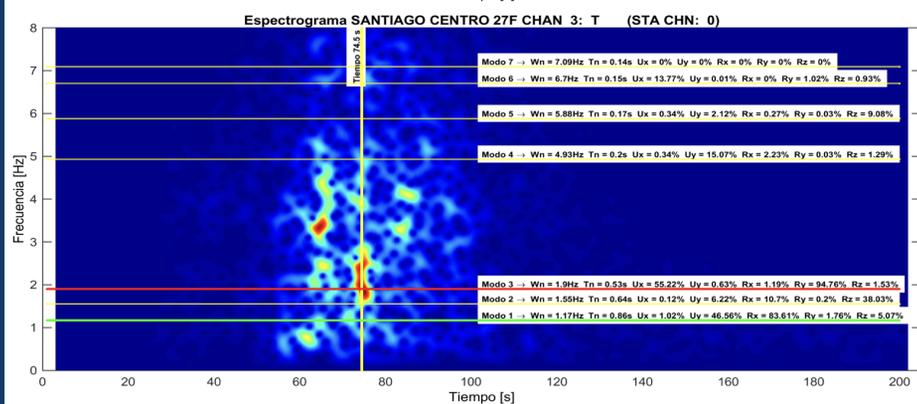
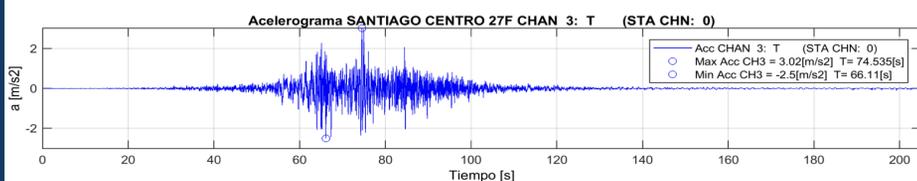




# OBRAS Y PROYECTOS

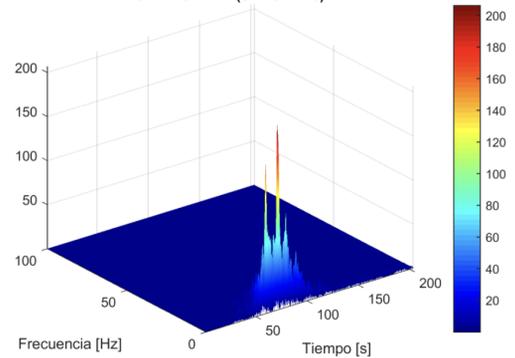
## REVISTA DE INGENIERÍA CIVIL

### UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN



## Transversal

**Espectrograma 3D Señal Santiago Centro 27F CHAN 3: T (STA CHN: 0)**



**Limitaciones del parámetro  $V_{530}$  para la predicción del movimiento fuerte**  
*Limitations of the  $V_{530}$  parameter for the prediction of strong motion*

F. Leyton

**La base de datos de movimiento fuerte del Centro Sismológico Nacional**

*The strongmotion database of the Centro Sismológico Nacional*

F. Leyton y B. García

**Variabilidad de resultados de la exploración geofísica de sitios usando métodos de ondas superficiales**

*Variability of results of geophysical exploration of sites using surface wave methods*

F. Leyton, G. Montalva, C. Pastén, F. Ruz, E. Sáez, O. Taiba y J. Tiznado

**Modelación computacional de deslizamientos de tierra masivos inducidos por sismos usando el Método del Punto Material**

*Computational modeling of earthquake-induced massive landslides using the Material Point Method*  
 L. Lemus, J. Rodríguez, V. Cáceres y D. Mery

**Estudio experimental en mesa vibradora de una estructura de madera de 3 pisos de entramado ligero con aisladores sísmicos friccionales resilientes a impacto**

*Experimental study on a shaking table of a 3-floor light-framed timber structure with impact-resilient frictional seismic isolators*

D. Quizanga, D. Valdivieso, J. Almazán, P. Guindos y D. López-García

**Diseño basado en desempeño de estanques de almacenamiento de fluido de pared delgada: una alternativa para cumplir con los requerimientos de la propuesta de norma pr-NCh2369**

*Performance-based design of thin-walled fluid storage tanks: an alternative to meet the requirements of the proposed standard pr-NCh2369*  
 J. Almazán, N. Tapia, J. Colombo y S. Reyes

**Análisis experimental de conexiones de momento viga-columna de racks de almacenamiento industrial**

*Experimental analysis of beam-column moment connections of industrial storage racks*  
 M. Sanhueza, N. Maureira y R. Valdez

**Análisis del daño en edificio de hormigón armado en Santiago durante el sismo del 27 de febrero del 2010**

*Damage analysis of a reinforced concrete building in Santiago during 27<sup>th</sup> February earthquake, 2010*  
 R. Cordero, G. Leiva y M. Baeza

**Evaluación comparativa mediante diseño basado en el desempeño de un edificio estructurado en base a muros**

*Comparative evaluation using performance-based design of a wall-structured building*  
 J. Vielma-Quintero, J. Carvallo y J. Vielma

**Análisis no lineal estático con empuje incremental para la evaluación del nivel de desempeño de una edificación típica habitacional de muros de hormigón armado**

*Static nonlinear analysis with incremental thrust for the evaluation of the performance level of a typical residential building with reinforced concrete walls*  
 R. Aguayo, J. Vielma y J. Carvallo



## Especialistas en Ingeniería Geotécnica aplicada:

- Estudios de mecánica de suelos y rocas
- Prospecciones geotécnicas (sondajes, calicatas)
- Ensayos geotécnicos in-situ (SPT, DMT, Carga)
- Geofísica superficial (ReMi, MASW, Nakamura)
- Caracterización geotécnica de suelos y rocas
- Evaluaciones de estabilidad de taludes
- Estudios de estabilidad física y modelación numérica de problemas geotécnicos
- Diseño de anclajes de terreno (pasivos, activos)
- Proyectos de soil nailing y sistemas de estabilización de taludes
- Control geotécnico de obras civiles y mineras
- Proyectos de entibaciones y socialzados (muro berlinés, pilas de hormigón, shotcrete)
- Proyectos de mejoramiento de suelos (micropilotes, columnas de grava, jet grouting, suelo-cemento)
- Proyectos de fundaciones superficiales, pilotes y muros de contención
- Inspección geotécnica de obras y recepción de sellos de fundación
- Optimización de proyectos de fundaciones especiales
- Evaluación geotécnica de túneles y obras subterráneas





# ONEGEOTECNIA

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ROCAS E INVESTIGACIÓN

## Ensayos Avanzados de Mecánica de Suelos, Mecánica de Rocas y Químicos para la Ingeniería Geotécnica

Acreditación INN, certificado LE 1139 según norma NCh-ISO/IEC 17025:2017



[www.onegeotecnia.cl](http://www.onegeotecnia.cl)

[contacto@onegeotecnia.cl](mailto:contacto@onegeotecnia.cl)

tel: +56 22604 8203 / +56 22604 8202 / +56 22728 6233



Proyecto Estabilidad de Talud ESSBIO, Soil Nailing y Control de Erosión. Concepción, VIII Región.



# JÉLDREZ

## INGENIERÍA GEOTÉCNICA

Desarrollo de proyectos especiales de **Geotecnia**



Diseño  
Geotécnico



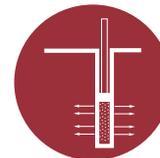
Asistencia  
Geotécnica



Instrumentación  
y monitoreo



Ejecución de  
obras de Geotecnia



Mejoramiento  
de suelos



Túneles



Proyecto Altos del Sendero, Soil Nailing y Muro shotcrete. La Serena, IV Región.

### Editor

Dr. Felipe Villalobos  
Universidad Católica de la Santísima Concepción

### Editores invitados

Dr. Giovanni Díaz  
Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile  
Dr. Juan Carlos Vielma  
Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile

### Comité asesor

Dr. Juan Ayala  
Klohn Crippen Berger, Perth, Australia  
Dr. Óscar Link  
Universidad de Concepción, Chile  
Dr. Arsenio Negro  
Consultor independiente, São Paulo, Brasil  
Dr. Giang Nguyen  
The University of Adelaide, Australia  
Dr. Ricardo Nicolau  
Constructora Incolor S.A., Las Condes, Chile

### Comité editorial

Dr. Giovanni Alvarado  
AECOM Pty Ltd, Sydney, Australia  
Dr. Nilo Consoli  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil  
Dra. Luisa Equihua  
Comisión Federal de Electricidad, México  
Dr. Wagner Fleming  
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile  
Dr. David Muriá  
Instituto de Ingeniería, UNAM, México  
Dr. Efraín Ovando  
Instituto de Ingeniería, UNAM, México  
Dr. Felipe Prada  
Aarhus University, Dinamarca  
Dr. Iván Salazar  
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile  
Dra. Alejandra Stehr  
Universidad de Concepción, Chile  
Dr. Tetsuo Tobita  
Universidad de Kansai, Osaka, Japón  
Dr. Ingo Weidlich  
HafenCity University, Hamburgo, Alemania  
Dr. Torsten Wichtmann  
Ruhr University Bochum, Alemania  
Dr. Patricio Winckler  
Universidad de Valparaíso, Chile

### Diseño y diagramación

Verónica Cornejo - VCR Publicidad  
vcornejor@gmail.com  
56 9 88823187

### Contacto y envío de artículos

oyp@ucsc.cl  
www.oyp.ucsc.cl  
www.revistas.ucsc.cl

### Avisos comerciales y suscripciones

Dr. Marcelo Behrens  
ebehrens@ucsc.cl  
56 41 234 5323

Periodicidad: semestral (edición de Otoño y Primavera)

Revista indexada y catalogada en  www.scielo.conicyt.cl

 www.latindex.org  www.dialnet.unirioja.es

 http://apps.webofknowledge.com

### Definición de la Revista

Obras y Proyectos es una revista de Ingeniería Civil cuya misión es divulgar, promover e incentivar la investigación, aportando al intercambio del conocimiento entre los profesionales del área de la Ingeniería Civil. Para ello se consideran trabajos originales de carácter científico, además de notas técnicas principalmente orientadas a exponer y discutir relevantes obras y proyectos. También se presentan trabajos técnicos que expongan innovaciones y aplicaciones utilizadas principalmente por empresas y consultoras relacionadas con la Ingeniería Civil. De esta manera se desarrollan los temas clásicos de la Ingeniería Civil, como son: Estructuras, Hidráulica, Geotecnia, Transporte y Construcción. Además otros temas relacionados y aplicados a la Ingeniería Civil son considerados, tales como Energía, Ambiente, Geología, Minería, Informática y Tecnología. De esta forma Obras y Proyectos busca la participación de un grupo amplio que abarca desde el mundo universitario, organismos públicos y el mundo empresarial.

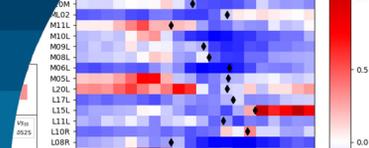
### Revisión de artículos por pares evaluadores externos

Al recibir un artículo el editor junto con miembros del comité asesor comprueban que el artículo corresponda o esté relacionado con Ingeniería Civil. Además se verifica que el artículo esté bien escrito, que no haya sido publicado anteriormente y que constituye un aporte a la Ingeniería Civil. De no ser así el artículo es devuelto. Luego, si el artículo es aceptado para su revisión, el editor envía el artículo a al menos dos especialistas en el tema que cubre el artículo. Los especialistas son evaluadores externos al Departamento de Ingeniería Civil de la UCSC y no son miembros del comité editorial. A partir de las observaciones de los evaluadores externos, el artículo puede ser aceptado, aceptado con observaciones o rechazado. En el segundo caso se pide la incorporación de cambios que satisfagan los requerimientos planteados por los revisores externos. En cualquiera de los tres casos se informa al o los autores del resultado de la revisión y de los cambios a realizar. Los autores no saben quienes revisaron sus artículos y no hay contacto entre autores y revisores. Antes de editar la revista el comité editorial la revisa en una versión en línea. Finalmente, una vez revisada y aprobada por el editor, la versión final de la revista es publicada.

## Contenidos



- 6** Limitaciones del parámetro  $V_{s30}$  para la predicción del movimiento fuerte  
**Limitations of the  $V_{s30}$  parameter for the prediction of strong motion**  
F. Leyton
- 15** La base de datos de movimiento fuerte del Centro Sismológico Nacional  
**The strongmotion database of the Centro Sismológico Nacional**  
F. Leyton y B. García
- 29** Variabilidad de resultados de la exploración geofísica de sitios usando métodos de ondas superficiales  
**Variability of results of geophysical exploration of sites using surface wave methods**  
F. Leyton, G. Montalva, C. Pastén, F. Ruz, E. Sáez, O. Taiba y J. Tiznado
- 31** Modelación computacional de deslizamientos de tierra masivos inducidos por sismos usando el Método del Punto Material  
**Computational modeling of earthquake-induced massive landslides using the Material Point Method**  
L. Lemus, J. Rodríguez, V. Cáceres y D. Mery
- 40** Estudio experimental en mesa vibradora de una estructura de madera de 3 pisos de entramado ligero con aisladores sísmicos friccionales resilientes a impacto  
**Experimental study on a shaking table of a 3-floor light-framed timber structure with impact-resilient frictional seismic isolators**  
D. Quizanga, D. Valdivieso, J. Almazán, P. Guindos y D. López-García
- 48** Diseño basado en desempeño de estanques de almacenamiento de fluido de pared delgada: una alternativa para cumplir con los requerimientos de la propuesta de norma pr-NCh2369  
**Performance-based design of thin-walled fluid storage tanks: an alternative to meet the requirements of the proposed standard pr-NCh2369**  
J. Almazán, N. Tapia, J. Colombo y S. Reyes
- 57** Análisis experimental de conexiones de momento viga-columna de racks de almacenamiento industrial  
**Experimental analysis of beam-column moment connections of industrial storage racks**  
M. Sanhueza, N. Maureira y R. Valdez
- 65** Análisis del daño en edificio de hormigón armado en Santiago durante el sismo del 27 de febrero del 2010  
**Damage analysis of a reinforced concrete building in Santiago during 27<sup>th</sup> February earthquake, 2010**  
R. Cordero, G. Leiva y M. Baeza
- 76** Evaluación comparativa mediante diseño basado en el desempeño de un edificio estructurado en base a muros  
**Comparative evaluation using performance-based design of a wall-structured building**  
J. Vielma-Quintero, J. Carvallo y J. Vielma
- 85** Análisis no lineal estático con empuje incremental para la evaluación del nivel de desempeño de una edificación típica habitacional de muros de hormigón armado  
**Static nonlinear analysis with incremental thrust for the evaluation of the performance level of a typical residential building with reinforced concrete walls**  
R. Aguayo, J. Vielma y J. Carvallo



# Limitaciones del parámetro $V_{s30}$ para la predicción del movimiento fuerte

Limitations of the  $V_{s30}$  parameter for the prediction of strong motion

Fecha de entrega: 24 de octubre 2023

Fecha de aceptación: 25 de enero 2024

Felipe Leyton

Universidad de Chile, Centro Sismológico Nacional, Beauchef 850, Santiago, Chile, leyton@csn.uchile.cl (orcid: 0000-0002-6438-4045)

*El parámetro  $V_{s30}$ , esto es, el promedio armónico de las ondas S en los 30 primeros metros de la superficie se ha usado extensivamente para modelar las condiciones locales de un sitio. Pero, diversos estudios han mostrado las deficiencias que este parámetro posee para predecir efectivamente el movimiento fuerte. En el presente estudio se comparan estimaciones de peligro sísmico no ergódicas con las mismas hechas considerando  $V_{s30}$  para mostrar sus limitaciones. Se observa que, en general, para suelos duros, las estimaciones son parecidas, pero para suelos blandos, se observan grandes diferencias. Ello se acentúa para suelos con periodos sobre 1 s, considerando periodos de respuesta largos. Estos resultados reflejan que el parámetro  $V_{s30}$  no logra capturar de buena manera el comportamiento de suelos con periodos largos.*

*Palabras clave: peligro sísmico probabilístico, efecto de sitio, limitaciones de  $V_{s30}$*

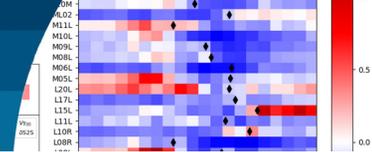
*The  $V_{s30}$  parameter, that is, the harmonic average of the S waves in the first 30 meters of the surface, has been extensively used to model the local conditions of a site. However, several studies have shown the deficiencies that this parameter has to effectively predict the strong movement. In the present study, non-ergodic seismic hazard estimates are compared with the same ones made considering  $V_{s30}$  to show their limitations. It is observed that, in general, for hard soils, the estimates are similar, but for soft soils, great differences are observed. This is accentuated for soils with periods over 1 s, considering long response periods. These results reflect that the parameter  $V_{s30}$  does not manage to capture in a good way the behavior of soils with long periods.*

*Keywords: probabilistic seismic hazard, site effects,  $V_{s30}$  limitations*

## Introducción

Actualmente, la normativa sísmica y diversas relaciones de movimiento fuerte consideran el efecto de las condiciones locales del sitio en el movimiento fuerte (Parker y Stewart, 2022), donde su influencia es incorporada en la respuesta que tendrá el suelo durante un terremoto. Uno de los parámetros usuales corresponde al promedio armónico de la onda S en los 30 primeros metros,  $V_{s30}$ , parámetro introducido por Borchardt y Glassmoyer (1992) y Borchardt (1994) para la clasificación sísmica de sitios en normativa sísmica. Sin embargo, diversos estudios han descrito las limitaciones de este parámetro para predecir el comportamiento dinámico del suelo frente a un terremoto (Castellaro *et al.*, 2008; Kokusho y Sato, 2008; Lee y Trifunac, 2010; Héloïse *et al.*, 2012).

En el presente estudio se explora esta discrepancia mediante la estimación del peligro sísmico. Para ello, se estima el peligro sísmico probabilístico utilizando recientes relaciones de movimiento fuerte, con datos exclusivamente chilenos (Montalva *et al.*, 2017; Idini *et al.*, 2017), japoneses (Zhao *et al.*, 2016) y mundiales (Parker *et al.*, 2022; Kuehn *et al.*, 2020); las cuales consideran el parámetro  $V_{s30}$  para evaluar el efecto de sitio. Estas estimaciones son denominadas *ergódicas*. Por otro lado, siguiendo a Kotha *et al.* (2017), estimamos el peligro sísmico probabilístico, pero utilizando el factor de amplificación  $\delta S2S$ , desviación promedio de la amplificación de sitio a partir de una relación de movimiento fuerte de Kotha *et al.* (2018). Esta relación es denominada como parcialmente no ergódica,



pues considera la amplificación del sitio en cuestión. Para estimar el factor  $\delta S_{2S}$ , es necesario evaluar los residuales (Atik *et al.*, 2010) de registros reales en el sitio. Es por ello que esta estimación se realizará en las estaciones de movimiento fuerte del Centro Sismológico Nacional (Leyton y García, 2024) que posean el número mínimo de registros, al igual que la caracterización del parámetro  $V_{s30}$ . La caracterización geofísica se basa en el Métodos de Ondas Superficiales (Leyton *et al.*, 2018).

La comparación de ambos resultados permitirá cuantificar la precisión con que  $V_{s30}$  es capaz de representar las amplificaciones producto del efecto de sitio, pues las diferencias en los resultados serán producto de las limitaciones del parámetro  $V_{s30}$  para las amplificaciones del sitio (Kotha *et al.*, 2017). Se espera que estos resultados aporten al conocimiento de las técnicas de estimación del peligro sísmico, al igual que al modelamiento de las amplificaciones producto a las condiciones de sitio. Por otro lado, cabe resaltar la importancia de este tipo de estudios, utilizando datos exclusivamente chilenos, por lo que reflejan el comportamiento real de los suelos de ciudades chilenas.

## Datos

Para la realización de este estudio, se consideran las estaciones de movimiento fuerte del Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile (CSN). Ellas se encuentran distribuidas a lo largo del todo el país, con una concentración particular en ciudades particulares (Barrientos y CSN, 2018). De ellas, más de 150 han sido caracterizadas geofísicamente, entregando importantes parámetros dinámicos del suelo (Leyton *et al.*, 2018). En particular, se estimó  $V_{s30}$ , valor usualmente empleado para la evaluación de las relaciones de movimiento fuerte

del suelo (Parker y Stewart, 2022). En base a  $V_{s30}$ , se han clasificado las estaciones siguiendo la Tabla 1; esta clasificación se muestra en la Figura 1. En la Figura 1(a), un mapa muestra la localización de las estaciones dentro del territorio nacional y en la Figura 1(b) se muestran las ciudades que presentan un número importante de estaciones (ver texto de la Figura 1).

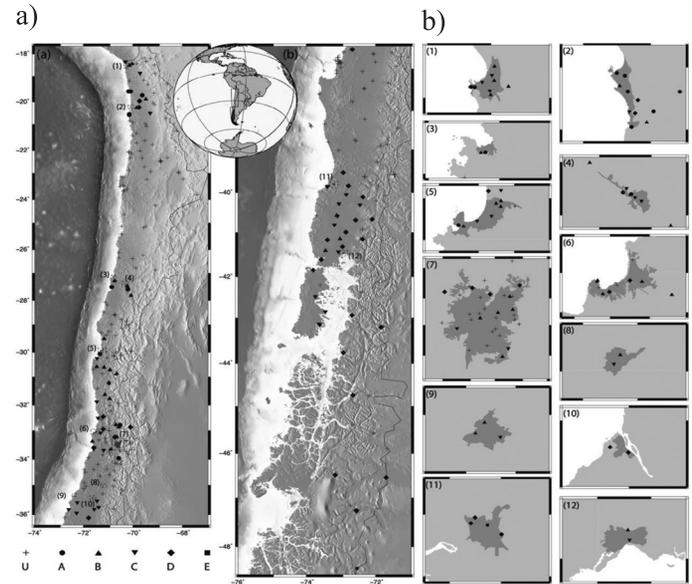


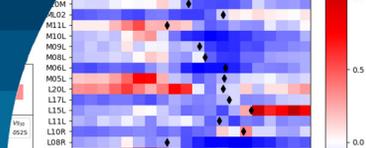
Figura 1: a) Localización de las estaciones de movimiento fuerte utilizadas en este estudio, los símbolos representan la clasificación de cada sitio siguiendo la nomenclatura del borde inferior y Tabla 1 y b) ciudades con un número importante de estaciones: (1) Arica, (2) Iquique, (3) Caldera, (4) Copiapó, (5) La Serena y Coquimbo, (6) Valparaíso y Viña del Mar, (7) Santiago, (8) Curicó, (9) Talca, (10) Constitución, (11) Valdivia y (12) Puerto Montt

Tabla 1: Clasificación de los sitios de emplazamiento de las estaciones de movimiento fuerte basada exclusivamente en el parámetro  $V_{s30}$

Clase	Rango de $V_{s30}$ , m/s
A	$900 \leq V_{s30}$
B	$500 \leq V_{s30} < 350$
C	$350 \leq V_{s30} < 180$
D	$V_{s30} \leq 180$

Considerando los datos de la Base de Datos de Movimiento Fuerte (Leyton y García, 2024), se estima el factor  $\delta S_{2S}$ , siguiendo la metodología descrita por Kotha *et al.* (2017). Este factor representa la desviación sistemática de la amplificación en el sitio con respecto a la media de las relaciones de movimiento fuerte, la cual considera estimadores sencillos como  $V_{s30}$  (Kotha *et al.*, 2017, 2018; Atik *et al.*, 2010).

Posteriormente, se seleccionan 5 relaciones de movimiento fuerte, por ser las más recientes y que consideran datos que son pertinentes para la subducción chilena. Ellas son las definidas por Montalva *et al.* (2017), Idini *et al.* (2017), las que consideran datos exclusivamente chilenos; Zhao *et al.* (2016) que considera datos exclusivamente japoneses (el cual presenta un ambiente tectónico similar al chileno) y



Parker *et al.* (2022) y Kuhen *et al.* (2020) que consideran datos de todo el mundo en ambiente de subducción. Cada una de ellas es evaluada para ver el ajuste a datos chilenos, siguiendo las metodologías descritas por Scherbaum *et al.* (2004, 2009), para los sismos interplaca tipo thrust e intraplaca de profundidad intermedia. Ejemplos de estos análisis se presentan en la Figura 2. Estos valores de ajustes son utilizados como pesos en el análisis con árbol lógico, tal como se muestran en la Figura 3.

Otros parámetros considerados en el árbol lógico son: relaciones de Gutenberg-Richter (Martin, 1990; Leyton *et al.*, 2009; Poulos *et al.*, 2019) y la magnitud máxima de los terremotos interplaca tipo thrust ( $M_w 8.8 \pm 0.2$ ) e intraplaca

de profundidad intermedia ( $M_w 7.9 \pm 0.1$ ). Siguiendo a Bommer (2012), se construye y evalúa el árbol lógico, siguiendo las ramas antes mencionadas.

Esta herramienta es evaluada 2 veces en cada sitio: la primera de ellas considerando el parámetro  $V_{s30}$  como indicador del efecto de sitio, siendo una estimación ergódica. Por otro lado, se repite el procedimiento, evaluando las relaciones de movimiento fuerte en condiciones de referencia (condiciones de roca) y agregando como efecto de sitio el estimado por  $\delta S2S$ , correspondiendo a una evaluación parcialmente no ergódica. En los resultados se presenta la comparación de estas dos estimaciones.

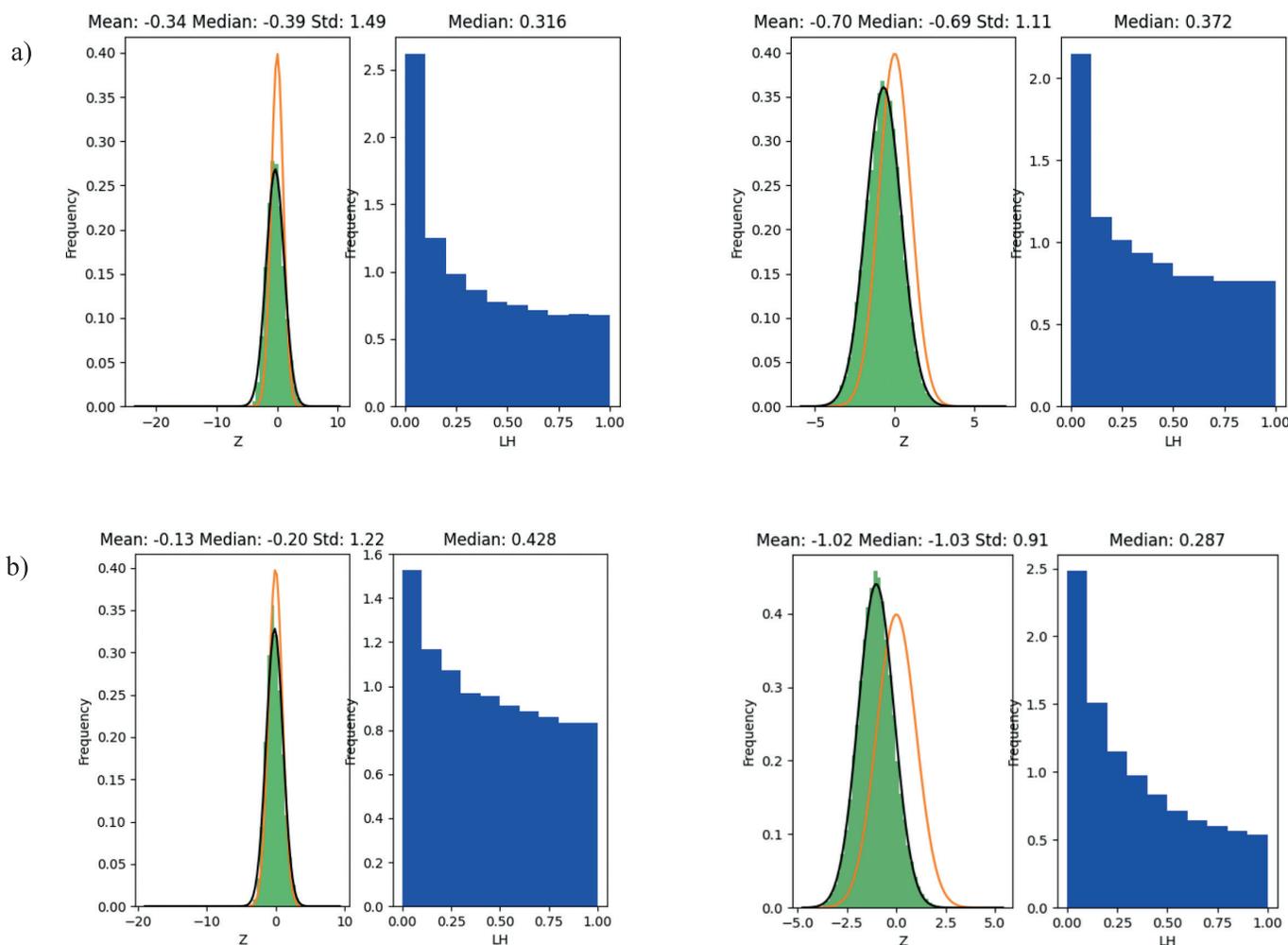


Figura 2: Ejemplo de ajuste de relaciones de movimiento fuerte a los datos chilenos, siguiendo Barrientos y CSN (2018) y Scherbaum *et al.* (2004), se presentan los resultados para las relaciones definidas por: a) Idini *et al.* (2017) y b) Montalva *et al.* (2017) para las fuentes interplaca tipo thrust (izquierda) e intraplaca de profundidad intermedia (derecha)

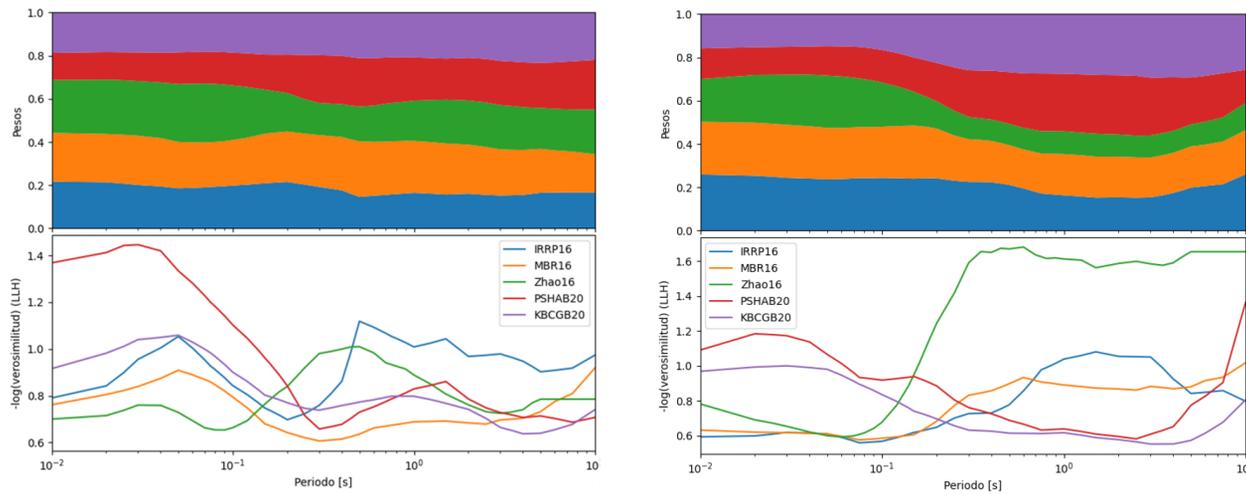
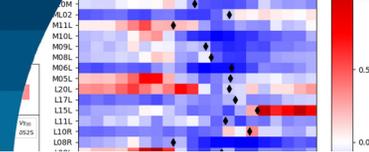


Figura 3: Paneles superiores: pesos de cada una de las relaciones de movimiento fuerte consideradas. Paneles inferiores: ajuste de las relaciones de movimiento fuerte a los datos Chilenos. Las relaciones consideradas son: Montalva *et al.* (MBR16), Idini *et al.* (IRRP16), Zhao *et al.* (Zhao16), Parker *et al.* (PSHAB20) y Kuehn *et al.* (KBCGB20). En lado izquierdo se presentan para la fuente interplaca tipo thrust y en el lado derecho, para la fuente interplaca de profundidad intermedia.

## Resultados

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de las estimaciones del peligro sísmico probabilístico; para facilitar su análisis, se presenta la diferencia entre los resultados como la siguiente razón  $r$ :

$$r = \frac{\delta S2S - V_{s30}}{V_{s30}} \quad (1)$$

donde  $\delta S2S$  representa el resultado parcialmente no ergódico (PNE, es decir, considerando el factor de sitio estimado según Kotha *et al.* (2017) y  $V_{s30}$  corresponde al resultado ergódico (E, esto es, considerando  $V_{s30}$  en las relaciones de movimiento fuerte como parámetro del efecto de sitio). Ello permite comparar los resultados en términos relativos y no absolutos. Notar que, en caso de que  $r < 0$ , el resultado PNE es mayor que el ergódico, lo que resulta en un valor conservador: al usar  $V_{s30}$  como efecto de sitio, el peligro sísmico estimado es mayor que el obtenido en el caso parcialmente no ergódico. En caso contrario, valores de  $r > 0$  representan casos no conservadores donde el peligro sísmico obtenido de  $V_{s30}$  como parámetro es menor que el caso más realista, entregado por la estimación ergódica. Además, tal como se mencionó anteriormente, las estaciones se han agrupado según la clasificación sísmica de la propuesta de norma prNCh433 (2023), pero considerando sólo el valor de  $V_{s30}$ ; esta clasificación se muestra en la Tabla 1.

En la Figura 4(a) se muestran algunos ejemplos de resultados para las estaciones A09P, PB11 y VA03. Estos paneles muestran los resultados del peligro sísmico parcialmente no ergódico, PNE, (en naranja, marcado con  $\delta S2S$ ) y el ergódico, E, (en azul,  $V_{s30}$ ), donde las barras verticales representan el error. De igual manera, para cada periodo (representada en el eje horizontal), se muestra la razón  $r$  entre los resultados. Por ejemplo, en el caso de A09P, entre 0.3 y 0.8 s, el resultado PNE (en naranja,  $\delta S2S$ ) supera el valor ergódico (en azul,  $V_{s30}$ ), tomando valores positivos (en tonos rojos). Lo mismo puede observarse en la Figura 4(b), donde se ha graficado sólo el valor de  $r$  en función del periodo. La Figura 4(b) muestra la razón  $r$  entre los resultados para todas las estaciones que se encuentran en suelo Clase A, según la Tabla 1.

De la Figura 4(b) es posible ver que, en general, las estimaciones de peligro sísmico ergódicas son conservadoras, salvo en contados casos. En dichos casos, tales como VA03, T15A, PSGCX y A09P se tiene que el peligro sísmico parcialmente no ergódico supera la versión ergódica, siendo más bien excepciones.

Por otro lado, en las Figuras 5(a) y 5(b) se presentan la misma clase de resultados, pero para suelos Clase B (ver Tabla 1). Nuevamente, se seleccionan casos excepcionales en el que el peligro sísmico parcialmente no ergódico supera a las estimaciones ergódicas, tales como V02A, T20A, C08A y A11P. En estos casos, el peligro sísmico no ergódico supera a los resultados ergódicos en periodos

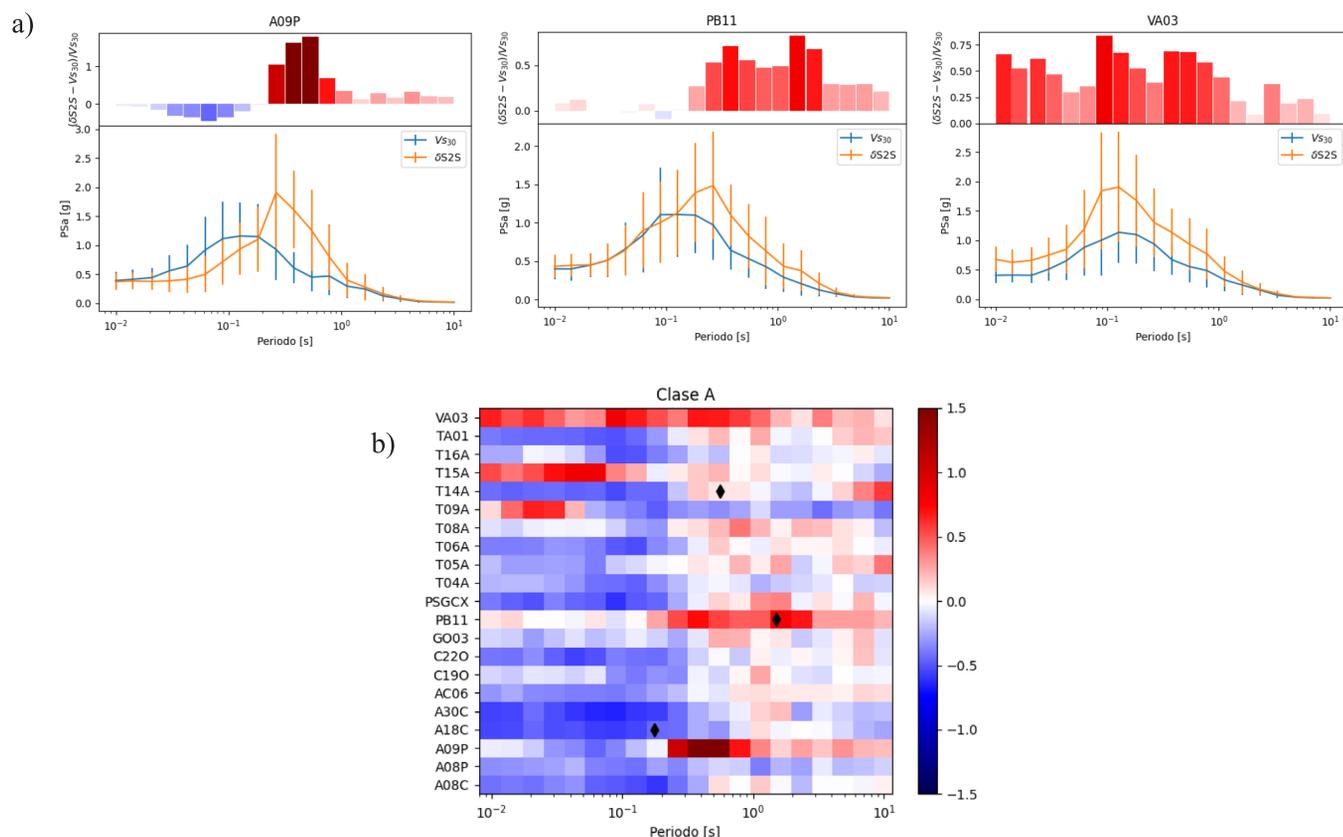
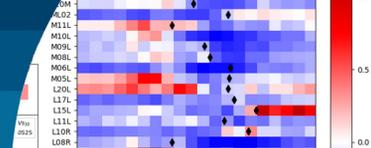


Figura 4: a) Resultados para las estaciones A09P, PB11 y VA03, donde se muestra el peligro sísmico parcialmente no ergódico (en naranja,  $\delta S2S$ ) y ergódico (azul,  $V_{s30}$ ), las barras verticales representan el error y b) la razón  $r$  entre los resultados para todas las estaciones en suelo Clase A (ver Tabla 1)

cercanos al periodo predominante, marcado con un rombo negro en la Figura 5(b). Es así como, las estimaciones ergódicas no son capaces de representar de buena forma la amplificación que produce el suelo en su periodo predominante. Si bien esto no explica la totalidad de los casos, en muchos de ellos se produce la coincidencia entre el periodo predominante del suelo y los resultados no conservadores.

En las Figuras 6(a) y 6(b) se presentan los mismos resultados, pero para aquellas estaciones emplazadas en suelos Clase C (ver Tabla 1). En este caso, se vuelve a observar algunos ejemplos de resultados no conservadores  $r > 0$  (marcados en tonos rojos en el panel de la derecha); esto es, sitios en que el resultado del peligro sísmico parcialmente no ergódico supera a los obtenidos por la estimación ergódica, en rangos cercanos al periodo predominante. Ejemplos de ellos son V18A, TA02, M11L, L15L, C04O y A07C. El resto de las situaciones no conservadoras ( $r > 0$ ) se presenta para periodos bajos: los sitios presentan una mayor amplificación para periodos

bajos que la que muestra el parámetro  $V_{s30}$ .

Finalmente, las Figuras 7(a) y 7(b) muestran los resultados para los sitios que pertenecen a la Clase D, siguiendo la Tabla 1. En este caso, la mayor parte de las situaciones en que se tienen resultados no conservadores ( $r > 0$ , marcados en tonos rojos) se presenta para periodos bajos. Excepciones a ellos son V17A, V08A y R21M donde se repite que los resultados son no conservadores para periodos cercanos al periodo predominante.

## Comentarios finales

En el presente estudio se busca explorar las limitaciones del promedio armónico de los 30 primeros metros de la onda S,  $V_{s30}$ , para representar las amplificaciones de sitio. Para ello, se comparan los resultados de estudios de peligro sísmico probabilístico ergódico y parcialmente no ergódico. El primero de ellos, se realiza mediante la evaluación de relaciones de movimiento fuerte que usan  $V_{s30}$  para estimar el efecto de sitio; mientras que el

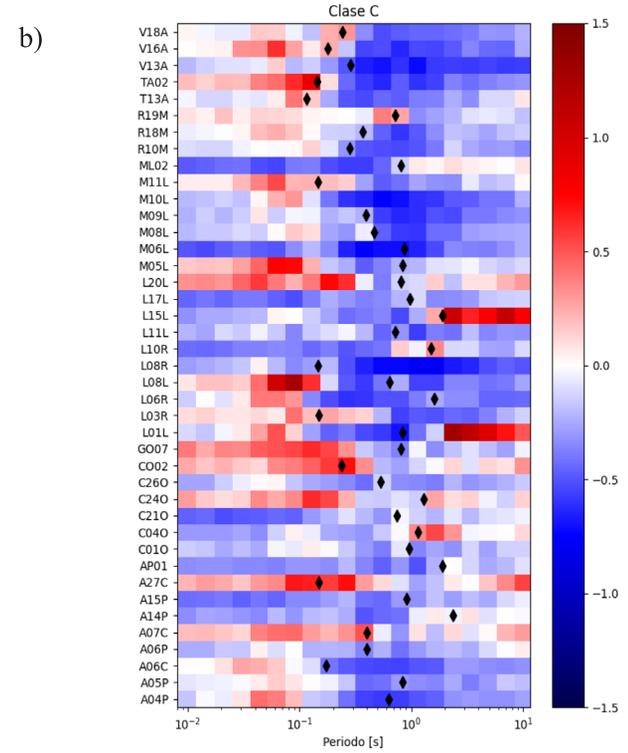
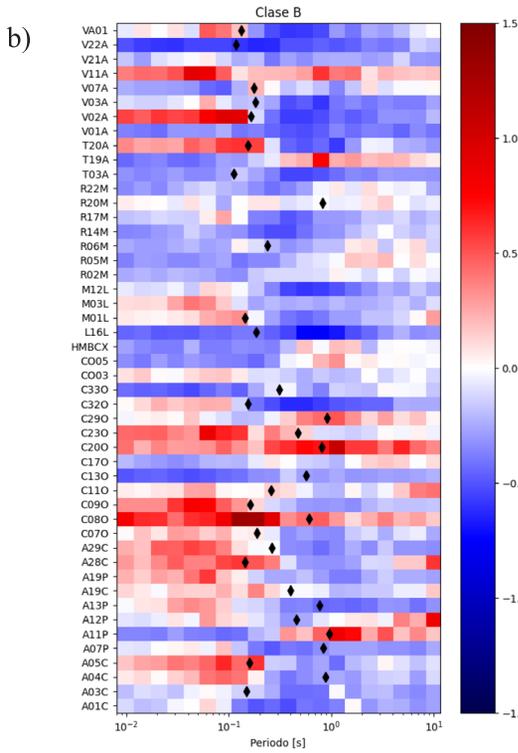
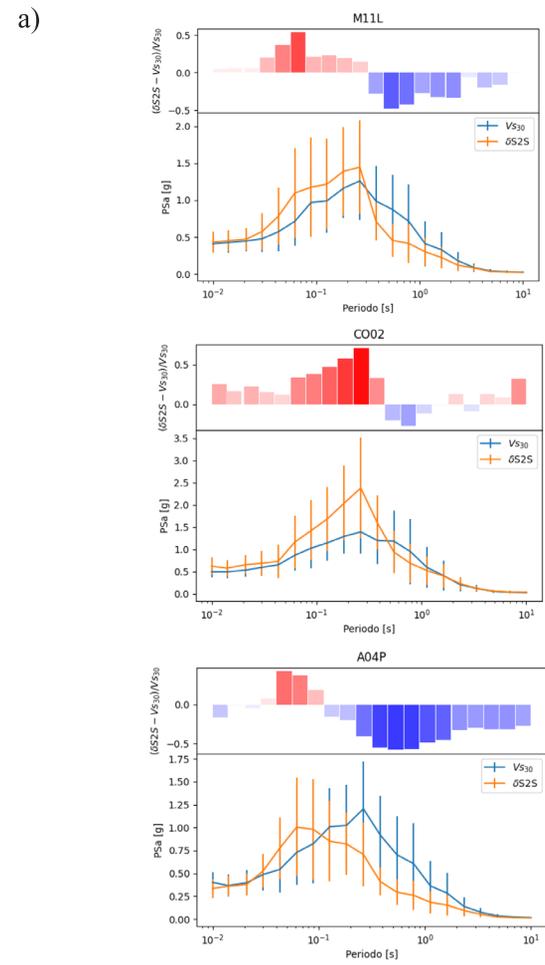
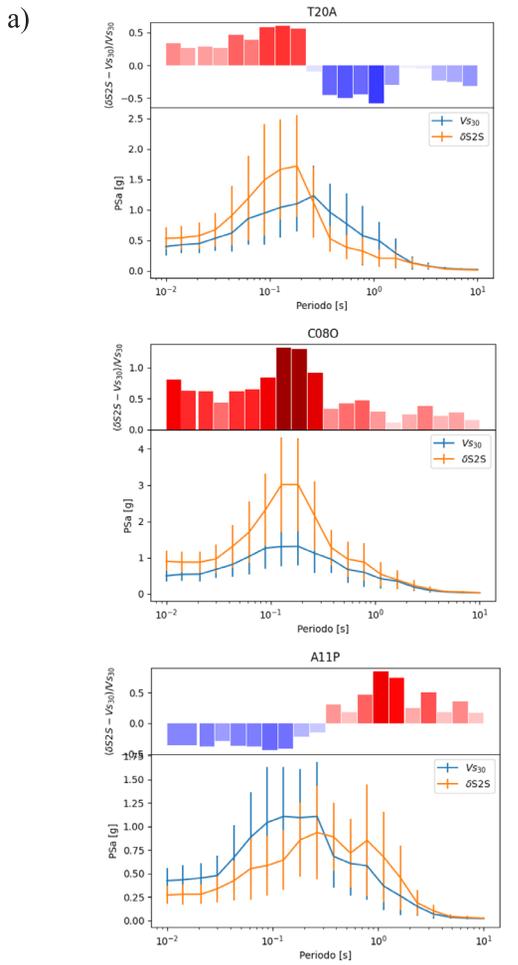
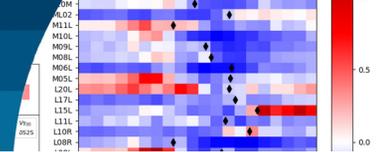


Figura 5: Resultados para estaciones en suelos Clase B: a) peligro sísmico y b) razón  $r$  (ver detalles en texto de la Figura 4)

Figura 6: Resultados para estaciones en suelos Clase C: a) peligro sísmico y b) razón  $r$  (ver detalles en texto de la Figura 4)

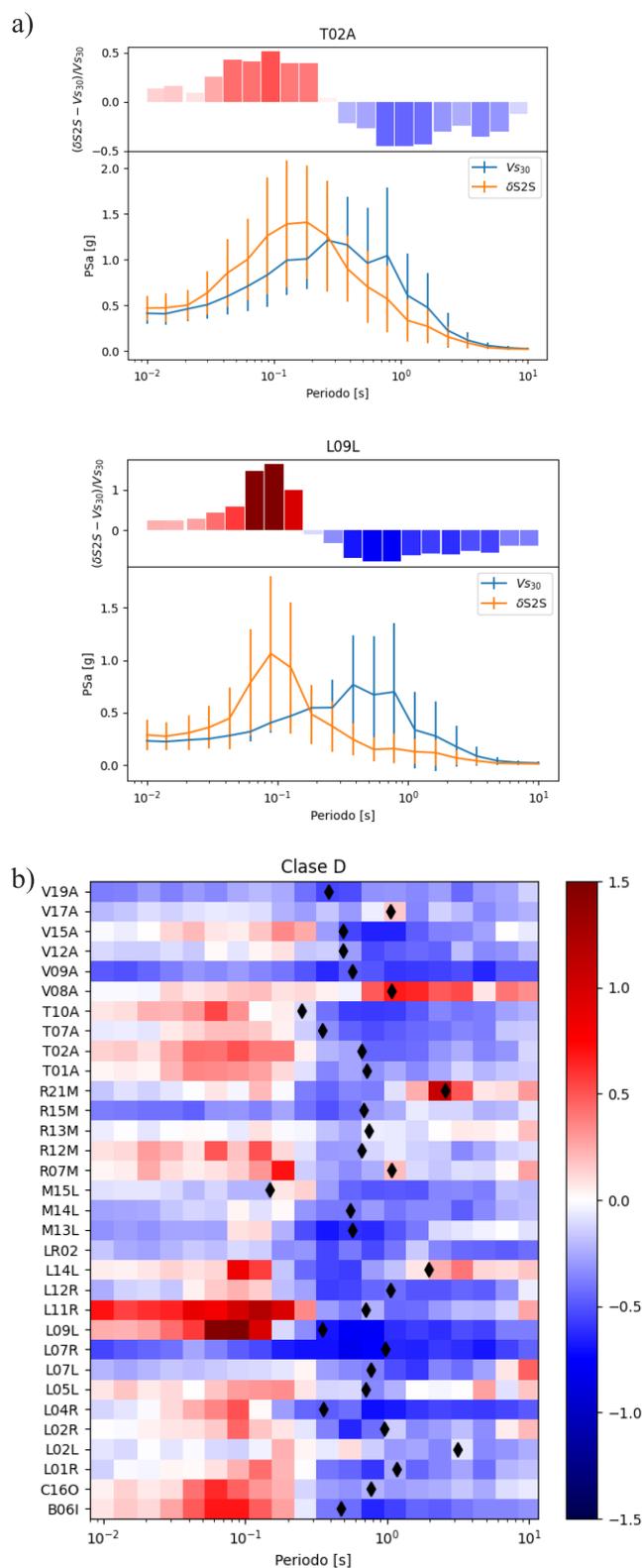
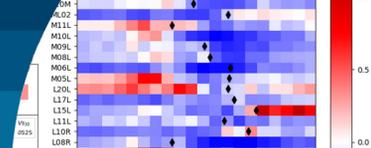


Figura 7: Resultados para estaciones en suelos Clase D: a) peligro sísmico y b) razón  $r$  (ver detalles en texto de la Figura 4)

segundo de ellos modela el efecto de sitio mediante el análisis de residuales estimando el parámetro  $\delta S2S$ . Las diferencias entre los dos resultados permiten establecer las limitaciones que  $V_{s30}$  posee para representar la respuesta de un sitio frente a los terremotos.

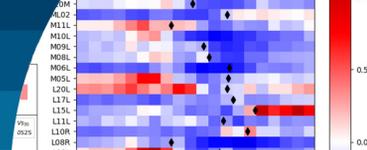
En primer lugar, se observa que los sitios en suelo clase A ( $V_{s30} > 900$  m/s), los resultados suelen ser conservadores: la estimación ergódica (E) supera el resultado parcialmente no ergódico (PNE), salvo en contadas excepciones. Para suelos en sitios clase B ( $500 \leq V_{s30} < 350$  m/s), se repite el mismo patrón antes observado, salvo que existe un mayor número de casos no conservadores, donde E está por debajo de la PNE. Ello se suele observar en rangos de periodos cercanos al predominante, marcado con un rombo en las Figuras 4(b) a 7(b), esta situación se repite en varios casos de suelos con claro periodo predominante. Por otro lado, en los suelos de clase C ( $350 \leq V_{s30} < 180$  m/s), se observan resultados no conservadores (PNE > E) en periodos bajos (menores a 0.4 s), repitiéndose la ocurrencia de resultados no conservadores para casos específicos con claro periodo predominante. Finalmente, en los sitios clase D ( $180 \geq V_{s30}$  m/s) donde, nuevamente, los resultados no conservadores se presentan en periodos bajos (menores a 0.4 s) y ciertos casos con periodos predominantes definidos.

Se concluye que, en general, para suelos rígidos (clases A y B), la estimación ergódica es conservadora; mientras que en casos de suelos blandos (C y D), se observan resultados no conservadores en periodos bajos (menores a 0.4 s). Por otro lado, en ciertos casos de claro periodo predominante, los resultados pueden ser no conservadores (PNE > E), lo cual debe ser explorado en más detalle en trabajos futuros.

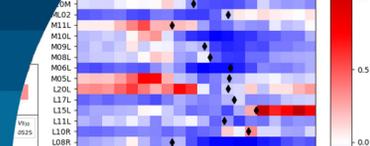
Se espera que estos resultados sirvan para establecer las limitaciones del uso del parámetro  $V_{s30}$  para determinar el efecto de sitio, al igual que su impacto en estudios de peligro sísmico probabilístico.

## Referencias

Atik, L.A., Abrahamson, N., Bommer, J.J., Scherbaum, F., Cotton, F. and Kuehn, N. (2010). The variability of ground-motion prediction models and its components. *Seismological Research Letters* 81(5), 794-801

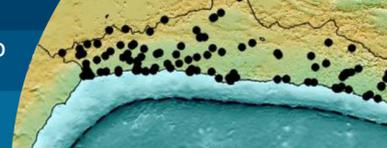


- Barrientos, S. and National Seismological Center (CSN) Team (2018). The seismic network of Chile. *Seismological Research Letters* **89**(2A), 467-474
- Bommer, J.J. (2012). Challenges of building logic trees for probabilistic seismic hazard analysis, *Earthquake Spectra* **28**(4), 1723–1735
- Borcherdt, R.D. (1994). Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification). *Earthquake Spectra* **10**(4), 617–653
- Borcherdt, R.D. and Glassmoyer, G. (1992). On the characteristics of local geology and their influence on ground motions generated by the Loma Prieta earthquake in the San Francisco Bay region, California. *Bulletin of the Seismological Society of America* **82**(2), 603-641
- Castellaro, S., Mulargia, F. and Rossi, P.L. (2008).  $V_{s30}$ : proxy for seismic amplification?. *Seismological Research Letters* **79**(4), 540-543
- Héloise, C., Bard, P.Y., Duval, A.M. and Bertrand, E. (2012). Site effect assessment using KiK-net data: part 2—site amplification prediction equation based on  $f_0$  and  $V_{sz}$ . *Bulletin of Earthquake Engineering* **10**, 451-489
- Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S. and Pastén, C. (2017). Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone. *Bulletin of Earthquake Engineering* **15**(5), 1853-1880
- Kokusho, T. and Sato, K. (2008). Surface-to-base amplification evaluated from KiK-net vertical array strong motion records. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **28**(9), 707-716
- Kotha, S.R., Cotton, F. and Bindi, D. (2018). A new approach to site classification: Mixed-effects Ground Motion Prediction Equation with spectral clustering of site amplification functions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **110**, 318-329
- Kotha, S.R., Bindi, D. and Cotton, F. (2017). From ergodic to region-and site-specific probabilistic seismic hazard assessment: method development and application at European and Middle Eastern sites. *Earthquake Spectra* **33**(4), 1433-1453
- Kuehn, N., Bozorgnia, Y., Campbell, K.W. and Gregor, N. (2020). Partially nonergodic ground-motion model for subduction regions using NGA-Subduction database. PEER Report No. 2020/04. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley CA, USA
- Lee, V.W. and Trifunac, M.D. (2010). Should average shear-wave velocity in the top 30 m of soil be used to describe seismic amplification?. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **30**(11), 1250-1258
- Leyton, F. y García, B. (2023). La base de datos de movimiento fuerte del Centro Sismológico Nacional. *Obras y Proyectos* **35**, 15-21
- Leyton, F., Leopold, A., Hurtado, G., Pastén, C., Ruiz, S., Montalva, G. and Sáez, E. (2018). Geophysical characterization of the Chilean seismological stations: First results. *Seismological Research Letters* **89**(2A), 519-525
- Leyton, F., Ruiz, S. and Sepúlveda, S.A. (2009). Preliminary re-evaluation of probabilistic seismic hazard assessment in Chile: From Arica to Taitao Peninsula. *Advances in Geosciencias* **22**, 147–153
- Martin, A. (1990). *Hacia una nueva regionalización y cálculo del peligro sísmico en Chile*. Tesis de Magister, Universidad de Chile, Santiago, Chile
- Montalva, G.A., Bastías, N. and Rodríguez-Marek, A. (2017). Ground-motion prediction equation for the Chilean subduction zone. *Bulletin of the Seismological Society of America* **107**(2), 901-911
- prNCh433 (2023). Diseño sísmico de edificios. INN, Santiago, Chile
- Parker, G.A. and Stewart, J.P. (2022). Ergodic site response model for subduction zone regions. *Earthquake Spectra* **38**(2), 841-864
- Parker, G.A., Stewart, J.P., Boore, D.M., Atkinson, G.M. and Hassani, B. (2022). NGA-subduction global ground motion models with regional adjustment factors. *Earthquake Spectra* **38**(1), 456-493
- Poulos, A., Monsalve, M., Zamora, N. and de la Llera, J.C. (2019). An updated recurrence model for Chilean subduction seismicity and statistical validation of its Poisson nature. *Bulletin of the Seismological Society of America* **109**(1), 66-74
- Scherbaum, F., Cotton, F. and Smit, P. (2004). On the use of response spectral-reference data for the selection and ranking of ground-motion models for seismic-hazard analysis in regions of moderate seismicity: The case of rock motion. *Bulletin of the Seismological Society of America* **94**(6), 2164-2185



Scherbaum, F., Delavaud, E. and Riggelsen, C. (2009). Model selection in seismic hazard analysis: An information-theoretic perspective. *Bulletin of the Seismological Society of America* **99**(6), 3234-3247

Zhao, J.X., Jiang, F., Shi, P., Xing, H., Huang, H., Hou, R., Zhang, Y., Yu, P., Lan, X., Rhoades, D.A. and Somerville, P.G. (2016). Ground-motion prediction equations for subduction slab earthquakes in Japan using site class and simple geometric attenuation functions. *Bulletin of the Seismological Society of America* **106**(4), 1535-1551



# La base de datos de movimiento fuerte del Centro Sismológico Nacional

The strongmotion database of the Centro Sismológico Nacional

Fecha de entrega: 24 de octubre 2023

Fecha de aceptación: 25 de enero 2024

## Felipe Leyton y Bruno García

Universidad de Chile, Centro Sismológico Nacional, Beauchef 850, Santiago, Chile, [leyton@csn.uchile.cl](mailto:leyton@csn.uchile.cl) (orcid: 0000-0002-6438-4045), [bgarcia@csn.uchile.cl](mailto:bgarcia@csn.uchile.cl)

*Desde su creación en 2012, el Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile ha administrado las redes sismológicas que monitorean la sismicidad en Chile. Parte de ella, lo componen más de 400 acelerómetros, algunos de ellos grabando en continuo y otros con gatillo. De esta extensa red, se ha recolectado registros para más de 3000 eventos chilenos. Estos registros presentan una invaluable herramienta para el conocimiento de la sismicidad en Chile y el comportamiento de los suelos en ciudades y localidades chilenas. En este trabajo se muestran algunas herramientas para el uso de esta extensa base de datos, junto con algunas características que facilitan su uso. Ello abre una puerta de acceso a toda la comunidad para que se nutra de estos datos.*

*Palabras clave: movimiento fuerte, base de datos, Centro Sismológico Nacional*

*Since its creation in 2012, the Centro Sismológico Nacional (National Seismological Center) of the Universidad de Chile has managed the seismological networks that monitor seismicity in Chile. Part of it is composed of more than 400 accelerometers, some of them recording continuously and others with a trigger. From this extensive network, records have been collected for more than 3000 Chilean events. These records present an invaluable tool for the knowledge of the seismicity in Chile and the behavior of the soils in Chilean cities and towns. This work shows some tools for the use of this extensive database, together with some features that facilitate its use. This opens a door of access to the entire community to nourish by these data.*

*Keywords: strongmotion, database, National Seismological Network*

## Introducción

El Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile (CSN) fue mandatado por el Gobierno de Chile para, a principios de 2012, gestionar y mantener la Red Sismológica Nacional (RSN) (Barrientos y CSN, 2018). Es así como se inicia una campaña de instalación de diversos sensores sísmicos, tales como bandas anchas, GNSS y acelerómetros, los cuales permiten el registro en tiempo real de movimientos del suelo en velocidad, desplazamiento y aceleración, respectivamente. Esta importante red de más de 100 sitios distribuidos a lo largo de Chile, se le complementa con las estaciones de la Red Nacional de Acelerógrafos, compuesta por casi 400 sensores de movimiento fuerte, instaladas principalmente en zonas urbanizadas de Chile (Leyton *et al.*, 2018a). Es

así como se logra una rica fuente de datos de movimiento fuerte, entregando la posibilidad de analizar tanto el comportamiento de los suelos chilenos como describir las fuentes de los grandes terremotos.

Para gestionar y distribuir adecuadamente este extenso catálogo de datos es que se genera la Base de Datos de Movimiento Fuerte del CSN; cuyo principal objetivo es proveer a los usuarios de información de alta calidad de registros de aceleración relevantes para la ingeniería y el mundo de las geociencias. En esta base de datos se publican los registros de las estaciones de la RSN de los eventos de magnitud igual o superior a 5.0 y que excedan una aceleración horizontal máxima de 5% de g (aceleración de gravedad). Estos datos son todos los gatillos de las estaciones de la RNA relacionados directamente a un

evento sísmico, independiente de su magnitud. Los datos de la RSN son enviados en tiempo real a la Oficina de Procesos y Análisis del CSN; mientras que los datos de la RNA son, en su gran mayoría, recolectados en terreno por personal del CSN.

En el presente artículo se muestran los avances de la Base de Datos de Movimiento Fuerte del Centro Sismológico Nacional, un esfuerzo en constante desarrollo, con el importante apoyo del Equipo de Terreno del CSN.

## Datos

La Base de Datos de Movimiento Fuerte parte con la creación del Centro Sismológico Nacional en 2012; desde ese entonces, gracias al significativo aumento de estaciones en el territorio nacional, se han registrado más de 3400 eventos. En la Figura 1(b) se presenta un mapa con todos los eventos pertenecientes a esta base de datos; el color es proporcional a la profundidad, según la escala del borde inferior. De este panel es posible ver que gran parte de los eventos se encuentran al norte de 40° S, alcanzando profundidades de casi 300 km.

En la Figura 1(a) se muestran la distribución de los 17337 registros pertenecientes a la base de datos, en términos de magnitud y distancia hipocentral; además, se agregan los histogramas respectivos en cada caso. De ella es posible ver que la mayor parte de los registros se encuentran entre 50 y 120 km de distancia; por otro lado, la mayor cantidad de registros pertenecen a sismos con magnitudes entre 4.0 y 5.2, con un importante aumento para sismos con magnitud 5.0. Además, es posible ver que la base de datos contiene un número muy reducido de registros a distancias menores de 50 km, al igual que para terremotos de magnitud 7.0 o superior. La primera observación se debe a las características tectónicas de la subducción chilena, mientras que la segunda se debe a la ausencia de sismos con magnitudes entre 7.0 y 8.0 en los últimos 10 años.

Otra mirada que es posible hacer de la distribución de los datos es en función de la latitud en la cual se encuentra la estación que grabó el registro. En la Figura 2(a) se muestra un mapa con la localización de las estaciones que han aportado registros a la base de datos. Por otro lado, en la Figura 2(b) se muestra el número de registros en función de la latitud. Ello permite ver que una gran cantidad de

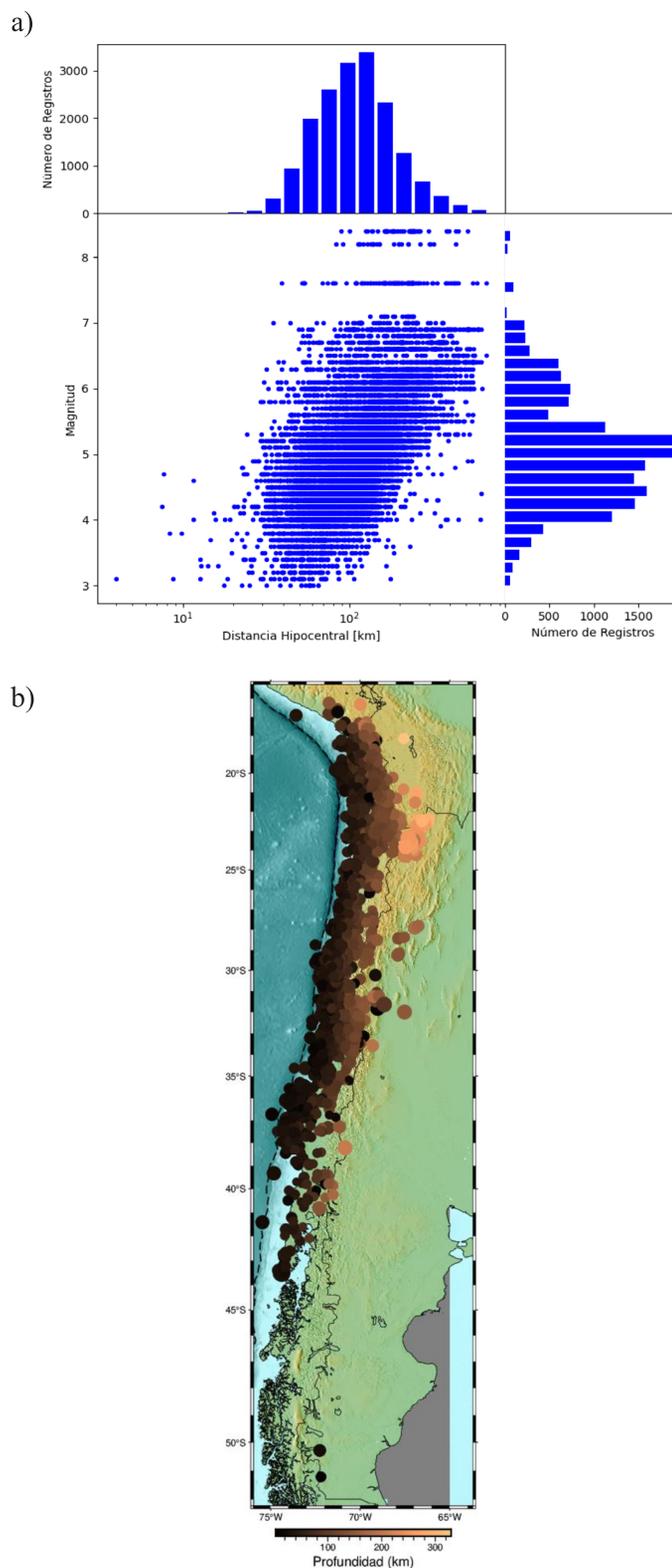


Figura 1: a) Distribución de los registros en función de la distancia hipocentral y magnitud, al igual que los histogramas en ambos casos y b) mapa con la localización de los eventos incluidos en la base de datos, el color es proporcional a la profundidad siguiendo la escala del borde inferior

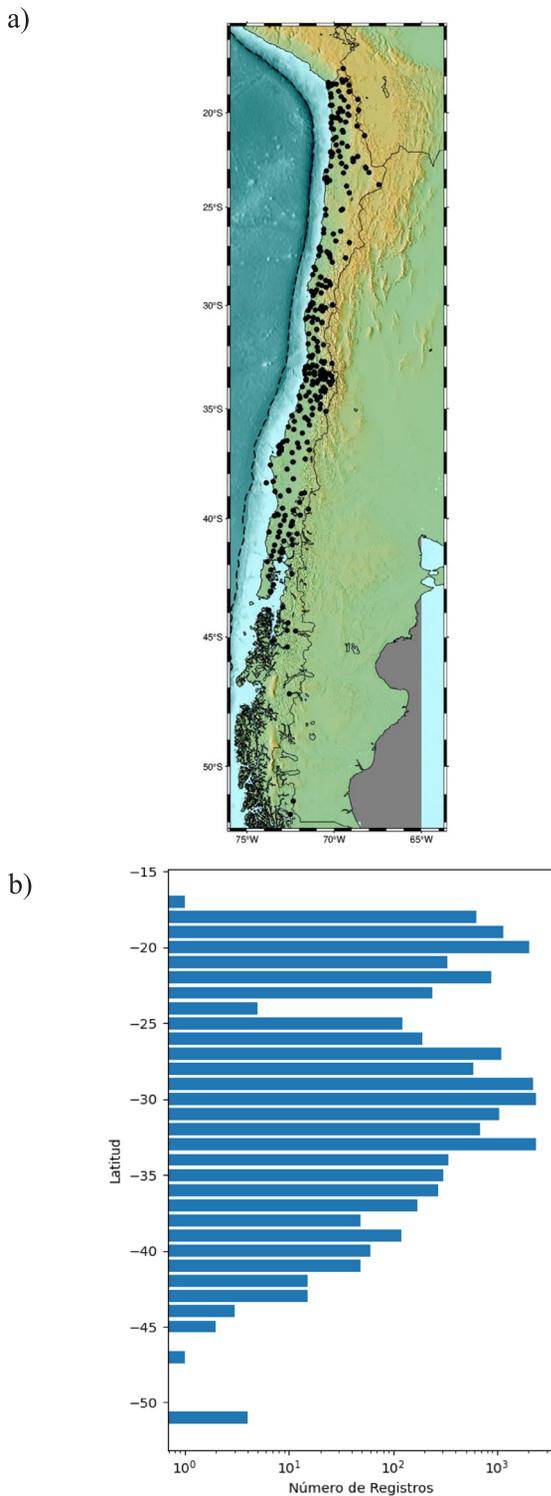
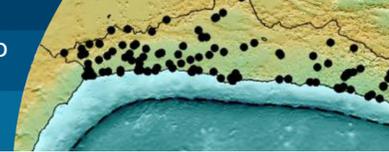


Figura 2: a) Mapa con la localización de las estaciones que han aportado eventos a la base de datos y b) número de registros en función de la latitud de la estación que lo registró

registros provienen de la zona Norte (entre 18° y 23° S), seguido de Chile Central (entre 29° y 33° S); al sur de los -40°, el número de registros decae considerablemente, debido a la baja sismicidad de la zona (ver Figura 1(b)).

Notar el uso de escala logarítmica en el número de registros. Esta base de datos ha tenido un importante crecimiento en estos últimos años; ello puede observarse en la Figura 3(a), donde se muestra el número de registros acumulados, en miles, en función del tiempo. Mientras, en la Figura 3(b) se muestra el número de registros incorporados a la base de datos en función de la fecha de ocurrencia del evento, independiente de su magnitud. De esta figura es posible ver el impacto de los terremotos de Iquique 2014 ( $M_w$  8.2), Illapel 2015 ( $M_w$  8.4), Valparaíso 2017 ( $M_w$  7.9) y el sismo del 1 de septiembre de 2020 ( $M_w$  7.0), frente a las costas cercanas a Huasco; este último aportó más de 200 registros en ese día.

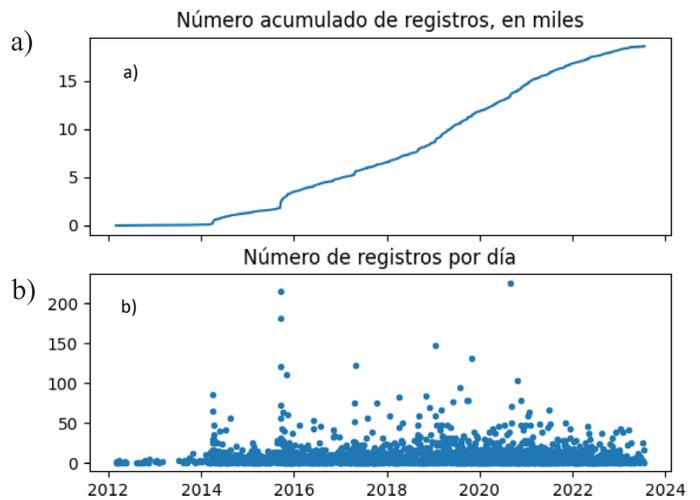


Figura 3: a) Número acumulado de registros, en miles y b) número de registros incorporados en función de la fecha de ocurrencia de los eventos, independientes de su magnitud

En la base de datos se ha utilizado la magnitud publicada por el CSN, independiente del tipo al que se trata. Hoy en día, el CSN utiliza magnitud local, para eventos con magnitudes menores a 4.5, y magnitud momento para el resto. Para esta segunda magnitud, la más usada en la base de datos, se utilizan 2 metodologías para su estimación: para sismos con magnitud menor de 5.5, se usa la estimación de Brune (1970); mientras que, para sismos de mayor magnitud, se usa el análisis de la fase W (Riquelme *et al.*, 2018). A modo de validación, la Figura 4 muestra la comparación de la magnitud publicada por el CSN (en las abscisas) y la estimada por Proyecto Global de Tensores de Momento (gCMT) (Dziewonski *et al.*, 1981; Ekström *et al.*, 2012). En la Figura 4, cada cruz representa un evento,

los círculos azules su valor promedio y las barras azules su desviación estándar. De ella, es posible ver que existe una clara similitud entre las magnitudes publicadas por el CSN (CSN mag) y las estimadas por el Proyecto Global de Tensores de Momento (gCMT Mw). Cabe destacar que no es posible realizar la misma comparación para magnitudes menores pues no son publicadas por el Proyecto Global de Tensores de Momento (Dziewonski *et al.*, 1981; Ekström *et al.*, 2012).

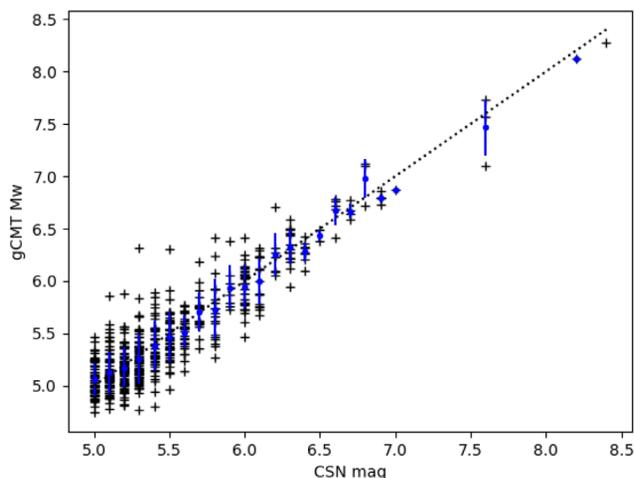


Figura 4: Comparación de estimación de magnitud de momento hecha por el CSN (CSN mag) y el Proyecto Global de Tensores de Momento (gCMT)

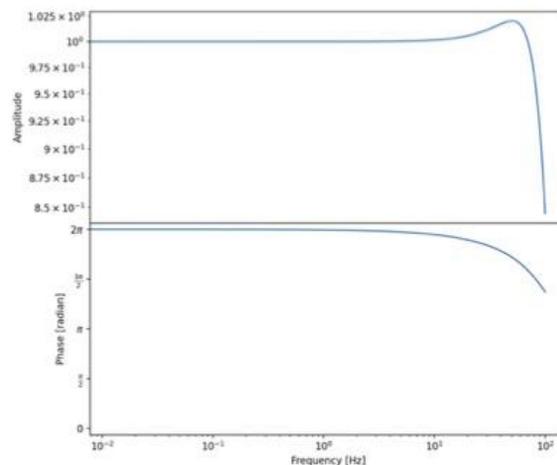
## Sensores

Dentro de la Red Sismológica Nacional (RSN), que incluye todos los sensores sísmicos del CSN, se usan 2 tipos de sensores de aceleración: Guralp CMG-5T y Episensor FBA-EST; en las Figuras 5(a) y 5(b) se muestra la respuesta instrumental de ambos sensores. De estas figuras es posible ver que ambos poseen una respuesta plana en aceleración hasta los 20 Hz, sufriendo leves modificaciones tras esto. Por otro lado, respecto a la fase, el Guralp CMG-5T genera un leve cambio de fase a partir de los 10 Hz, pero para ambos se vuelve relevante a partir de los 20 Hz.

## Formato de datos y series de tiempo

En la base de datos, los registros se encuentran para las 3 componentes en aceleración, las cuales se pueden acceder en dos formatos básicos:

a)



b)

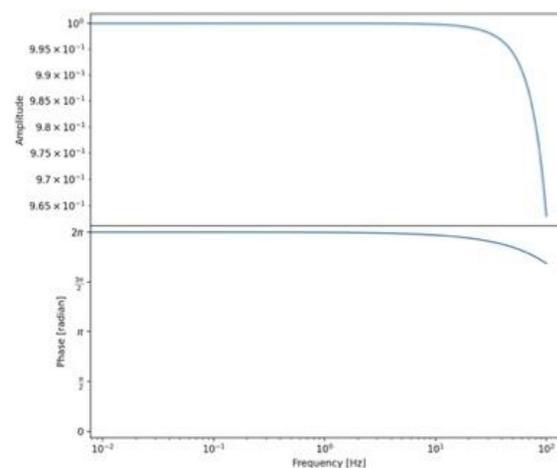
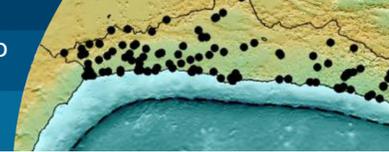


Figura 5: a) Respuesta instrumental de los acelerógrafos más usados en la RSN: Guralp CMG-5T y b) Episensor FBA-EST. En los paneles superiores se muestra la respuesta en amplitud, mientras que en los paneles inferiores se muestra la respuesta en fase, ambos en función de la frecuencia, en Hz.

1. Binario: tomado directamente de los acelerómetros, registrados en cuentas. En binario los datos se distribuyen en *miniseed* (Ekström *et al.*, 2012) o *evt* (GFZ, 2021).
2. Texto plano: convertido a unidades físicas, para fácil lectura de los usuarios. Un ejemplo se muestra en la Figura 6. Es posible ver de esta figura que el archivo parte con un breve encabezado, identificado con el símbolo '#', el cual contiene la *metadata*: Tiempo de Origen (en formato ISO8601), Tasa de muestreo, Número total de muestras, Código de la estación y componente, Coordenadas (Latitud y Longitud) y Unidades (usualmente m/s<sup>2</sup>). Acto seguido, vienen los datos en 1 columna.



El procesamiento de los datos es realizado de la misma forma, independiente del sensor en el cual se haya registrado. Ello sigue los siguientes pasos:

- Remover la media y tendencia lineal.
- Remover la respuesta instrumental, en el espacio de la frecuencia.
- Transformar de cuentas a unidades físicas.

Se evita cualquier otro tipo de filtrado para entregar los datos lo menos procesados posible a los usuarios.

```
# Tiempo de Origen: 2020-09-01T04:09:23.238300Z
# Tasa de muestreo: 100.0 muestras/seg
# Numero total de muestras: 23898
# Estacion: G004 Componente: HNZ
# Latitud: -30.173 Longitud: -70.799
# Unidades: m/seg/seg
0.0
4.1810397236933e-09
-3.360932983219597e-11
4.403580576591931e-09
3.2596387243174845e-11
2.899728983058088e-09
9.421423296585895e-10
4.34708463328416e-09
-2.074262028075146e-09
4.176467412938067e-09
2.5632165967977687e-09
1.3541008851330918e-08
-7.470794477821003e-09
8.245313262961305e-09
1.3635093563374283e-08
-1.5362061672650008e-09
-3.560773348862996e-09
```

Figura 6: Ejemplo del formato de texto plano para el evento del 1 de septiembre de 2020 a las 4:09 UTC en la estación GO04, componente vertical

## Caracterización de Sitios

Para interpretar los datos de mejor manera, se han realizado caracterizaciones de los sitios en las cuales las estaciones se encuentran emplazadas. Para ello, se muestra la unidad geológica presente en la zona de la estación y una breve descripción, tomada de Sernageomin (2002). Se complementa esta información con una caracterización geofísica basada en ondas superficiales (Leyton *et al.*, 2018a). En ella, se estima la curva de dispersión, la razón espectral de la componente horizontal sobre la vertical (HVSR, por sus siglas en inglés) y, mediante un proceso de inversión no-lineal, se estima el perfil de velocidades de onda de corte ( $V_s$ ); ver detalles en Leyton *et al.* (2018a). Un ejemplo es presentado en la Figura 7 para la estación C260, ubicada en el Campamento de la Dirección de Vialidad de Tongoy.

Además, en caso de cumplir los requisitos necesarios, las estaciones son clasificadas siguiendo el esquema propuesto por Idini *et al.* (2017). Este esquema se basa en la razón de espectros de respuesta de la componente horizontal sobre la vertical (HVRSR), considerando un mínimo de 5 registros de magnitud superior o igual a 5.0. Un ejemplo para la misma estación C260 es mostrado en la Figura 8; según este resultado, el sitio clasificaría como sIV – C (ver Figura 7); para más detalles, ver Leyton *et al.* (2018b).

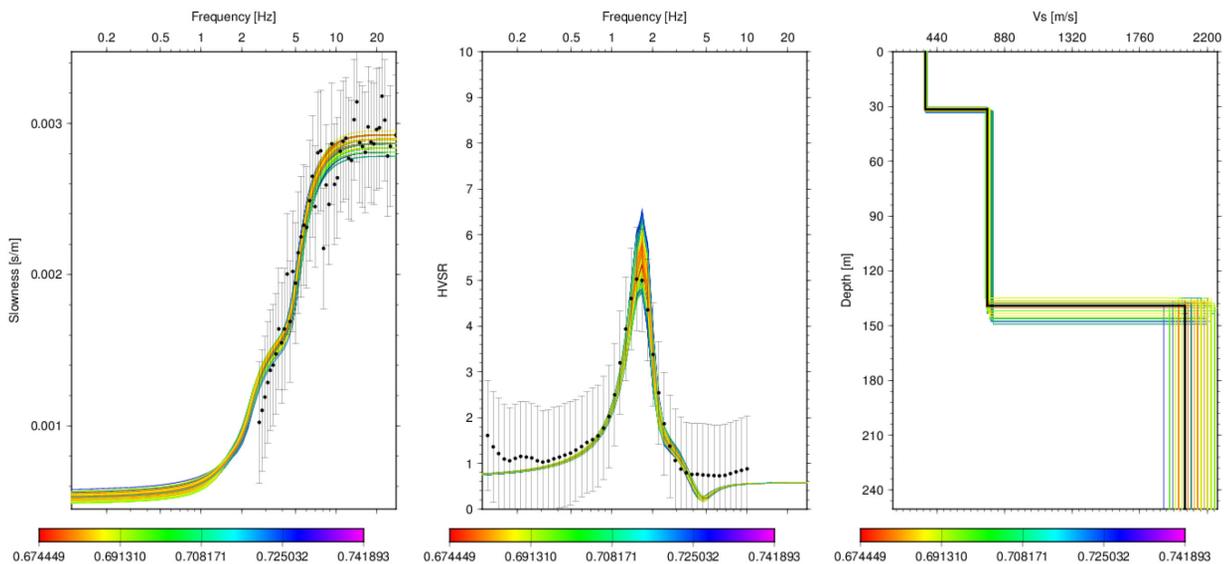


Figura 7: Ejemplos de caracterización geofísica, para la estación C260; de izquierda a derecha se presenta: estimación de curva de dispersión, elipticidad, perfil de velocidad de corte ( $V_s$ ). En cada panel, en negro se presenta los datos medidos y en colores los mejores modelos, con el color proporcional al error, según las escalas mostradas en el borde inferior

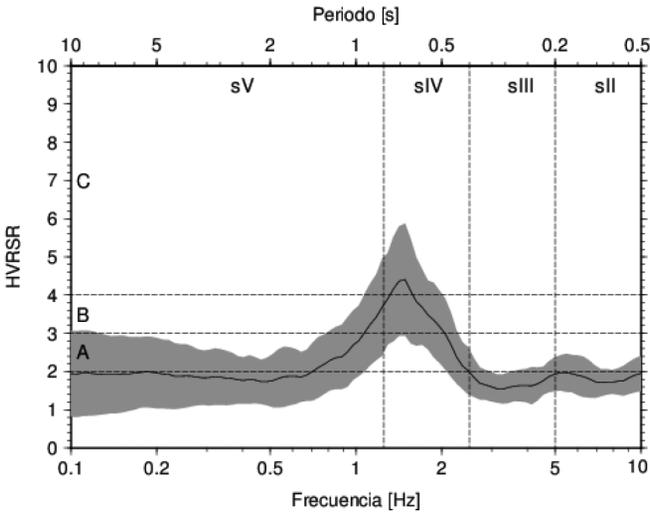


Figura 8: Razón de espectros de respuesta horizontal sobre vertical (HVRSR, por sus siglas en inglés) para la estación R12M. En negro se marca el promedio geométrico de todos los eventos y en gris la desviación estándar.

## Interfaz de usuario

Para facilitar el acceso de los usuarios a los datos, se ha implementado una página web, tal como se muestra en la Figura 9. En ella, los registros son organizados en base a eventos, agrupando todos los acelerogramas de un mismo evento para su manejo. Los eventos están caracterizados por su fecha de ocurrencia (en UTC), su localización geográfica (Latitud y Longitud), profundidad y magnitud. Estos mismos parámetros pueden ser utilizados para filtrar eventos, usando el panel del borde izquierdo, ver Figura 9, bajo ‘FILTRO DE REGISTROS’.

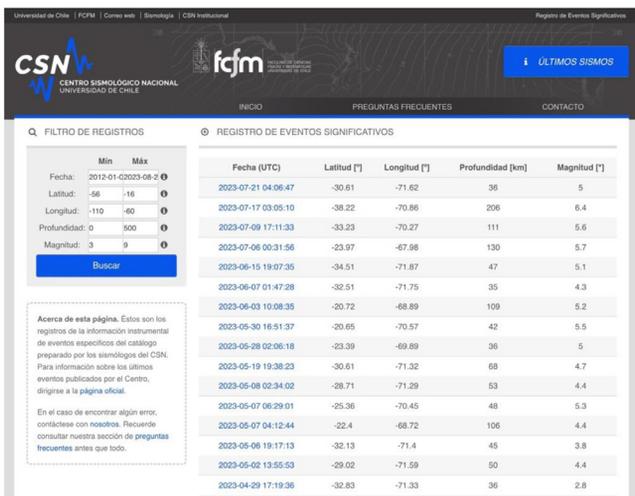


Figura 9: Interfaz web de la base de datos de movimiento fuerte.

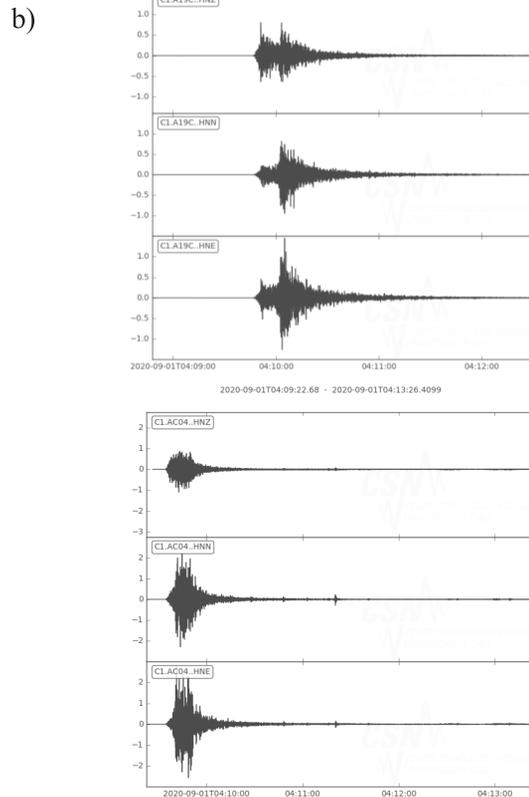
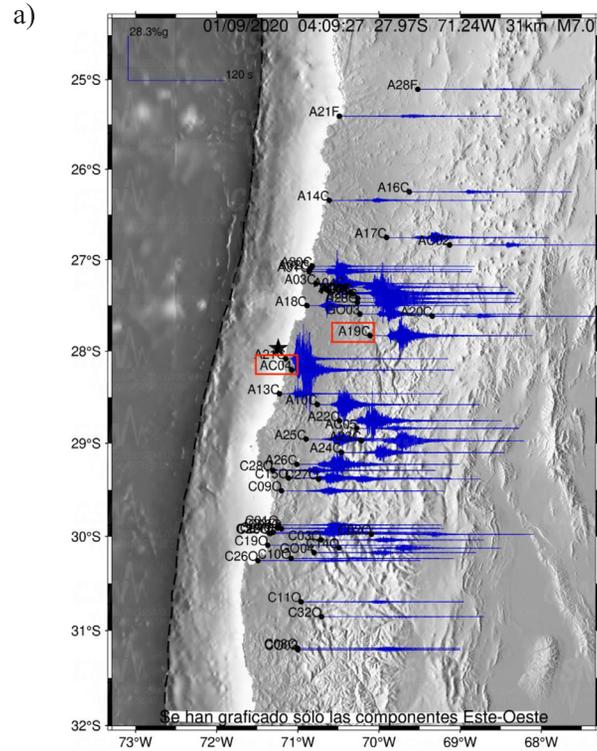
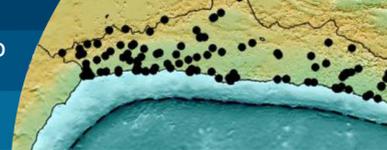


Figura 10: a) Mapa con las trazas Este-Oeste del evento de 1 de septiembre de 2020 ( $M_w$  6.0); la estrella negra representa el epicentro, con los datos hipocentrales indicados en el borde superior del mapa y b) registros de las 3 componentes de las estaciones A19C y AC04, arriba y abajo, respectivamente.



Para facilitar la selección de los registros, para cada evento se entrega un mapa con los registros de las componentes Este-Oeste junto a la localización de la estación respectiva, tal como lo muestra la Figura 10. Además, se presentan gráficos con los registros de las 3 componentes de cada estación, como el ejemplo presentado en la misma figura, para las estaciones A19C y AC04, remarcadas en rojo en el mapa.

## Comentarios finales

En el presente trabajo se muestra la base de datos del Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile. Dicha base de datos contiene registros de movimiento fuerte, alcanzando a más de 17000 registros pertenecientes a 3440 eventos ocurridos en Chile. La mayor parte de los registros se encuentran entre 50 y 120 km de distancia, perteneciendo a sismos con magnitudes entre 4.0 y 5.2, con un importante aumento para sismos con magnitud 5.0. Por otro lado, es posible ver que la base de datos contiene un número muy reducido de registros a distancias menores de 50 km, al igual que para terremotos de magnitud 7.0 o superior, debido a la falta de este tipo de eventos en los últimos 10 años. Una gran cantidad de registros provienen de la zona Norte (entre 18° y 23° S), seguido de Chile Central (entre 29° y 33° S); al sur de los 40° S, el número de registros decae considerablemente, debido a la baja sismicidad de la zona.

Los datos son puestos a disposición del usuario en dos formatos: binario, provenientes directamente del sensor, y texto plano, donde se ha removido la respuesta instrumental y son entregados en unidades físicas. Para todos los sitios de emplazamiento de las estaciones se entrega una breve descripción de la geología (tomada de Sernageomin (2002)) y algunos de ellos han sido caracterizados mediante el uso de Métodos de Ondas Superficiales (Leyton *et al.*, 2018a).

Para su uso, se ha dispuesto de una interfaz web que permite explorar la base de datos en base a la información hipocentral (latitud, longitud, profundidad y magnitud del evento), permitiendo el filtrado y selección de los datos. Además, se entregan gráficos con mapas y dibujos de las formas de onda para facilitar su análisis.

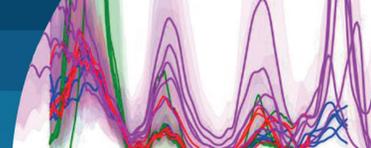
Esta herramienta es un aporte importante a la comunidad, acercando la información sismológica relevante para su uso.

## Agradecimientos

Agradecemos el valioso aporte del Equipo de Terreno del CSN por su invaluable labor en la recolección de los datos de la Red Nacional de Acelerómetros y a Miguel Quilaqueo, del Equipo de Tecnología de la Información TICs, por su dedicación en el mantenimiento de los servidores que alojan la Base de Datos.

## Referencias

- Barrientos, S. and National Seismological Center (CSN) Team (2018). The seismic network of Chile. *Seismological Research Letters* 89(2A), 467-474
- Brune, J.N. (1970). Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes. *Journal of Geophysical Research* 75(26), 4997-5009
- Dziewonski, A.M., Chou, T.A. and Woodhouse, J.H. (1981). Determination of earthquake source parameters from waveform data for studies of global and regional seismicity. *Journal of Geophysical Research* 86, 2825-2852
- Ekström, G., Nettles, M. and Dziewonski A.M. (2012). The global CMT project 2004-2010: Centroid-moment tensors for 13,017 earthquakes. *Physics of the Earth and Planetary Interiors* 200-201, 1-9
- GFZ (2021). Data format. <https://www.gfz-potsdam.de/en/section/geophysical-imaging/infrastructure/geophysical-instrument-pool-potsdam-gipp/documents/data-format>, visitado en agosto 2021
- Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S. and Pastén, C. (2017). Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone. *Bulletin of Earthquake Engineering* 15(5), 1853-1880
- Leyton, F., Leopold, A., Hurtado, G., Pastén, C., Ruiz, S., Montalva, G. and Sáez, E. (2018a). Geophysical characterization of the Chilean seismological stations: First results. *Seismological Research Letters* 89(2A), 519-525
- Leyton, F., Pastén, C., Ruiz, S., Idini, B. and Rojas, F. (2018b). Empirical site classification of CSN network using strong-motion records. *Seismological Research Letters* 89(2A), 512-518
- Riquelme, S., Medina, M., Bravo, F., Barrientos, S., Campos, J. and Cisternas, A. (2018). W-phase real-time implementation and network expansion from 2012 to 2017: The experience in Chile. *Seismological Research Letters* 89(6), 2237-2248
- Sernageomin (2002). Mapa geológico de Chile: versión digital. Escala 1:1.000.000. Publicación digital. Santiago, Chile



# Variabilidad de resultados de la exploración geofísica de sitios usando métodos de ondas superficiales

Variability of site geophysical exploration results using surface wave methods

Fecha de entrega: 24 de octubre 2023

Fecha de aceptación: 25 de enero 2024

Felipe Leyton<sup>1</sup>, Gonzalo Montalva<sup>2</sup>, César Pastén<sup>3</sup>, Francisco Ruz<sup>4</sup>, Esteban Sáez<sup>5</sup>, Óscar Taiba<sup>6</sup> y Juan Carlos Tiznado<sup>5</sup>

<sup>1</sup> Universidad de Chile, Centro Sismológico Nacional, Beauchef 850, Santiago, Chile, [leyton@csn.uchile.cl](mailto:leyton@csn.uchile.cl) (orcid: 0000-0002-6438-4045)

<sup>2</sup> Universidad de Concepción, Departamento de Ingeniería Civil, Edmundo Larenas 219, Concepción, Chile, [gmontalva@udec.cl](mailto:gmontalva@udec.cl) (orcid: 0000-0001-8598-7120)

<sup>3</sup> Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, Blanco Encalada 2002, Santiago, Chile, [cpasten@uchile.cl](mailto:cpasten@uchile.cl) (orcid: 0000-0002-6683-0619)

<sup>4</sup> R&V Ingenieros, Licenciado de las Peñas 4909, Ñuñoa, Chile, [francisco@ryv.cl](mailto:francisco@ryv.cl)

<sup>5</sup> P. Universidad Católica de Chile, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Avda. Vicuña Mackenna 4860, Macul, Chile, [esaezr@uc.cl](mailto:esaezr@uc.cl) (orcid: 0000-0001-5433-0388), [jctiznad@uc.cl](mailto:jctiznad@uc.cl) (orcid: 0000-0002-7295-0588)

<sup>6</sup> Ferrara Proyectos Especiales, Avda. Ossa 235, of. 1150, La Reina, Chile, [oscartaiba@ferrara.cl](mailto:oscartaiba@ferrara.cl)

*Tras el terremoto del Maule 2010 ( $M_w$  8.8), grandes cambios se produjeron en la normativa sísmica a nivel nacional. Uno de los aspectos interesantes fue el cambio en la metodología para la clasificación de suelos en la norma NCh433. En pocas palabras, se pasó del uso de parámetros de resistencia al uso de parámetros dinámicos del suelo, como el promedio armónico de la velocidad de propagación de ondas de corte en los 30 m superiores del terreno ( $V_{s30}$ ) y el periodo predominante ( $T_g$ ), que se evalúa incorporarlo. En este estudio, se comparan resultados obtenidos por 4 equipos de trabajo que exploran seis sitios utilizando diversos sensores, geometrías y procedimientos, todos ellos usando Métodos de Ondas Superficiales (MOS). Se observa que, en general, la estimación de  $V_{s30}$  y  $T_g$  son bastante robustas, pero se encuentran importantes variaciones en los perfiles de velocidad obtenidos; es por ello que es necesario contrarrestar el resultado con la estratigrafía del sondaje. Estos resultados reflejan las limitaciones y potencialidades de los MOS para estimar las propiedades dinámicas de sitios.*

*Palabras clave: Métodos de Ondas Superficiales, variabilidad, dinámica de suelos*

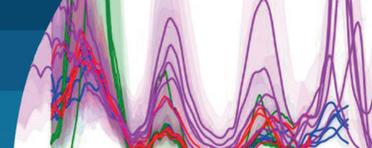
*After the 2010 Maule earthquake ( $M_w$  8.8) major changes were made in seismic regulations at the national level. One of the most interesting aspects was the change in the methodology for the soil classification in the NCh433 design standard. In summary, there was a transition from the use of soil strength parameters to soil dynamic parameters, such as the harmonic average of the shear wave velocity in the first 30 m of the subsoil ( $V_{s30}$ ) and the predominant period ( $T_g$ ), whose incorporation is under review. In this study, results from 4 teams exploring the same 6 sites using various sensors, geometries, and procedures are compared, all of them using Surface Wave Methods (MOS, for its initials in Spanish). It is concluded that, in general, the estimation of  $V_{s30}$  and  $T_g$  are quite robust, but important variations are observed in the shear wave velocity profiles obtained. For that reason, it is necessary the comparison of these results with the stratigraphy. These results point to the limitations and potential of MOS to estimate the dynamic properties of sites.*

*Keywords: Surface Waves Methods, variability, soil dynamics*

## Introducción

Tras el terremoto del Maule 2010 ( $M_w$  8.8), innumerables casos pusieron en evidencia cómo las propiedades dinámicas de los suelos jugaron un rol preponderante en la distribución del daño (Leyton *et al.*, 2011, 2012,

2013). Similares observaciones se han tenido para los terremotos de Iquique 2014 ( $M_w$  8.1) (Becerra *et al.*, 2016) e Illapel 2016 ( $M_w$  8.4) (Fernández *et al.*, 2017). Ello motivó la incorporación de parámetros dinámicos para la clasificación de los suelos en la normativa chilena (por



ejemplo, NCh433 2009 y NCh2369 2023). Es así como se incorporan parámetros como el promedio armónico de los 30 primeros metros del terreno de la onda S ( $V_{s30}$ ) y el periodo predominante ( $T_g$ ), ambos estimados mediante el uso de Métodos de Ondas Superficiales (MOS) y el método de la razón espectral de la componente horizontal sobre la vertical (REHV, Nakamura (1989)).

Es así como estos métodos han cobrado una particular importancia, dedicándose variados estudios a nivel nacional e internacional a su investigación. Sin embargo, pocos trabajos han comparado los resultados obtenidos a partir de MOS con los obtenidos con métodos invasivos y aún menos han comparado resultados con distintos MOS (Garofalo *et al.*, 2016a, 2016b, 2017). En el presente estudio abordamos esta temática y analizamos la variabilidad de los resultados obtenidos al aplicar MOS en la determinación de las propiedades dinámicas de sitios.

Considerando datos de 6 sitios representativos, tomados por 4 grupos de trabajo independientes, se analiza la variabilidad de resultados, incluyendo las curvas de dispersión, perfiles de velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) en los primeros 50 m, el  $V_{s30}$  y el periodo predominante  $T_g$ . La gran diferencia del presente estudio frente a esfuerzos previos es que en esta investigación cada equipo efectuó sus propias mediciones con sus propios equipos, frente a ejercicios anteriores donde el conjunto de datos era único y los equipos sólo los analizaron en forma independiente.

## Datos

En este trabajo se consideran 2 campañas de terreno ejecutadas en enero y mayo de 2023, financiadas por el proyecto Fondef ID22I10032, en el que se enmarca esta investigación. En la primera de ellas, se visitaron las ciudades de Puerto Varas y Valdivia; mientras que en la segunda se recolectaron datos de Chillán y Talca, ver mapa en la Figura 1. Durante estas mediciones, se trabajó de manera paralela en 4 grupos, liderados por los autores de este trabajo.

El trabajo en terreno se abordó de manera paralela e independiente, coincidiendo sólo los tiempos de realización de las mediciones. Cada grupo utilizó los equipos a su disposición, tales como:

- Tromino 3G, geófonos de 4.5 Hz, de 3 componentes
- Geometrics Geode, de 24 canales, con geófonos de 4.5 Hz
- Sismómetros Sara SL06, conectados a sensores triaxiales de 0.5 Hz (SS-BHV05) y de 1 Hz (Terrabots)
- Sismómetros 40TDE Guralp

La disposición de los equipos en terreno fue diseñada por cada grupo, buscando caracterizar de la mejor manera los sitios en estudio. Ellos combinaron mediciones en arreglos bidimensionales con arreglos lineales; ejemplos de las geometrías utilizadas se muestran en los paneles del lado derecho de la Figura 1.

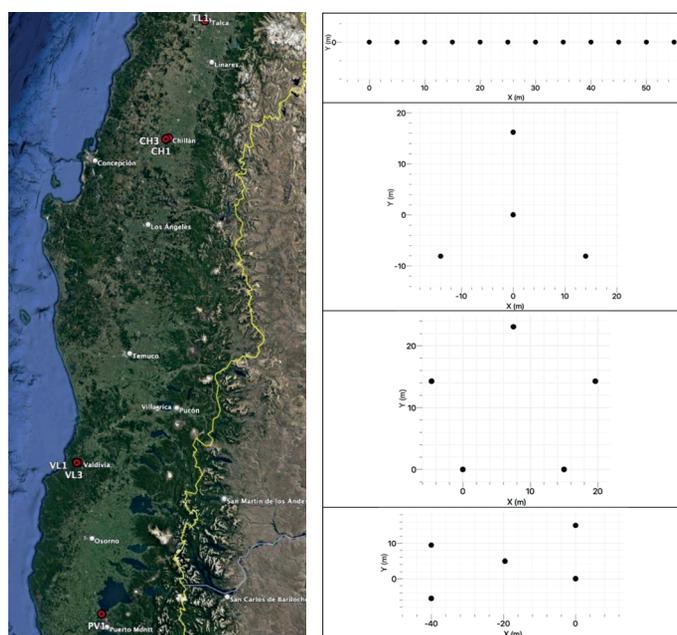
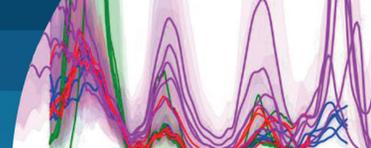


Figura 1: a) Foto aérea con los sitios analizados en este estudio; tomada de Google Earth, b) ejemplos de las geometrías utilizadas en este estudio; de arriba abajo: lineal con espaciamiento constante, triángulo equilátero con estación central, pentágono y cuadrilátero con estación central.

También, se combinaron la toma de datos con fuente pasiva o ruido sísmico, con fuentes activas, tales como golpes de mazo. Los tiempos de registros variaron desde unos pocos segundos (en el caso de Geometrics Geode), pasando por decenas de minutos hasta llegar a 1 hora (para los Tromino) y varias horas (sismómetros Guralp y Sara). Nuevamente, cada grupo definió la duración de los registros de manera independiente, buscando la mejor caracterización posible del sitio.



## Breve descripción metodológica

Para el análisis de los datos y obtención de las curvas de dispersión se utilizaron MOS basados en el análisis de ondas Rayleigh, tal como se ha hecho en estudios de este tipo (Humire *et al.*, 2015; Pastén *et al.*, 2016; Leyton *et al.*, 2018; Podestá *et al.*, 2019). En general, se usa la combinación de métodos pasivos y activos, para lograr cubrir un mayor rango de frecuencias en la curva de dispersión (Humire *et al.*, 2015; Leyton *et al.*, 2018; Podestá *et al.*, 2019; Tokimatsu, 1997).

Entre los métodos considerados, se utiliza SPAC (Aki, 1957; Asten y Henstridge, 1984), su generalización a geometrías más sencillas, ESAC (Chávez-García *et al.*, 2005, 2006; Hayashi, 2008) y su extensión a altas frecuencias (Ekström, 2014; Ekström *et al.*, 2009), FK (Horike, 1985; Kvaerna y Ringdahl, 1986), con datos pasivos y activos. Posteriormente, el perfil de  $V_s$  fue obtenido a partir de las curvas de dispersión mediante la inversión no lineal usando el Método del Vecindario (Sambridge, 1999), implementado por Wathelet (2008) para este propósito. Detalles de la aplicación de distintas metodologías pueden verse en Humire *et al.* (2015), Pastén *et al.* (2016), Leyton *et al.* (2018) y Becerra *et al.* (2015). Gran parte de estos cálculos usaron el software Geopsy (Wathelet *et al.*, 2020).

Por otro lado, la estimación del periodo predominante se obtuvo mediante la técnica de la razón espectral de la componente horizontal sobre la vertical (REHV) (Nakamura, 1989). Detalles de estos métodos pueden obtenerse de Leyton *et al.* (2011, 2012, 2013, 2018), Becerra *et al.* (2016), Fernández *et al.* (2017) y Podestá *et al.* (2019). En breve, la medición es dividida en ventanas de tiempo del orden de 1 min y procesadas de la misma forma. Se calcula la transformada de Fourier de cada una de las componentes, sumándose las componentes horizontales para luego dividirla por la vertical; ello se realiza tras el suavizamiento con el filtro Konno y Ohmachi (1998), usual en este tipo de estudios.

## Resultados

A continuación, se presentan los resultados centrados en 3 principales elementos: las curvas de dispersión, el perfil de velocidades de onda de corte ( $V_s$ ) en los primeros 50 m y las razones espectrales de la componente horizontal sobre

la vertical (REHV). En las siguientes figuras, cada color representa un grupo de trabajo, según la leyenda del borde superior; para facilitar su comparación, se ha mantenido la nomenclatura del color en todas las figuras.

La Figura 2 muestra las curvas de dispersión de cada uno de los grupos; en ellas, cada cruz representa el valor de la lentitud para cada frecuencia y la barra vertical el error. Es posible ver que, en general, existe una buena coincidencia entre todas las curvas entre 1 y 10 Hz. Ninguno de los grupos pudo obtener resultados confiables a frecuencias menores a 1 Hz, usual en este tipo de estudios (Humire *et al.*, 2015; Pastén *et al.*, 2016; Leyton *et al.*, 2018). Sin embargo, para frecuencias superiores a los 10 Hz, sí se observan diferencias entre los resultados de los distintos grupos. Las mayores diferencias se observan en el sitio CH3, llegando a casi un factor de 2.

En la Figura 3 se muestran los perfiles de velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) en los primeros 50 m. Se observa, en general, una coincidencia en los perfiles, teniéndose velocidades similares en cada grupo para valores de profundidad similares. Cabe destacar que, en muchos casos, existen diferencias importantes en los modelos dado que algunos de ellos presentan inversiones de velocidad, siendo casos aislados más que la regla general. Por otro lado, la cantidad de capas de los perfiles varían considerablemente, lo que podría afectar las funciones de amplificación de cada modelo, hecho que escapa a los objetivos del presente trabajo.

A continuación, la Tabla 1 presenta los valores de  $V_{s30}$  obtenidos por cada grupo.

Tabla 1:  $V_{s30}$  de todos los sitios analizados en este estudio, por cada uno de los grupos. Se agrega el promedio, desviación estándar y el coeficiente de variación en cada caso.

Grupo	$V_{s30}$ , m/s					
	TL1	CH1	CH3	VL1	VL3	PV1
1	445.9	332.5	475.3	216.3	173.8	275.5
2	449.2	345.6	514.4	216	183.2	284.6
3	461.5	340.1	421.2	-	205.3	281.9
4	470.8	371.3	398.2	229.1	247.6	284.8
Promedio	456.9	347.4	452.3	220.5	202.5	281.7
Desv. Est.	11.47	16.83	52.53	7.48	32.85	4.34
Coefficiente de variación, %	2.5	4.8	11.6	3.4	16.2	1.5

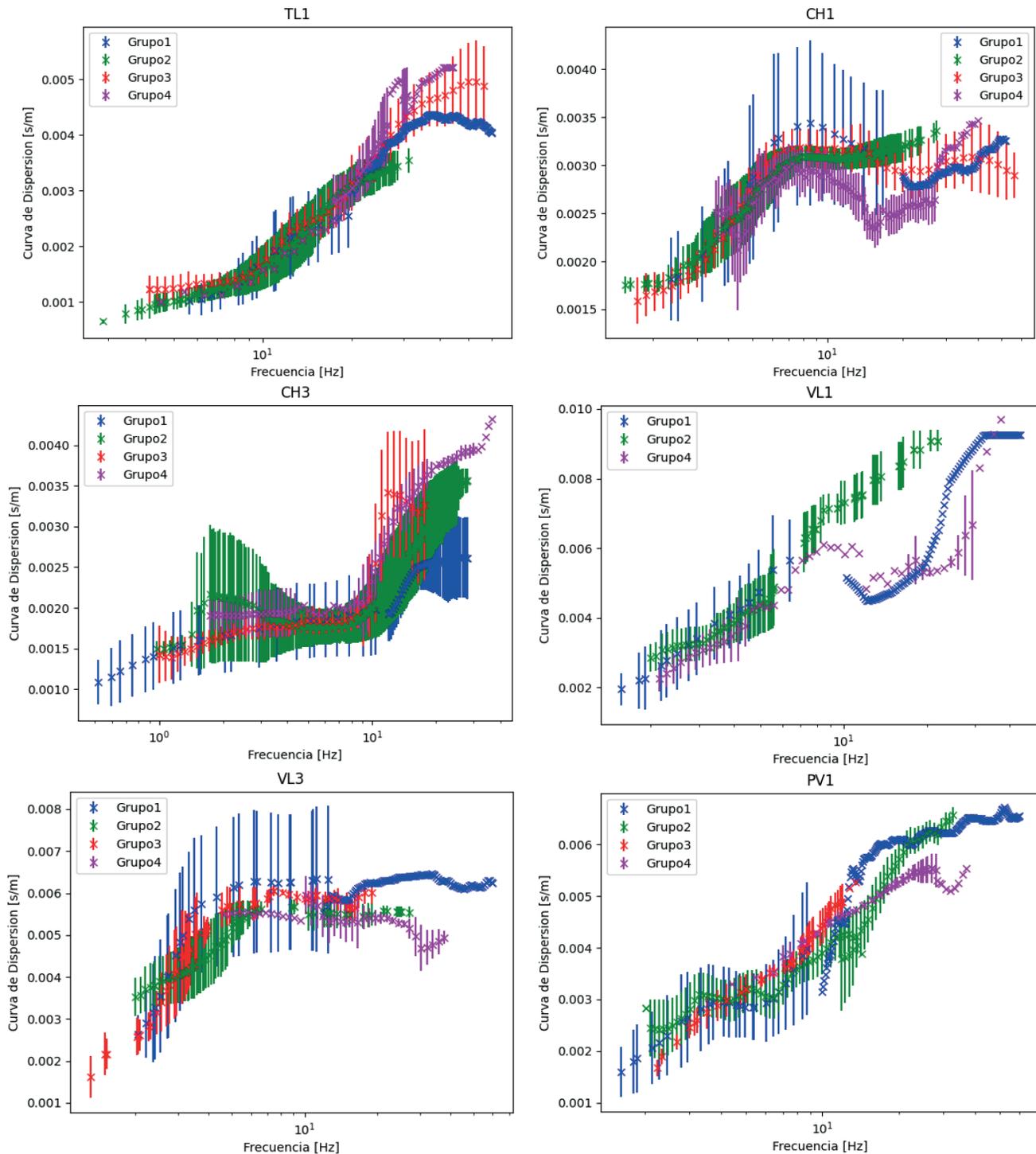
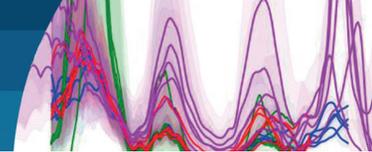


Figura 2: Comparación de las curvas de dispersión obtenidas, lentitud [s/m] en función de la frecuencia [Hz], por cada uno de los Grupos. Cada color representa un Grupo, siguiendo la leyenda de cada panel; el sitio es marcado por la etiqueta del borde superior de cada panel según el mapa de la Figura 1. Cada cruz representa el valor promedio y la barra vertical su respectivo error.

De los resultados presentados en la Tabla 1, es posible ver que CH3 es el sitio que presenta mayor variabilidad en los resultados de  $V_{s30}$ . Tal como se observó anteriormente, este sitio es el que presenta mayores diferencias en las curvas

de dispersión en altas frecuencias (mayores a 10 Hz), teniéndose un factor de casi 2.

Por otro lado, VL3 es otro sitio con una variabilidad importante en los resultados, principalmente debido a

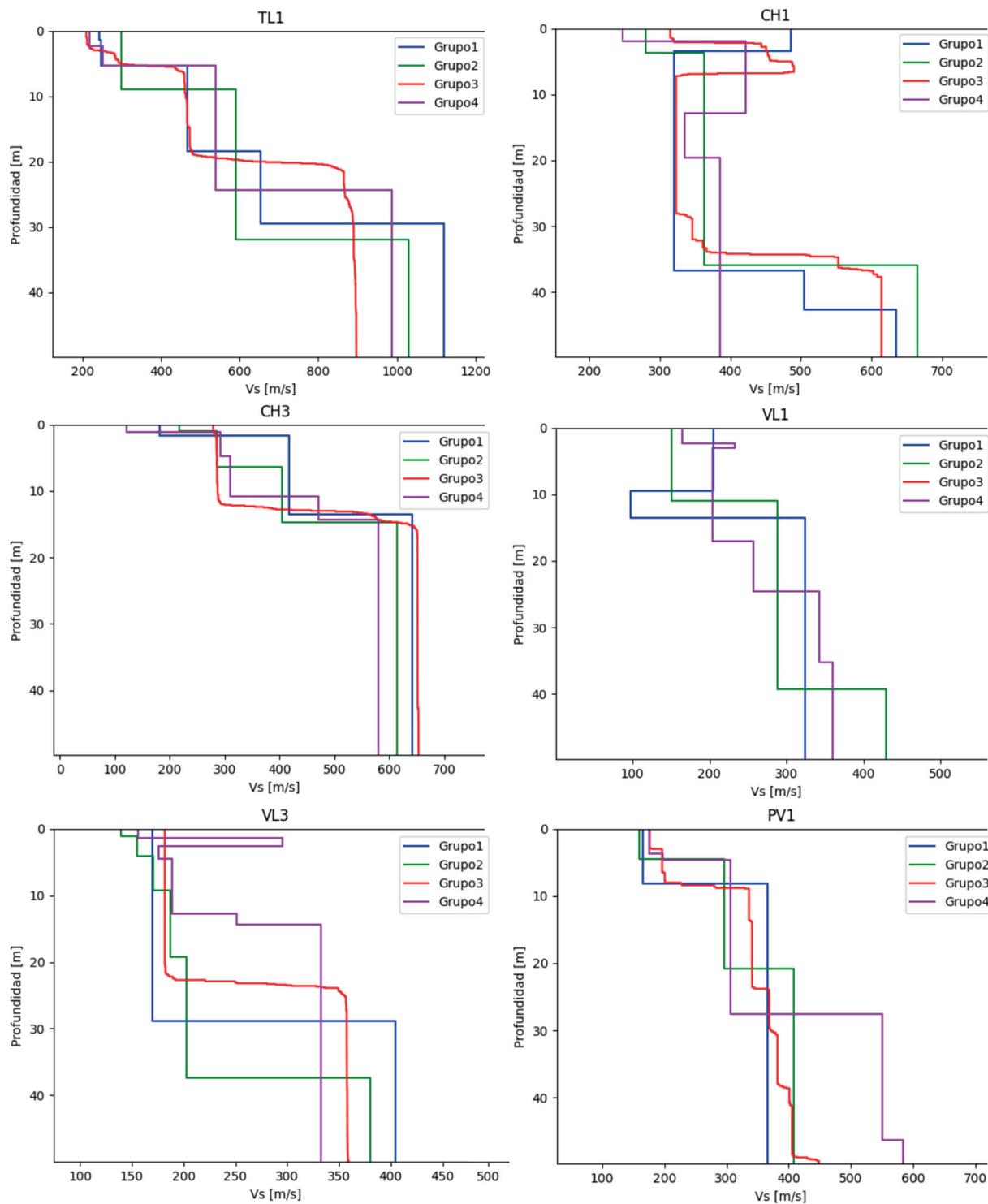
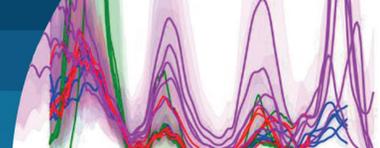


Figura 3: Comparación de los perfiles de  $V_s$  de cada uno de los grupos. Cada color representa un grupo, siguiendo la leyenda de cada panel; el sitio es marcado por la etiqueta del borde superior de cada panel según el mapa de la Figura 1.

lo obtenido por el grupo 4, estando 40 m/s sobre los resultados de los otros grupos. En la Figura 3 es posible ver que el grupo 4 define una inversión de velocidad en los primeros metros, la cual es seguida por un aumento rápido de  $V_s$ , mayor que lo observado en los otros grupos.

Es posible que esta última capa sea la responsable de la diferencia en el  $V_{s30}$  del grupo 4 con relación al resto.

Para los otros sitios, la variabilidad es baja, lo que se refleja en las similitudes de los perfiles de velocidad  $V_s$  y sus respectivas curvas de dispersión.

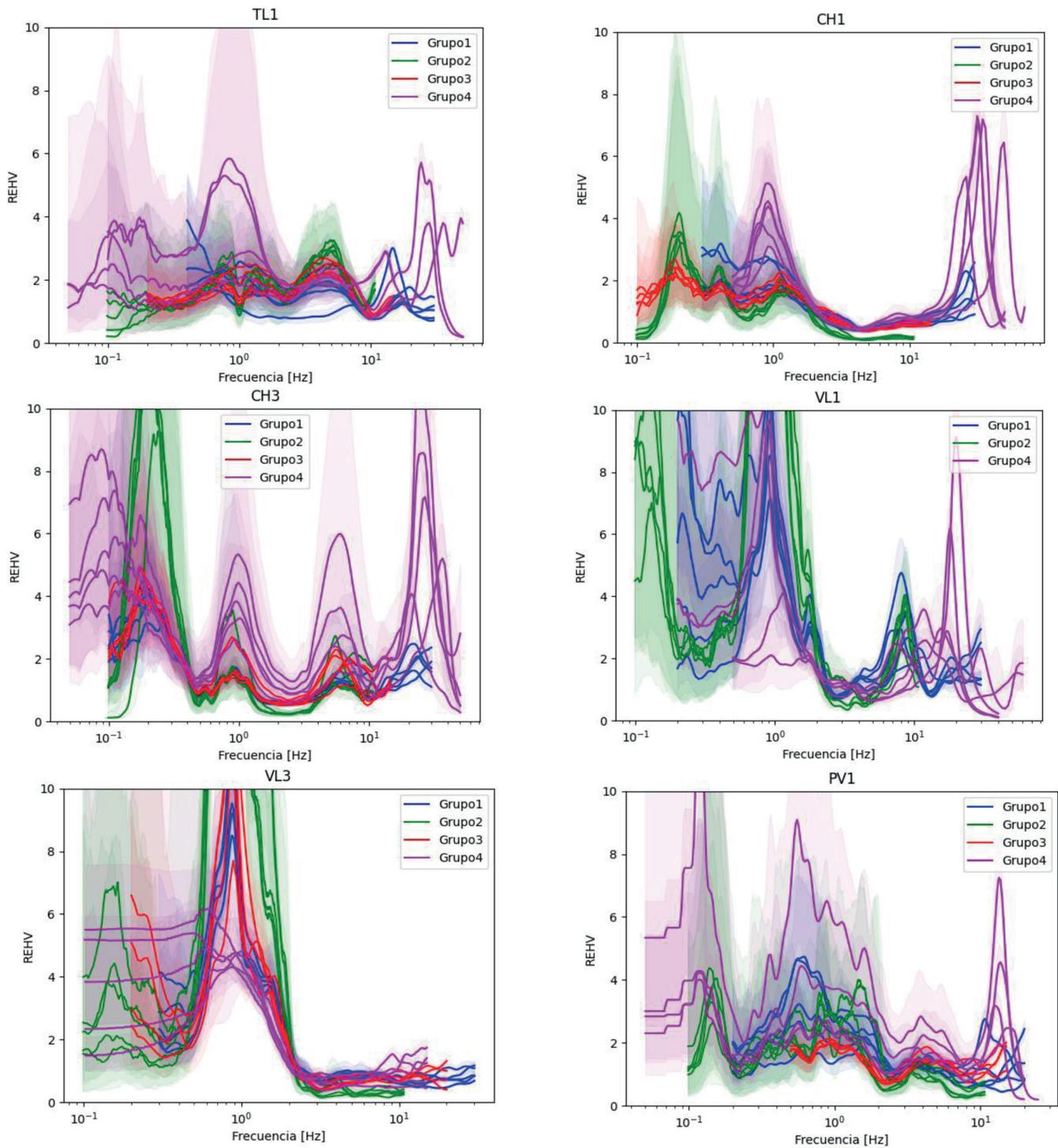
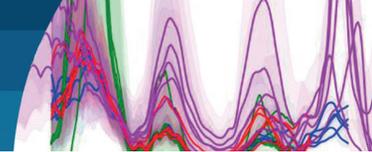
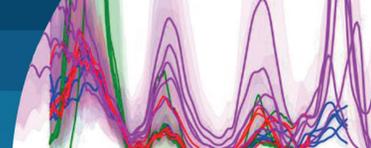


Figura 4: Comparación de los resultados de la razón espectral de la componente horizontal sobre la vertical (REHV) en función de la frecuencia [Hz], por cada uno de los Grupos. Cada color representa un Grupo, siguiendo la leyenda de cada panel; el sitio es marcado por la etiqueta del borde superior de cada panel según el mapa de la Figura 1.

La Figura 4 presenta los resultados de la razón espectral de la componente horizontal sobre la vertical (REHV) (líneas continuas) de cada grupo (ver leyenda en el borde superior); las áreas del mismo color representan la desviación estándar de cada una de las mediciones. Lo primero que es

posible ver es que las REHV son presentadas en diversos rangos de frecuencia, partiendo en valores como 0.05, 0.1 y 0.5 Hz; y terminando en 10, 30 y 50 Hz. Sin perjuicio de lo anterior, las curvas de REHV son bastante similares, teniéndose las mayores variaciones en las amplitudes de



los peaks observados, pero muy similares frecuencias predominantes. En términos generales, las mayores variaciones se observan en las bajas frecuencias (menores a 1 Hz), teniéndose resultados más consistentes en las altas frecuencias. Notar que la frecuencia mínima nominal no es idéntica en todos los sensores empleados, algunos constan de geófonos de 0.5 o 1.0 Hz, otros son de frecuencia 4.5 Hz, pero llevados mediante filtros electrónicos a un mínimo de 0.3 Hz de acuerdo con el fabricante, mientras que otros son banda ancha de 60 s. Luego, valores por debajo de 1 s están en un rango de observación donde el funcionamiento de cada equipo es distinto. Debe ser analizado más en detalle, pero escapa al objetivo del presente estudio.

De la Figura 4 es posible estimar el periodo predominante ( $T_g$ ) de cada sitio, lo cual se presenta en la Tabla 2. Al final de la Tabla 2, al igual que en la Tabla 1, se ha agregado el promedio y la desviación estándar para cada sitio, complementado con el coeficiente de variación (desviación estándar/promedio x 100) para poder normalizar la variabilidad. De esta Tabla 2 es posible ver que, en términos generales, existe coincidencia en los periodos predominantes estimados por los diversos grupos, reflejados en diferencias porcentuales menores al 20%. Se exceptúan 2 casos: TL1 y CH1; en ellos, los periodos predominantes estimados por el grupo 4 escapan a los observado por los otros grupos. Preliminarmente, se piensa que puede deberse a una diferencia en los equipos utilizados, lo cual se está explorando con pruebas más detalladas.

Tabla 2: Valores del periodo predominante ( $T_g$ ) para todos los sitios analizados en este estudio, por cada uno de los grupos. Se agrega el promedio, desviación estándar y el coeficiente de variación para cada caso.

Grupo	$T_g$ , s					
	TL1	CH1	CH3	VL1	VL3	PV1
1	0.19	2.56	4.71	1.08	1.15	1.61
2	0.20	4.85	4.78	0.97	1.11	1.21
3	0.20	5.37	5.08	-	1.14	1.15
4	1.19	1.10	5.69	1.11	0.98	1.56
Promedio	0.44	3.47	5.07	1.05	1.09	1.38
Desv. Est.	0.49	2.00	0.45	0.07	0.08	0.24
Coeficiente de variación, %	111.46	57.58	8.88	6.87	7.36	17.09

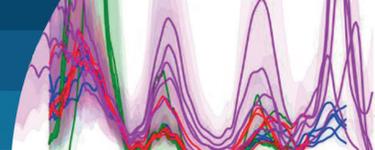
Es interesante notar que el rango del coeficiente de variación del valor de  $V_{s30}$  observado para los sitios de estudio es bastante menor al obtenido para la estimación del periodo predominante. Por un lado, estos datos confirman la percepción usual que el parámetro  $V_{s30}$  tiene a ser un estimador bastante robusto en términos de su estabilidad independientemente del método de estimación. Pero abre el desafío de comprender por qué se producen estas diferencias en la estimación del periodo predominante: ya sea por el uso de equipos distintos o por el proceso de medición e interpretación de la REHV; todo ello para obtener resultados más estables e independientes del equipo o responsables de la aplicación de la técnica.

## Conclusiones

En el presente trabajo se comparan resultados de métodos de ondas superficiales MOS, ampliamente utilizados hoy en día para la determinación de las propiedades dinámicas de sitios. Entre los resultados comparados, se presentan las curvas de dispersión, perfiles de  $V_s$  en los primeros 50 m y razones espectrales de la componente horizontal sobre la vertical (REHV). Ellos son complementados con parámetros derivados de los anteriores, como el promedio armónico de la velocidad de onda S en los 30 primeros metros ( $V_{s30}$ ) y el periodo predominante del suelo ( $T_g$ ). Cabe destacar que estos son los parámetros que hoy en día se utilizan para la clasificación sísmica de suelos en las nuevas propuestas de normas sísmicas (NCh433, 2009; NCh2369, 2023).

Se observa, en general, una coincidencia en las curvas de dispersión entre 0.1 y 10 Hz; pudiendo variar hasta en un factor de 2 para frecuencias más altas. Además, en la mayoría de los casos, no se obtuvieron resultados confiables para frecuencias menores. De igual manera, los perfiles de velocidad de onda S en los 50 m superficiales muestran coherencia entre sí, pero se observan ciertos resultados que presentan inversión de velocidades. Se estima que ello redundará en modelos completamente distintos de respuesta sísmica, pero escapa a los objetivos del presente estudio y se propone analizar en trabajos futuros. Notar que en la nueva normativa se considera la ejecución de un sondeo para efectos de calibrar la estratigrafía obtenida mediante la aplicación de MOS en los primeros 30 m.

De los resultados de REHV, se observa coincidencia en la forma de las curvas, pero con posibles variaciones en



las amplitudes de ellas. Preliminarmente, se sospecha de 1 tipo de sensor utilizado, pues es sólo 1 grupo que presenta esta gran variabilidad; hecho que será analizado en mayor detalle en estudios posteriores.

De los resultados de  $V_{s30}$ , se observan desviaciones estándar menores a 30 m/s, siendo excedido sólo en 1 sitio (CH3). Cabe destacar que dicho sitio presenta un comportamiento complejo, por lo que se atribuye a esta complejidad la gran variabilidad en los resultados. Por otro lado, tal como se discutió anteriormente, un grupo presentó curvas de REHV con amplitudes distintas al resto. Estas diferencias son las que producen variaciones sobre el 20% en 2 casos (TL1 y CH1), siendo menores para todos los otros casos. Es por ello que se concluye que la estimación de  $T_g$  mediante REHV es robusta, con poca variabilidad, salvo en casos con periodos largos, sobre el periodo natural del sensor. Este aspecto debe ser analizado en mayor profundidad para mejorar el procedimiento de aplicación de REHV.

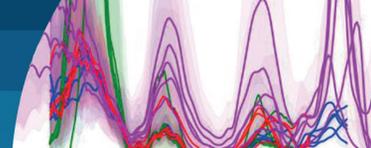
Se espera que estos resultados permitan arrojar luces sobre la confiabilidad de los MOS para la estimación del comportamiento dinámicos de los suelos; en particular, en su aplicación a la clasificación sísmica en la normativa chilena. Las comparaciones presentadas en este documento están siendo complementadas con nuevas mediciones en distintas ciudades del país. El objetivo es conseguir establecer tendencias más generales y contribuir a la elaboración de un Anteproyecto de Norma que establezca procedimientos estandarizados para la estimación de estos parámetros dinámicos de sitios.

## Agradecimientos

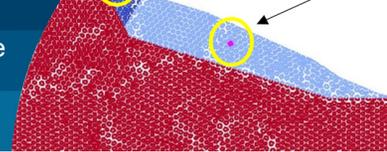
Los autores agradecen el invaluable aporte de Rocío Vega, Diego Andrade y Felipe Hernández, de la P. Universidad Católica de Chile; Gaspar Rivas, Fabián Oliveras, Marco Chiorino y Bastián Garrido, de la Universidad de Chile; Margarita León, Vicente San Martín, Héctor Saldaña y Sebastián Núñez, de la Universidad de Concepción; y Rodrigo Guzmán de RyV Ingenieros, sin los cuales este estudio no se hubiese podido realizar. Este trabajo cuenta con el financiamiento del proyecto Fondef ID22110032 - Guía de caracterización dinámica de sitios y Anteproyecto de Norma “Obtención de parámetro  $V_s$  y  $T_0$  basado en técnicas de ondas de superficie para clasificación sísmica de sitios”, en el que se enmarca esta investigación.

## Referencias

- Aki, K. (1957). Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors. *Bulletin of Earthquake Research Institute* 35, 415–456
- Asten, M.W. and Henstridge, J.D. (1984). Array estimators and the use of microseisms for reconnaissance of sedimentary basins. *Geophysics* 49(11), 1828-1837
- Becerra, A., Sáez, E., Podestá, L. and Leyton, F. (2016). The 2014 earthquake in Iquique, Chile: Comparison between local soil conditions and observed damage in the cities of Iquique and Alto Hospicio. *Earthquake Spectra* 32(3), 1489-1505
- Becerra, A., Podestá, L., Monetta, R., Sáez, E., Leyton, F. and Yañez, G. (2015). Seismic microzoning of Arica and Iquique, Chile. *Natural Hazards* 79, 567-586
- Chávez-García, F.J., Rodríguez, M. and Stephenson, W.R. (2005). An alternative approach to the SPAC analysis of microtremors: exploiting stationarity of noise. *Bulletin of the Seismological Society of America* 95(1), 277-293
- Chávez-García, F.J., Rodríguez, M. and Stephenson, W.R. (2006). Subsoil structure using SPAC measurements along a line. *Bulletin of the Seismological Society of America* 96(2), 729-736
- Ekström, G. (2014). Love and Rayleigh phase-velocity maps, 5–40 s, of the Western and Central USA from USArray data. *Earth and Planetary Science Letters* 402, 42-49
- Ekström, G., Abers, G.A. and Webb, S.C. (2009). Determination of surface-wave phase velocities across USArray from noise and Aki’s spectral formulation. *Geophysical Research Letters* 36(18), 5-9
- Fernández, J., Pastén, C., Ruiz, S. y Leyton, F. (2017). Estudio de efectos de sitio en la Región de Coquimbo durante el terremoto de Illapel Mw 8.3 de 2015. *Obras y Proyectos* 21, 20-28
- Garofalo, F., Foti, S., Hollender, F., Bard, P.Y., Cornou, C., Cox, B.R., Ohrnberger, M., Sicilia, D., Asten, M., di Giulio, G., Forbriger, T., Guillier, B., Hayashi, K., Martin, A., Matsushima, S. Mercerat, D., Poggi, V. and Yamanaka, H. (2016a). InterPACIFIC project: Comparison of invasive and non-invasive methods for seismic site characterization. Part I: Intra-comparison of surface wave methods. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 82, 222-240



- Garofalo, F., Foti, S., Hollender, F., Bard, P.Y., Cornou, C., Cox, B.R., Dechamp, A., Ohrnberger, M., Perron, V., Sicilia, D., Teague, D. and Vergnialt, C. (2016b). InterPACIFIC project: Comparison of invasive and non-invasive methods for seismic site characterization. Part II: Inter-comparison between surface-wave and borehole methods. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **82**, 241-254
- Garofalo, F., Foti, S., Hollender, F., Bard, P.Y., Cornou, C., Cox, B.R., Dechamp, A., Ohrnberger, M., Sicilia, D. and Vergnialt, C. (2017). Reliability and accuracy assessment of invasive and non-invasive seismic methods for site characterization: feedback from the InterPacific project. *16<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering* 16WCEE, ACHISINA, paper 4938, Santiago, Chile
- Hayashi, K. (2008). *Development of the surface-wave methods and its application to site investigations*. PhD dissertation, Kyoto University, Japan.
- Horike, M. (1985). Inversion of phase velocity of long-period microtremors to the S-wave-velocity structure down to the basement in urbanized areas. *Journal of Physics of the Earth* **33**(2), 59-96
- Humire, F., Sáez, E., Leyton, F. and Yáñez, G. (2015). Combining active and passive multi-channel analysis of surface waves to improve reliability of  $V_{s,30}$  estimation using standard equipment. *Bulletin of Earthquake Engineering* **13**, 1303-1321
- Konno, K. and Ohmachi, T. (1998). Ground-motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor. *Bulletin of the Seismological Society of America* **88**(1), 228-241
- Kvaerna, T. and Ringdahl, F. (1986). Stability of various f-k estimation techniques. Semi-annual Technical Summary, Norsar Scientific Report, 29-40
- Leyton, F., Leopold, A., Hurtado, G., Pastén, C., Ruiz, S., Montalva, G. and Saéz, E. (2018). Geophysical characterization of the Chilean seismological stations: First results. *Seismological Research Letters* **89**(2A), 519-525
- Leyton, F., Ruiz, S., Sepúlveda, S.A., Contreras, J.P., Rebolledo, S. and Astroza, M. (2013). Microtremors' HVSr and its correlation with surface geology and damage observed after the 2010 Maule earthquake (Mw 8.8) at Talca and Curicó, Central Chile. *Engineering Geology* **161**, 26-33
- Leyton, F., Montalva, G. and Ramírez, P. (2012). A preliminary study of seismic microzonation of Concepción based on microtremors, geology, and damages patterns. *Obras y Proyectos* **11**, 40-46
- Leyton, F., Sepúlveda, S.A., Astroza, M., Rebolledo, S., Acevedo, P., Ruiz, S., González, L. and Foncea, C. (2011). Seismic zonation of the Santiago basin, Chile. *5<sup>th</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering* 5ICEGE, ISSMGE and SOCHIGE, R. Verdugo (ed.), session 5, paper SMSLF, Santiago, Chile
- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using micro-tremor on the ground surface. *Quarterly Report of Railway Technical Research Institute* **30**, 25-33
- NCh433 (2009). Diseño sísmico de edificios. INN, Santiago, Chile
- NCh2369 (2023). Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales. INN, Santiago, Chile
- Pastén, C., Sáez, M., Ruiz, S., Leyton, F., Salomón, J. and Poli, P. (2016). Deep characterization of the Santiago Basin using HVSr and cross-correlation of ambient seismic noise. *Engineering Geology* **201**, 57-66
- Podestá, L., Sáez, E., Yáñez, G. and Leyton, F. (2019). Geophysical study and 3-D modeling of site effects in Viña del Mar, Chile. *Earthquake Spectra* **35**(3), 1329-1349
- Sambridge, M. (1999). Geophysical inversion with a neighbourhood algorithm—I. Searching a parameter space. *Geophysical Journal International* **138**(2), 479-494
- Tokimatsu, K. (1997). Geotechnical site characterization using surface waves. *1<sup>st</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering* 3, A. A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 1333-1368
- Wathelet, M. (2008). An improved neighborhood algorithm: Parameter conditions and dynamic scaling. *Geophysical Research Letters* **35**, L09301.
- Wathelet, M., Chatelain, J.L., Cornou, C., Giulio, G.D., Guillier, B., Ohrnberger, M. and Savvaidis, A. (2020). Geopsy: A user-friendly open-source tool set for ambient vibration processing. *Seismological Research Letters* **91**(3), 1878-1889



# Modelación computacional de deslizamientos de tierra masivos inducidos por sismos usando el Método del Punto Material

Computational modeling of earthquake-induced massive landslides using by the Material Point Method

Fecha de entrega: 24 de octubre 2023

Fecha de aceptación: 1 de marzo 2024

Luis Lemus<sup>1,2</sup>, Jaime Rodríguez<sup>1</sup>, Vicente Cáceres<sup>1</sup> y Diego Mery<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Universidad de La Serena, Departamento de Ingeniería en Obras Civiles, La Serena, Chile, [llemus@userena.cl](mailto:llemus@userena.cl), [jrodrigu@userena.cl](mailto:jrodrigu@userena.cl), [vcacersp@alumnosuls.cl](mailto:vcacersp@alumnosuls.cl), [dmery@alumnosuls.cl](mailto:dmery@alumnosuls.cl)

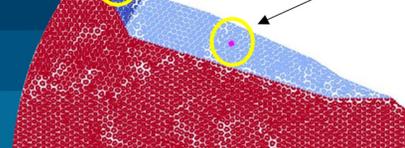
<sup>2</sup> Universitat Politècnica de Catalunya, Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental, Barcelona, España

*Los deslizamientos de tierra representan uno de los riesgos naturales más frecuentes y destructivos en los últimos años. En países altamente sísmicos, la ocurrencia de sismos de gran magnitud es un relevante factor desencadenante en la generación de estos deslizamientos. Bajo este contexto, es de interés para diversas disciplinas de la ingeniería civil, el estudio de estos fenómenos mediante análisis empíricos, métodos analíticos y modelación numérica, que permitan reproducir o predecir estos complejos problemas. Para avanzar en el entendimiento de este tipo de deslizamientos, en este trabajo, se desarrolla una modelación computacional que permita describir la dinámica de un deslizamiento de tierra y/o roca producto de una acción sísmica, utilizando el Método de Punto Material (MPM). Actualmente, el uso del MPM resulta de gran interés al tratarse de un método numérico desarrollado con la capacidad de modelar grandes deformaciones. Esto a diferencia de los métodos tradicionales, como por ejemplo el Método de los Elementos Finitos (MEF), el cual no logra representar de manera precisa este tipo de problemas debido a que en el proceso se generan errores asociados a distorsión de la malla. En este trabajo, se lleva a cabo una modelación sobre un caso real y documentado, consistente en el deslizamiento masivo ocurrido en la localidad de Daguangbao, China, provocado por el terremoto de Wenchuan el año 2008. Los resultados obtenidos logran capturar la dinámica del deslizamiento en términos de velocidades, deformaciones y distancia de recorrido según los reportes existentes y otros trabajos de investigación. Las velocidades máximas alcanzadas del deslizamiento, del orden de los 100 km/h, corroboran la categoría catastrófica de este evento.*

*Palabras clave: deslizamientos masivos, Método Punto Material, problema de grandes deformaciones*

*Landslides represent one of the most frequent and destructive natural hazards in recent years. In highly seismic countries, the occurrence of large earthquakes is a significant triggering factor in the generation of these landslides. Therefore, it is of interest to various disciplines within civil engineering to study these phenomena through empirical analysis, analytical methods, and numerical modelling, aiming to provide a more accurate representation of these complex phenomena. For this purpose, a computational modelling approach is developed to describe the dynamics of a landslide or rockslide induced by seismic loading, using the Material Point Method (MPM). Presently, the utilization of MPM holds considerable significance because it is a numerical method engineered to simulate large deformations. This stands in contrast to conventional methods like the Finite Element Method (FEM), which struggles to precisely deal with this type of problems due to the generation of errors related to mesh distortion. In this study, it is performed a modelling process involving a real and documented scenario—a massive landslide occurrence in the vicinity of Daguangbao, China, triggered by the 2008 Wenchuan Earthquake. The obtained results successfully capture the landslide dynamics in terms of velocities, deformations, and travel distances in accordance with existing reports and other research endeavours. The maximum attained velocities of the landslide are approximately 100 km/h, affirming the catastrophic nature of this event.*

*Keywords: massive landslides, Material Point Method, large deformation*



## Introducción

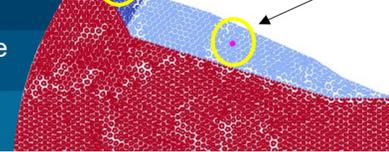
Los deslizamientos de tierra masivos son por definición grandes masas de suelo y/o roca, que posterior al colapso, movilizan el material a elevadas velocidades desarrollando un gran potencial destructivo. La predicción de este tipo de deslizamientos toma relevancia producto del carácter catastrófico que manifiesta si existiese interacción con las comunidades o la infraestructura civil. Un deslizamiento puede ser analizado considerando diversos aspectos, entre los que destacan, los factores desencadenantes, el tipo de falla, y la forma en cómo se moviliza la masa de suelo y/o roca posterior al colapso. Diversos métodos de cálculo son capaces de predecir la inestabilidad de un talud en condiciones estáticas y sísmicas, abordando también la respuesta dinámica de la masa de suelo en diferentes condiciones de drenaje y de carga, con el objetivo de evaluar el proceso hasta la falla (e.g. Angeli *et al.*, 1996; Prieto *et al.*, 2020). Sin embargo, evaluar una etapa posterior a la rotura es inviable para los métodos analíticos tradicionales e incluso para métodos numéricos que se basan en, por ejemplo, el método de elementos finitos (FEM). Actualmente, se hace necesario estudiar qué ocurre con el deslizamiento posterior a la rotura, para eventualmente, generar un mapa de riesgo o preparar medidas de mitigación. En este sentido, los modelos computacionales toman relevancia, y principalmente, los métodos que permiten modelar procesos de tierra sólida que manifiestan grandes deformaciones, como lo son, el método del punto material (MPM), el método de elementos discretos (DEM), Smoothed-Particle Hydrodynamic (SPH), Discontinuous deformation analysis (DDA), entre otros métodos.

La selección de un método que sea capaz de modelar adecuadamente las grandes deformaciones producto de un colapso, es parte de los desafíos de este trabajo. Además, se busca desarrollar un modelo que integre las ventajas que proporciona el MEF y la capacidad de modelar grandes deformaciones. Bajo este contexto, el MPM proporciona esta dualidad, y se utilizará para modelar un talud de grandes dimensiones sujeto a una acción sísmica. El MPM fue desarrollado en 1968 por Harlow F., en el Laboratorio Nacional de Los Alamos, EEUU, en donde desarrolló las bases del método permitiendo describir la dinámica de un flujo de fluido a través de una malla fija, este método

inicialmente se llamó PIC (Particle-in-Cell). Luego, Sulsky *et al.* (1994) y Sulsky y Schreyer (1996) extendieron el enfoque para resolver problemas relacionados con la mecánica de sólidos.

En las últimas décadas, el uso de este método en problemas geomecánicos ha sido de gran interés. Diversos problemas de este tipo han sido abordados, por ejemplo, flujos granulares, llenado de silos, fallas de muros de contención, procesos de corte y excavaciones (Wieckowski, 2004; Beuth, 2012). La modelación de deslizamientos de masas de suelo de distintas tipologías también ha sido objeto de estudio (Andersen y Andersen, 2010; Yerro *et al.*, 2013). En esta misma línea, y considerando además la interacción acoplada entre las presiones de fluido y las partículas sólidas, se han implementado diversas formulaciones matemáticas (Al-Kafaji, 2013; Jassim *et al.*, 2013; Zabala y Alonso, 2011). Por otro lado, una serie de modelos numéricos sobre casos reales han sido realizados, entre los que desatacan el deslizamiento de la presa de Aznalcóllar (Zabala y Alonso, 2011), el gran deslizamiento de Vaiont (Pinyol *et al.*, 2018) y el deslizamiento de Oso en EEUU en el año 2014, entre otros casos. El uso del MPM en problemas de deslizamientos considerando una carga sísmica es relativamente nuevo. Estudios recientes en esta materia corresponden a las investigaciones enfocadas en la implementación de condiciones de borde (Alsardi y Yerro, 2023; Kohler *et al.*, 2022).

Este trabajo se enfoca inicialmente solo en la aplicación de la carga sísmica en la base del modelo, la cual genera fuerzas sísmicas inerciales desestabilizadoras en la masa de suelo. Uno de los objetivos es poder verificar que la incorporación de la carga sísmica de un caso real puede iniciar el movimiento y eventualmente provocar el deslizamiento de una gran masa de material. El código numérico que se utiliza corresponde a Anura3D (Anura3D MPM Research Community), el cual ha sido modificado para incluir la acción sísmica. El modelo computacional no considera la respuesta dinámica del suelo en términos de amortiguamiento y degradación del módulo de corte, más bien, el suelo de fundación es utilizado principalmente como la base elastoplástica en donde la masa de suelo que colapsa pueda moverse o “fluir”. El suelo de fundación se considera linealmente elástico, sin embargo, dada la naturaleza de la formulación dinámica del MPM, es capaz



de transmitir las ondas adecuadamente.

El modelo seleccionado y que se presenta en este trabajo corresponde al caso de deslizamiento masivo de Daguangbao, ocurrido en China, en el año 2008, el cual se reconoce que fue inducido por el gran terremoto de Wenchuan. El modelo considera el registro de aceleraciones, las propiedades geotécnicas de los materiales involucrados y condiciones de borde absorbentes. La configuración del modelo se plantea considerando los siguientes ítems: geometría del modelo, registro de aceleraciones, condiciones de borde, parámetros geomecánicos, etapas y consideraciones de cálculo.

## Modelo computacional

### Conceptos generales del MPM

El MPM combina los métodos de partículas y las ventajas del MEF. Por lo anterior, se puede describir como un método híbrido o una extensión del MEF en donde se utiliza una malla fija de fondo para resolver las ecuaciones de gobierno (momentum), mientras que el continuo o el material se representa mediante partículas Lagrangianas de masa fija (ver Figura 1). La información que transportan las partículas (movimiento, tensión, deformación, densidad, entre otras) se proyecta en la malla a través de sus nodos en cada paso de solución con el fin de cubrir íntegramente el dominio del problema y en la cual, se imponen las condiciones de contorno. Posteriormente, en la malla Euleriana fija se resuelve las ecuaciones de gobierno o de equilibrio de forma discreta para así dar paso a la actualización de la posición de las partículas y la transferencia de la información. En cada paso la malla es descartada o reseteada, ya que toda la información la transporta las partículas que definen el estado del subdominio que representan. En la Figura 2, se ilustra de manera resumida el ciclo de cálculo del método.

Las ecuaciones de gobierno para problemas acoplados considerando interacción fluido-sólido en MPM se definen como un problema de 2 fases en medio poroso saturado (Jassim *et al.*, 2013), y dependiendo de la formulación se pueden describir el balance de masa para cada fase de forma independiente dando origen a formulaciones de 1, 2 ó 3 puntos. A continuación, y de manera resumida, se indican, por ejemplo, las ecuaciones de balance de momentum en (1) y (2), y balance de masa en (4) y (5), para fase sólida

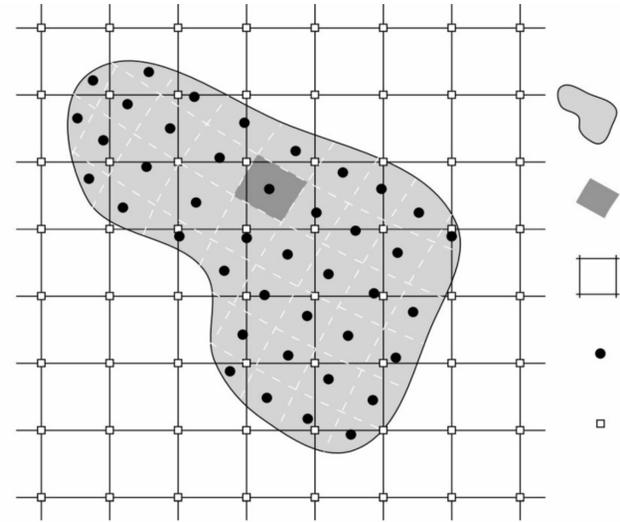


Figura 1: Discretización espacial de un cuerpo continuo con nodos de la malla computacional y puntos materiales (modificada de Alonso, 2021)

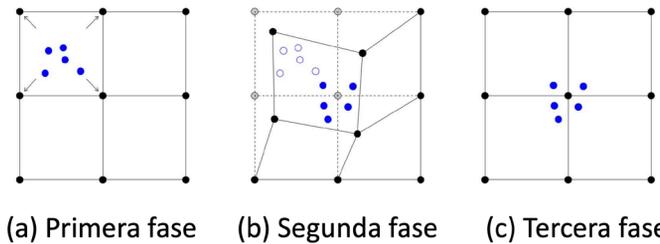


Figura 2: Fases de cálculo para un incremento de tiempo en MPM.

y líquida, respectivamente, considerando una formulación de 2 fases – 1 punto.

$$\rho_L \mathbf{a}_L = \nabla p_L - \frac{n\mu_L}{k_L} (\mathbf{v}_L - \mathbf{v}_S) + \rho_L \mathbf{b} \quad (1)$$

$$(1 - n)\rho_S \mathbf{a}_S + n\rho_L \mathbf{a}_L = \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \rho_m \mathbf{b} \quad (2)$$

$$\rho_m = \rho_S(1 - n) + \rho_L n \quad (3)$$

$$\frac{dn}{dt} - (1 - n)\nabla \cdot \mathbf{v}_S = 0 \quad (4)$$

$$\frac{dp_L}{dt} = \frac{K_L}{n} [\nabla \cdot \mathbf{v}_L + (1 - n)\nabla \cdot \mathbf{v}_S] \quad (5)$$

Donde,  $\mathbf{a}_L$  es la aceleración de la fase líquida;  $\mathbf{v}_S$  y  $\mathbf{v}_L$  son las velocidades del líquido y sólido, respectivamente;  $\mathbf{b}$  es

el vector de fuerza de cuerpo;  $p_L$  es la presión del líquido,  $\rho_L$  es la densidad del líquido,  $\mu_L$  es la viscosidad cinemática del líquido;  $K_L$  es la permeabilidad intrínseca del líquido;  $n$  es la porosidad;  $a_s$  es la aceleración de las partículas sólidas;  $\sigma$  es el tensor de tensiones totales de Cauchy de la mezcla;  $\rho_s$  es la densidad de las partículas sólidas y  $\rho_m$  es la densidad de la mezcla.

## Antecedentes del deslizamiento Daguangbao

En este apartado se aborda la modelación y el análisis realizado sobre un caso real seleccionado, el que consiste específicamente en un talud de grandes dimensiones ubicado en la zona de Wenchuan, en la región de Sichuan, China. Este talud fue afectado por un deslizamiento masivo producto de un terremoto de magnitud 8.0  $M_w$  ocurrido el 12 de mayo del año 2008. Este deslizamiento se denominó con el nombre de “Daguangbao” y consistió en el deslizamiento de mayores dimensiones entre los ocurridos luego del terremoto de Sichuan. La distancia total de recorrido del material colapsado se aproxima a un valor de 4.5 km (Zhang *et al.*, 2015). Esto se ve representado en la Figura 3, además de resaltar la topografía original del talud previo a la ocurrencia del deslizamiento (destacada en color verde), se muestra la topografía generada posterior al deslizamiento (destacada en color morado).

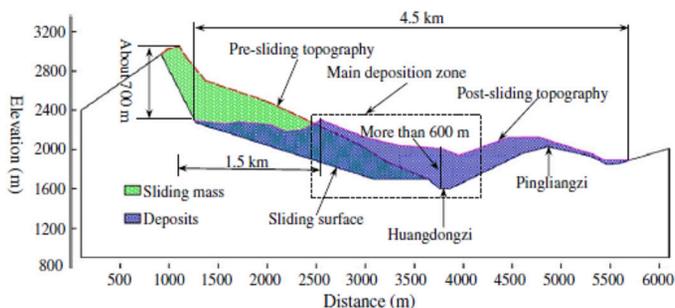


Figura 3: Geometría antes y posterior al colapso (Song *et al.*, 2016)

Durante el deslizamiento, y antes de llegar a la zona final de Pingliangzi, se genera una zona de acumulación de material en la zona del valle de Huangdongzi en donde el material depositado alcanzó una altura incluso superior a los 600 m, alterando drásticamente la topografía del lugar. Fotografías de dichas zonas se muestra en la Figura 4.

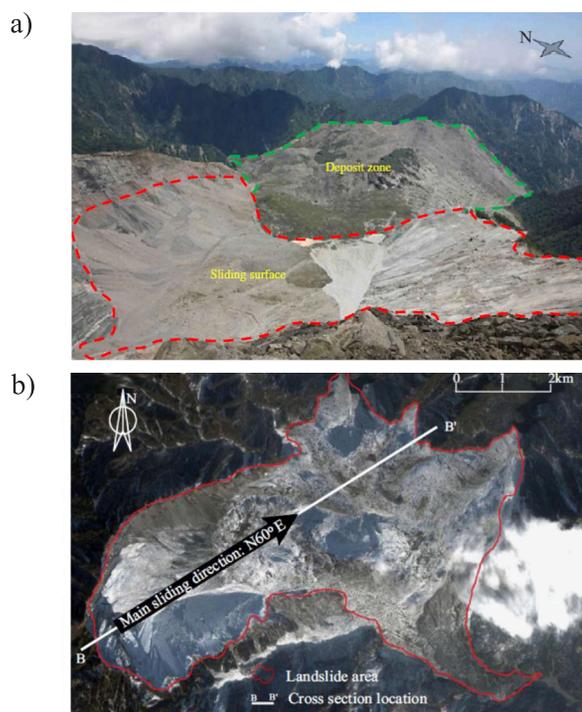


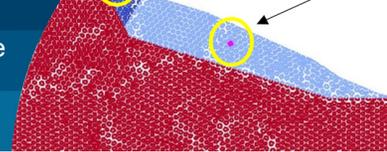
Figura 4: Deslizamiento de Daguangbao: a) superficie de falla (Song *et al.*, 2016) y b) depositación y dirección de deslizamiento (Zhang *et al.*, 2015)

Estos cambios topográficos producto del deslizamiento de Daguangbao se cuantifican en un área afectada estimada entre 7.3 a 10 km<sup>2</sup>, con un volumen de material desplazado que se estima entre 750 a 840 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> (Zhang *et al.*, 2015). Al tratarse de un caso real documentado por diversos autores, se tiene a disposición una serie de parámetros geotécnicos, así como la geometría específica, y otros antecedentes relevantes para el modelo.

## Geometría del modelo

Respecto de la geometría del modelo, se tiene que el talud en el cual ocurre el deslizamiento masivo de Daguangbao corresponde a material rocoso de dimensiones considerables. Específicamente presenta una altura máxima de 2250 m y una longitud de aproximadamente 6000 m.

De acuerdo con Song *et al.* (2016), el talud está compuesto por tres materiales diferentes, consistentes todos en rocas de diversas características. Para efectos prácticos de modelación e identificación, estos materiales se han denominado como Material 1, Material 2 y Material 3 respectivamente, siendo el Material 1 y el Material 2 los materiales que deslizan por sobre el Material 3.



Adicionalmente, para esta modelación se toma como parámetro de referencia la superficie de falla propuesta por Song *et al.* (2016).

Una representación de la geometría descrita, incluyendo la superficie de falla estimada, se presenta a en la Figura 5.

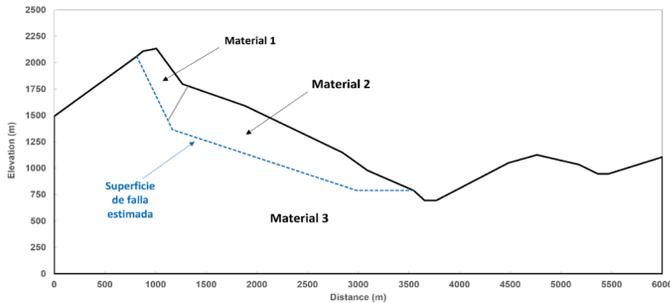


Figura 5: Geometría del modelo caso deslizamiento de Daguangbao

En el modelo se considera la incorporación del registro sísmico asociado al terremoto de Sichuan, correspondiente al terremoto que desencadenó el deslizamiento masivo de Daguangbao. Este sismo fue generado por el movimiento de la zona de fallas de Longmenshan, provocando la compresión de las fallas de Maoxian-Wenchuan, Yingxiu-Beichuan y Jianguyou-Guanxian (Song *et al.*, 2016).

El sismo tuvo una magnitud de  $8.0 M_w$  y el acelerograma considerado corresponde al registrado por la estación sísmica 51MZQ de China (<https://www.strongmotioncenter.org/>), el que se muestra en la Figura 6. Este sismo tuvo una duración de aproximadamente 60 s y alcanzó una aceleración máxima de  $0.8g$ , la cual fue alcanzada luego de transcurridos alrededor de los primeros 20 s.

Es importante mencionar que el código Anura3D no trabaja directamente con el registro de aceleraciones, sino que, con velocidades prescritas, por lo que se realiza un paso previo

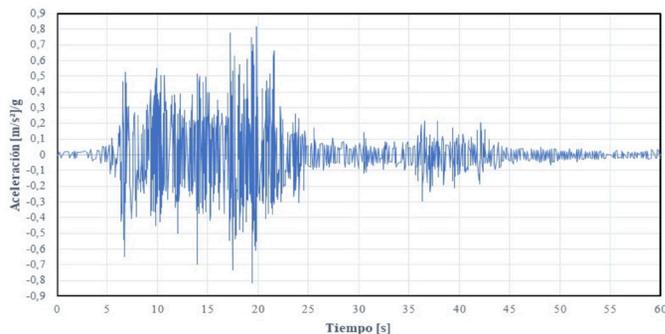


Figura 6: Registro de aceleraciones del sismo Sichuan 2008.

de integración para obtener el registro de velocidades, las cuales se presentan en la Figura 7.

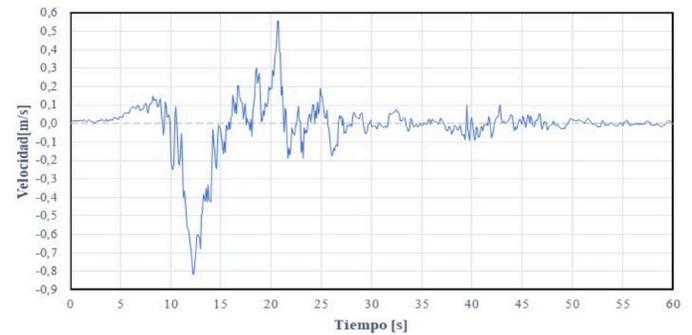


Figura 7: Registro de velocidades del sismo Sichuan 2008.

## Parámetros geotécnicos y configuración del análisis

El modelo tal como se mostró previamente en la Figura 3, se conforma principalmente por tres materiales, correspondientes a materiales de tipo rocoso. Además, se considera una base rígida que se incorpora exclusivamente con la finalidad de aplicar en ella el registro sísmico del terremoto. Cabe mencionar, que en este método las velocidades se aplican en los puntos materiales de cada elemento que forma la base rígida.

Cada uno de los materiales presenta parámetros geotécnicos particulares. Para definir estos parámetros se recopilaron y analizaron diversos documentos de trabajos con temáticas relacionadas al deslizamiento de Daguangbao, en los cuales se presentaban valores propuestos para la caracterización del talud.

Los parámetros geotécnicos que finalmente fueron definidos para cada material y utilizados en la confección del modelo, fueron tomados con base en lo propuesto por Song *et al.* (2016). Estos parámetros se detallan en la Tabla 1.

La malla de elementos finitos está constituida por elementos triangulares considerando tres puntos materiales por elemento. El tamaño de todos los elementos corresponde a 50 m. En la Figura 8 se puede apreciar la malla configurada de tal forma que se dispone de una zona vacía (sin material) que será la zona por donde el material colapsado puede movilizarse. También se puede apreciar los distintos materiales que componen el modelo y particularmente se puede observar en color azul una base rígida que es donde es aplicada la carga sísmica. Respecto de las condiciones

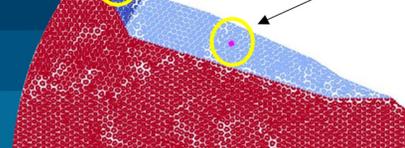


Tabla 1: Parámetros geotécnicos de los materiales

Caracterización de materiales			
Nombre	Material 1	Material 2	Material 3
Tipo de material (estado)	Seco	Seco	Seco
Modelo constitutivo	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Parámetro			
Porosidad	0.1	0.1	0.1
Densidad del sólido $\rho_s$ , kg/m <sup>3</sup>	2700	2700	2600
Densidad del líquido $\rho_L$ , kg/m <sup>3</sup>	1000	1000	1000
Coef. de empuje en reposo $K_0$	0.5	0.5	0.5
Ángulo de fricción $\phi$ , °	10.8	12.2	23.5
Cohesión $c$ , kPa	1276	1576	30000
Módulo de elasticidad $E$ , kPa	$1.86 \times 10^6$	$2.63 \times 10^6$	$14.8 \times 10^6$
Coefficiente de Poisson $\nu$	0.2	0.2	0.2
Resistencia a la tracción, kPa	12	32	557

de borde, para una primera etapa de cálculo, la fase estática, se consideran las clásicas condiciones de borde asignadas en los bordes del modelo. Esto es, fijas en la dirección horizontal y vertical en el borde inferior de la base rígida, fija en dirección horizontal en los bordes laterales y fija en dirección vertical en el borde superior del modelo. Para una segunda etapa de cálculo (fase dinámica), de manera simplificada, se consideran condiciones de bordes absorbentes (elementos Kelvin Voigt) en las zonas laterales del modelo, tal que, disminuyan en parte el rebote de las ondas sísmicas aplicadas en la base y las ondas producto del propio movimiento que pudiese provocar deslizamiento. Cabe mencionar que en este caso no se considera la presencia de agua al interior de material, vale decir, se trabaja en condición de suelo seco, lo que sería un caso particular de un modelo bifásico.

En el modelo, inicialmente se establece las condiciones de tensiones correspondientes al estado de tensiones geostáticas o etapa 1 de cálculo, en donde se aplica la carga de gravedad en dos pasos de tiempo para todo el dominio. En esta etapa se realiza un análisis cuasi-estático considerando un amortiguamiento local homogéneo de 0.8, con el objetivo de mejorar la estabilidad numérica y convergencia del modelo. Para la fase dinámica, que es cuando se aplica la carga sísmica y eventualmente comenzará a movilizarse el talud, se configura con un paso

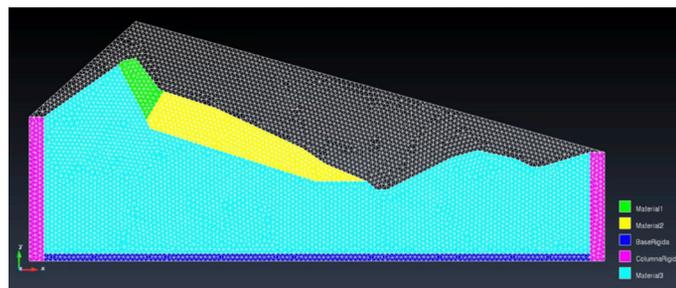


Figura 8: Malla de elementos finitos y materiales involucrados en el modelo.

de tiempo equivalente a 0.1 s y un total de 600 pasos de tiempo, para completar la duración total del sismo (60 s). Para esta etapa, el amortiguamiento local se reduce drásticamente a 0.05. El análisis incorpora también la interacción existente en el contacto entre materiales, ingresando los coeficientes de fricción respectivos.

Finalmente, la implementación computacional del caso se realiza en un computador de alto rendimiento con las características que se detallan en Tabla 2.

Tabla 2: Principales características de CPU utilizado.

Procesador	Intel® Xeon® Gold 5218 CPU@2.25GHz
Almacenamiento	40 GB (HDD) + 200 GB (SSD)
Memoria RAM	40 GB
N° de núcleos	20 Cores
Sistema Operativo	Windows 10® (64 bits)
Servidor	SynergyGrid, FIULS 2030

## Resultados

En la Figura 9 se puede visualizar los resultados correspondientes a las tensiones geostáticas horizontales y verticales al finalizar la aplicación de la carga de gravedad. Respecto de la fase dinámica, el análisis de resultados está enfocado en el comportamiento de tres variables en función del tiempo, las cuales consisten en los desplazamientos, velocidades y deformaciones volumétricas.

En la Figura 10 se muestra de forma general el comportamiento que tiene cada material durante toda la duración del evento sísmico. En color azul se muestra el Material 1, en color celeste el Material 2 y en color rojo el Material 3.

De manera adicional, se define un conjunto de puntos materiales representativos de los Materiales 1 y 2, con el fin de realizar un seguimiento del comportamiento de los

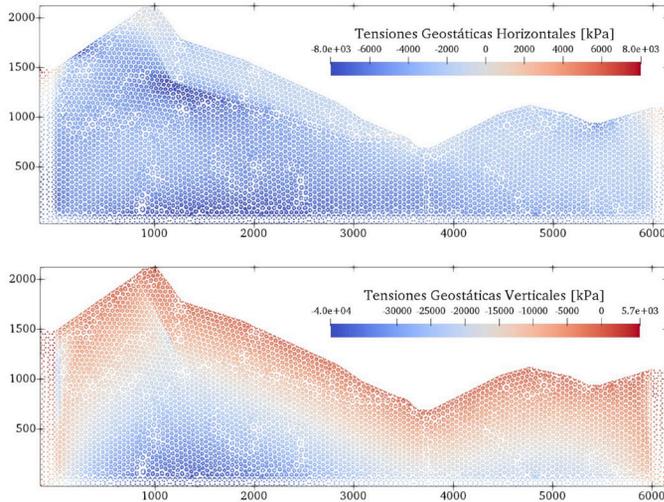
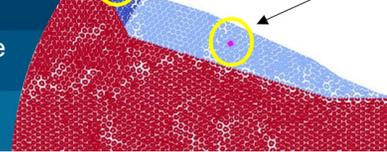


Figura 9: Tensiones geostáticas Etapa 1. Aplicación de la carga de gravedad.

desplazamientos presentados por dichos materiales durante todo el cálculo. Estos conjuntos de puntos representativos se definen en la zona central de la respectiva superficie que abarca tanto el Material 1 como el Material 2. A

continuación se presenta la Figura 11 que muestra los puntos seleccionados.

Los resultados mostrados en la Figura 12 indican que los desplazamientos máximos horizontales son aproximadamente 1237 m para el Material 1 y de 1450 m para el Material 2, además se observa entre ambos materiales una distancia total de material desplazado de aproximadamente 3500 m. También, se registraron velocidades máximas horizontales de aproximadamente 43 m/s para ambos materiales, alcanzadas alrededor de los primeros 25 a 30 s de iniciado el deslizamiento. Adicionalmente, se obtuvo una acumulación de deformaciones volumétricas en la zona del valle de Huangdongzi, específicamente en la interface de la superficie de contacto.

## Conclusiones

Teniendo en consideración la magnitud de los resultados, se observa que el sismo es suficiente para generar la falla,

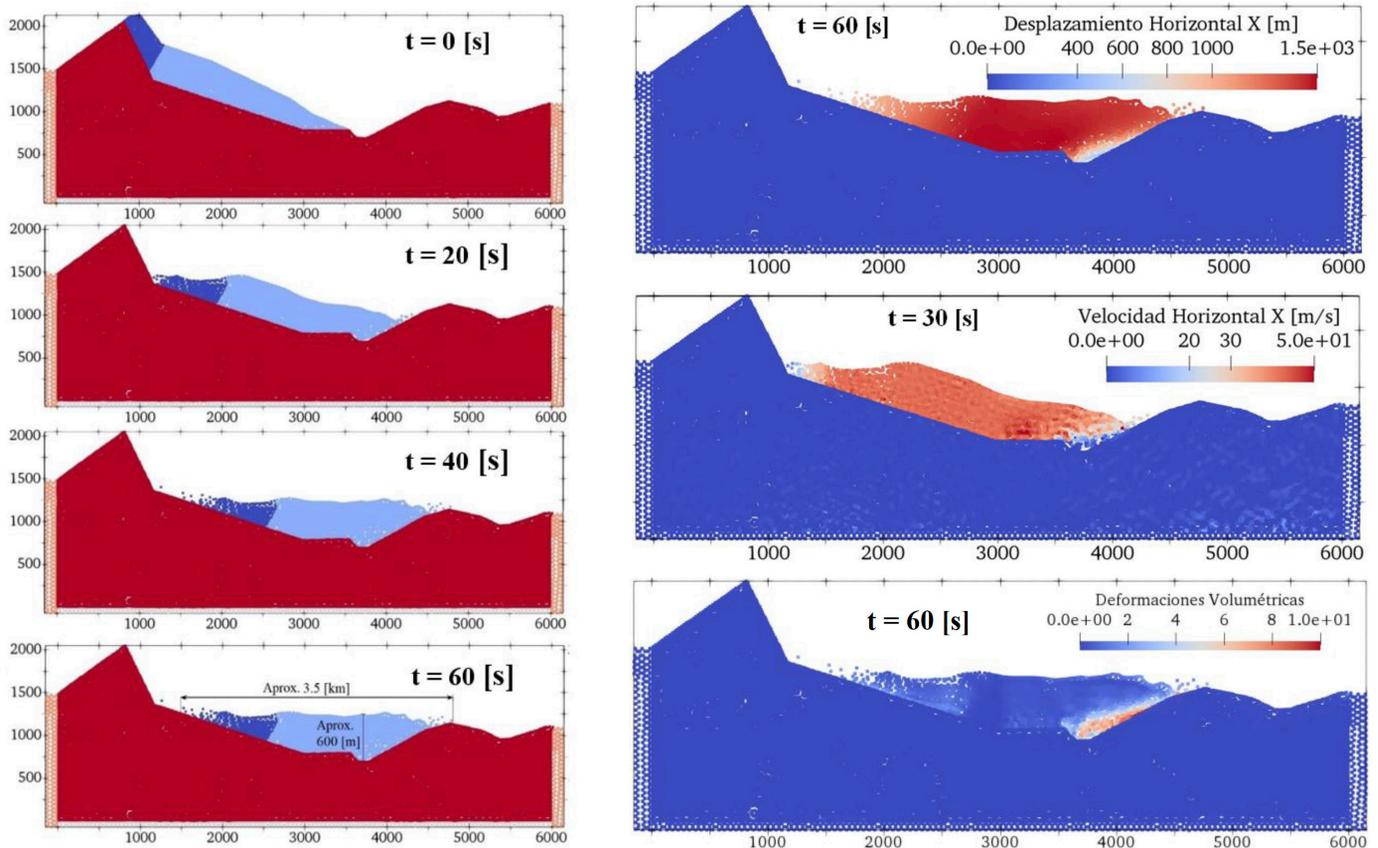


Figura 10: Evolución del deslizamiento posterior a la falla (fase dinámica).

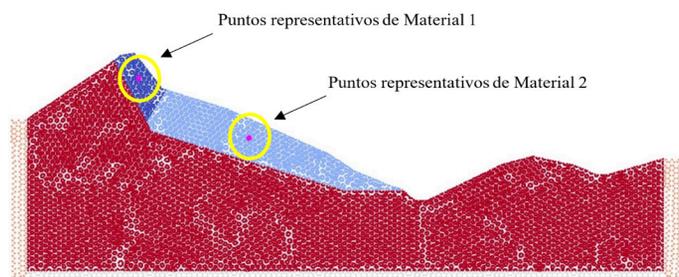


Figura 11: Conjuntos de Puntos Materiales seleccionados para cada material.

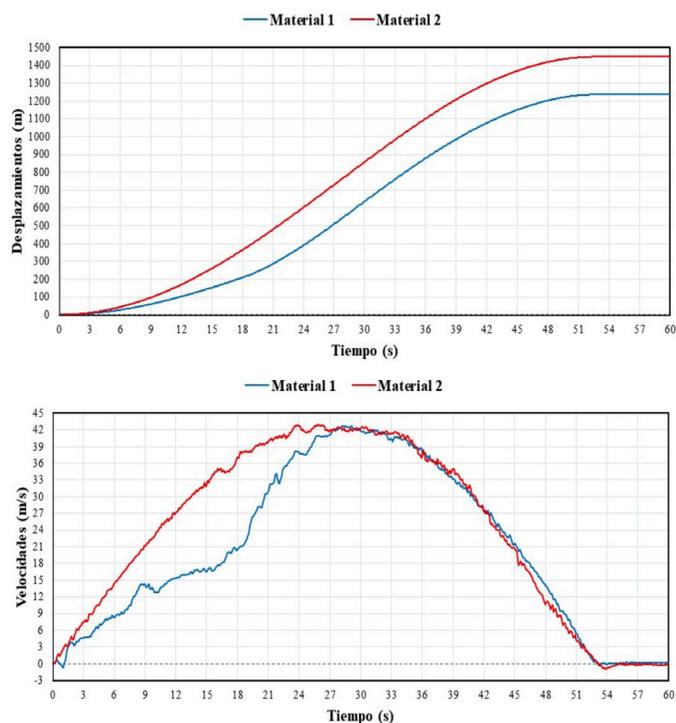


Figura 12: Desplazamientos y velocidades respecto de los puntos de control.

resultando en desplazamientos del orden de kilómetros y velocidades superiores a los 150 km/h ( $\sim 42$  m/s). Además, se puede concluir que estos resultados reafirman la categoría de deslizamiento masivo y catastrófico que se asigna a Daguangbao. Esto realza el peligro que representan este tipo de deslizamientos cuya ocurrencia puede provocar graves daños en infraestructuras e incluso la pérdida de vidas humanas. Un aspecto también relevante son las velocidades calculadas en el modelo, las cuales como se indica son de gran magnitud, por tanto, el deslizamiento también puede clasificarse, desde este punto de vista, como un deslizamiento rápido.

Por otro lado, si bien los resultados obtenidos están dentro de los rangos esperados, la precisión de la

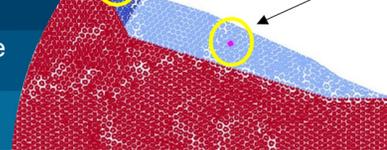
modelación realizada podría mejorar llevando a cabo dicha modelación de manera tridimensional, opción que se descartó inicialmente debido a la complejidad y los altos requerimientos computacionales asociados. Se debe indicar también que la modelación de deslizamientos masivos con características catastróficas, corresponde a una línea de investigación activa dentro de la ingeniería geotécnica, que intenta avanzar en el conocimiento de: mecanismos de falla desencadenantes; la dinámica de los deslizamientos; y la predicción y/o modelación de este tipo de problemas. Esto con el objetivo de poder generar información relevante para las actualizaciones de los planes de urbanización territorial, medidas de protección y/o mitigación, así como también monitoreo en tiempo real. En cuanto al proceso fenomenológico de los deslizamientos masivos catastróficos, en este trabajo se ha podido capturar la dinámica de estos, respecto de las velocidades que pueden alcanzar y los volúmenes de material movilizado. Sin embargo, el proceso físico que explique el aumento repentino de las velocidades es actualmente materia de investigación y se instala como futuras líneas de trabajo.

## Agradecimientos

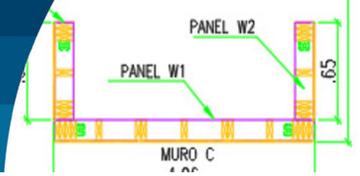
Los autores agradecen al Departamento de Ingeniería en Obras Civiles de la Universidad de La Serena por el apoyo brindado en este trabajo. El autor Luis Lemus agradece a ANID del Gobierno de Chile por la Beca de doctorado en el extranjero (CONICYT-PCHA/Doctorado Internacional/2017-72180231).

## Referencias

- Al-Kafaji, I.K.J. (2013). *Formulation of a Dynamic Material Point Method (MPM) for Geomechanical problems*. PhD thesis, Stuttgart University, Germany
- Alonso, E.E. (2021). Triggering and motion of landslides. *Géotechnique* 71(1), 3-59
- Alsardi, A. and Yerro, A. (2023). Coseismic site response and slope instability using periodic boundary conditions in the material point method. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 15(3), 641-658
- Andersen, S. and Andersen, L. (2010). Modelling of landslides with the material-point method. *Computational Geosciences* 14(1):137-147



- Angeli, M.G., Gasparetto, P., Menotti, R.M., Pasuto, A. and Silvano, S. (1996). A visco-plastic model for slope analysis applied to a mudslide in Cortina d'Ampezzo, Italy. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* **29**(3), 233-240
- Beuth, L. (2012). *Formulation and application of a quasi-static material point method*. PhD thesis, Stuttgart University, Germany
- Jassim, I., Stolle, D. and Vermeer, P. (2013). Two-phase dynamic analysis by material point method. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **37**(15), 2502–2522
- Kohler, M., Stoecklin, A. and Puzrin, A.M. (2022). A MPM framework for large-deformation seismic response analysis. *Canadian Geotechnical Journal* **59**(6), 1046-1060
- Pinyol, N.M., Alvarado, M., Alonso, E.E. and Zabala, F. (2018). Thermal effects in landslide mobility. *Géotechnique* **68**(6), 528-545
- Prieto, A.F., Cantor, L.C. and Rodríguez, C.E. (2020). Modelo de bloque deslizante para analizar el comportamiento cinemático de deslizamientos en suelos a partir de las fuerzas resultantes de un modelo de equilibrio límite. *Obras y Proyectos* **27**, 64-77
- Song, Y., Huang, D. and Cen, D. (2016). Numerical modelling of the 2008 Wenchuan earthquake triggered Daguangbao landslide using a velocity and displacement dependent friction law. *Engineering Geology* **215**, 50-68
- Sulsky, D., Chen, Z. and Schreyer, H.L. (1994). A particle method for history-dependent materials. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* **118**(1-2), 179-196
- Sulsky, D. and Schreyer, H.L. (1996). Axisymmetric form of the material point method with applications to upsetting and Taylor impact problems. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* **139**(1-4), 409-429
- Wieckowski, Z. (2004). The material point method in large strain engineering problems. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* **193**(39-41), 4417–4438
- Yerro, A., Alonso, E. and Pinyol, N. (2013). The Material Point Method: A promising computational tool in Geotechnics. *18<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, France, 853–856
- Zabala, F. and Alonso, E.E. (2011). Progressive failure of Aznalcóllar dam using the material point method. *Géotechnique* **61**(9), 795–808
- Zhang, Y., Zhang, J., Chen, G., Zheng, L. and Li, Y. (2015). Effects of vertical seismic force on initiation of the Daguangbao landslide induced by the 2008 Wenchuan earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **73**, 91-102



# Estudio experimental en mesa vibradora de una estructura de madera de 3 pisos de entramado ligero con aisladores sísmicos friccionales resilientes a impacto

Experimental study on a shaking table of a 3-floor light-framed timber structure with impact-resilient frictional seismic isolators

Fecha de entrega: 23 de octubre 2023

Fecha de aceptación: 20 de marzo 2024

Diego Quizanga<sup>1,2</sup>, Diego Valdivieso<sup>1</sup>, José Luis Almazán<sup>1,3</sup>, Pablo Guindos<sup>1,3</sup> y Diego López-García<sup>1,4</sup>

<sup>1</sup> Pontificia Universidad Católica de Chile, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Vicuña Mackenna 4860, Santiago, Chile, [dmquizanga@uc.cl](mailto:dmquizanga@uc.cl), [dnvaldivieso@uc.cl](mailto:dnvaldivieso@uc.cl), [jlalmazá@ing.puc.cl](mailto:jlalmazá@ing.puc.cl), [pguindos@ing.puc.cl](mailto:pguindos@ing.puc.cl), [dlg@ing.puc.cl](mailto:dlg@ing.puc.cl)

<sup>2</sup> Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ciencias Aplicadas, Quito, Ecuador

<sup>3</sup> Pontificia Universidad Católica de Chile, Centro Nacional de Excelencia para la Industria de la Madera CENAMAD, Vicuña Mackenna 4860, Santiago, Chile

<sup>4</sup> Pontificia Universidad Católica de Chile, Centro de Investigación para la Gestión Integrada del Riesgo de Desastres CIGIDEN, Vicuña Mackenna 4860, Santiago, Chile

*La construcción de edificios ha contribuido considerablemente en la contaminación ambiental. Por tal motivo, diferentes países han generado políticas públicas enfocadas a reducir la huella de carbono, incentivando el uso de la madera como material en la construcción. Por otra parte, la aislación basal es una tecnología probadamente eficaz de protección sísmica, que se ha implementado principalmente en edificios de concreto y acero, pero uno de los aspectos que más ha limitado su uso a nivel mundial, es el costo de su implementación (aisladores, losa de aislación, muro perimetral de impacto). En este trabajo se presentan los resultados de un estudio experimental en mesa vibradora de una estructura de madera de entramado ligero de 3 pisos a escala 1:2, con aisladores de tipo péndulo friccional resiliente a impacto lateral. Los resultados experimentales obtenidos indicaron que pese a haber sometido la estructura a excitaciones de gran intensidad, incluso con demandas superiores al sismo máximo posible, la superestructura no presentó daño. El uso de estos dispositivos evitaría la necesidad de construir un muro perimetral, ya que tienen la capacidad de absorber en forma controlada los efectos del eventual impacto de los deslizadores contra su propio anillo interno.*

*Palabras clave: aislación sísmica, mesa vibradora, aisladores friccionales, edificio de entramado ligero*

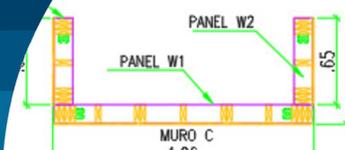
*The construction of buildings has contributed considerably to environmental pollution. For this reason, different countries have implemented public policies focused on reducing the carbon footprint through the use of wood in construction. On the other hand, base isolation is an effective technology for seismic protection, which has been implemented mainly in concrete and steel buildings. Still, one of the aspects that has most limited its use is the cost of its implementation (isolator devices, isolation base, perimeter moat wall). This paper presents the results of a shaking table test of a light frame timber building of 3 floors at a 1:2 scale, isolated with frictional pendulum devices, which are resilient to impact. The experimental results indicated that the superstructure did not present damage even when subjected to extreme ground motions (demands higher than the maximum possible earthquake). The use of these devices could avoid the construction of a perimeter wall since they can absorb in a controlled way the effects of the eventual impact of the sliders against their inner ring.*

*Keywords: seismic isolation, shaking table, frictional isolators, light frame timber building*

## Introducción

La aislación basal es una técnica para proteger estructuras en zonas de alta amenaza sísmica, cuya eficacia hoy es ampliamente reconocida debido a que ha sido estudiada de

forma teórica y experimental durante las últimas décadas, y a que las estructuras aisladas mostraron un excelente desempeño sísmico cuando fueron sometidas a eventos de gran magnitud (Almazán, 2001). En Japón el uso de



aislación sísmica se ha masificado, mientras que en países como EEUU y Chile su uso ha sido más bien limitado y la implementación de esta tecnología ha ocurrido principalmente en edificios públicos y hospitales (Becker *et al.*, 2015).

Por otra parte, las estructuras de madera se caracterizan por presentar un buen desempeño sísmico durante eventos de gran magnitud mostrando baja probabilidad de colapso. Sin embargo, han presentado daño severo en sus componentes no estructurales cuando fueron sometidas a movimientos extremos, esto se evidenció por ejemplo en el sismo de Northridge (Comerio, 1997; Kircher *et al.*, 1997; Jampole *et al.*, 2016).

La aislación sísmica es una alternativa que se podría emplear en la protección de estructuras de entramado ligero de madera. Por sus características, la aislación tipo friccional es la más apropiada para este tipo de estructuras (Jampole *et al.*, 2016). Se han realizado diferentes estudios para verificar la eficiencia de la aislación friccional en estructuras de entramado ligero de madera. Estas investigaciones indicaron que el uso de la aislación friccional permitió: 1) reducir las aceleraciones de piso y los desplazamientos relativos de entrepiso, 2) mantener a la superestructura en el rango elástico, y 3) conservar la funcionalidad de las estructuras luego de ser sometidas a eventos sísmicos destructivos (Pall y Pall, 1991; Zayas y Low, 1997; van de Lindt *et al.*, 2011).

Pese a la eficiencia de la aislación sísmica friccional en estructuras de entramado ligero de madera, su uso ha sido limitado principalmente debido al costo de: (1) los aisladores; (2) los ensayos requeridos de prototipo; y (3) la construcción de diafragmas horizontales rígidos sobre el sistema de aislación (Jampole *et al.*, 2016; Symans *et al.*, 2002; Sancin *et al.*, 2014).

Adicionalmente, las estructuras aisladas requieren desplazarse libremente dentro de un cierto rango de desplazamiento, para lo cual las normas de aislación sísmica como la NCh2745 (2013) y el ASCE/SEI 7 (2016) establecen que debe ser lo suficientemente grande para que la estructura no impacte con el muro perimetral (*moat wall*) ante el sismo máximo considerado (MCE) (Masroor y Mosqueda, 2015). La construcción de este tipo de adecuaciones que se necesitan para el correcto funcionamiento de una estructura aislada incrementa

aún más el costo de la construcción de edificios de base aislada, haciéndolo poco competitivo en comparación a las estructuras de base fija, las cuales se implementan masivamente, a pesar de no tener el mismo nivel de desempeño sísmico que las estructuras de base aislada.

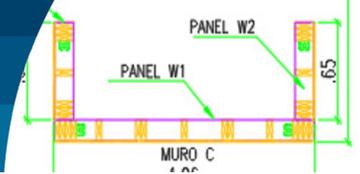
Considerando que el impacto puede ser uno de los causantes de colapso (Bao *et al.*, 2017; Becker *et al.*, 2017) y que la construcción del *moat wall* podría evitarse, Auad y Almazán (2021) desarrollaron un dispositivo denominado IR-DCFP (Impact Resilient Double Concave Frictional Pendulum), el cual es capaz de reducir las fuerzas producidas por impacto. El dispositivo tiene dos interfaces de roce, la primera interfaz llamada de bajo roce o exterior se produce debido al roce producido entre una placa polimérica y el acero inoxidable de la superficie de deslizamiento. La segunda interfaz llamada de alto roce o interior se obtiene debido al contacto entre dos superficies metálicas, que se activa únicamente cuando existe impacto contra el anillo perimetral del aislador (Nivel MCE).

Para validar la eficiencia del sistema de aislación mediante el uso de dispositivos IR-DCFP en una estructura de entramado ligero de madera, se realizaron diferentes ensayos en mesa vibratoria de una probeta de 3 pisos con escala geométrica 1:2, cuyos resultados se describen y discuten a continuación.

## Descripción de la probeta

La probeta es una estructura de entramado ligero de madera que fue escalada con una relación 1:2, y que es representativa de una vivienda unifamiliar de 21.64 m<sup>2</sup>.

La Figura 1(a) muestra que la planta de la probeta tiene una dimensión de 2.76 m × 1.96 m, con 3 tipos de muros de entramado ligero: Muro L localizado en el extremo sur, Muro I central, Muro C en el extremo Norte. Estos muros a su vez estaban conformados por paneles denominados W1, W2 y W3. Los paneles W2 y W3 tienen una dimensión de 0.65 m y el panel W1 tiene una dimensión de 1.96 m. Estos paneles se conformaron con pies derechos de 4.1 cm × 13.7 cm de grado C16 de acuerdo con la norma NCh1198 (2014). En la planta se puede apreciar la ubicación de los anclajes tipo *hold down*. Notar que no existen anclajes en los dos extremos del panel W2, debido a que se consideró que existe un acople tridimensional entre los paneles que forman los muros.



La Figura 1(b) muestra una vista en elevación de la fachada norte de la probeta, que tiene una altura de 4.29 m. Se muestra la nomenclatura que se utilizó para identificar los niveles, siendo el nivel 0 (N0) el nivel de aislación, y el nivel 3 (N3) el nivel del techo, adicionalmente se puede ver que se colocaron diafragmas denominados D1 en los niveles de la superestructura y un diafragma D0 en el nivel de aislación. Este diafragma se formó con pies derechos de 4.1 cm × 18.5 cm.

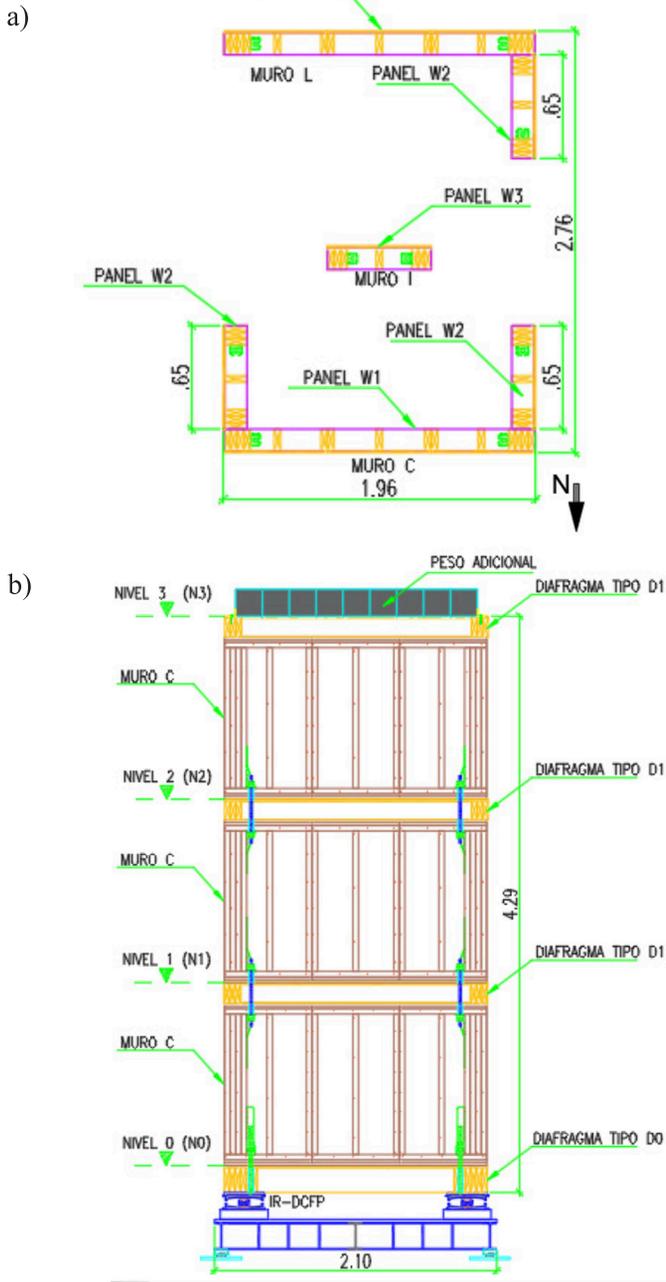


Figura 1: a) Planta de la probeta y b) fachada Norte de la probeta (dimensiones en metros)

Adicionalmente, se puede observar que se colocaron masas adicionales mediante cubos de hormigón de 20 cm y 15 cm de lado en los diferentes niveles de la probeta. La masa adicional se colocó con el objetivo de aumentar las fuerzas inerciales de tal forma de aumentar las deformaciones de la estructura de madera. Considerando el peso propio y la sobrecarga generada por los cubos de hormigón se obtuvo que el peso total de la probeta ( $W$ ) fue de 8.1 ton.

El sistema de aislación se diseñó siguiendo los lineamientos de la NCh2745 (2013) y asumiendo que la probeta estaría localizada en suelo C y zona 3. El sistema de aislación consistió en 4 aisladores IR-DCFP que se colocaron en los 4 extremos del diafragma D0. El deslizador tiene un diámetro de 8 cm, y la distancia libre  $d$  entre el anillo perimetral y el deslizador es de 6 cm. Se espera entonces que la superficie de alto roce se active una vez que el desplazamiento total sea mayor a  $2d$  (12 cm).

La Figura 2(a) muestra los componentes del deslizador, se aprecia que el dispositivo tiene dos placas de cobre que conforman la superficie de alto roce. Además, tiene dos piezas de acero HE y M, exteriormente el dispositivo tiene 2 placas poliméricas. La Figura 2(b) muestra el dispositivo ensamblado, donde se aprecia que las placas poliméricas tienen un área de contacto reducida, lo cual se debe a que se dimensionó el dispositivo para que soporte una presión de contacto de 25 MPa (presión cercana a la que tendría la placa de contacto de un deslizador friccional en una estructura de entramado ligero real). La Figura 2(c) muestra el dispositivo en posición deformada luego de que se produjo un impacto entre el anillo perimetral y el deslizador. Se aprecia que el impacto produce un movimiento relativo de la pieza HE con respecto a la pieza M, lo cual activa la superficie de alto roce. En esta figura también se aprecia las superficies de deslizamiento superior e inferior, las cuales tienen un radio de curvatura 75 cm y un ancho total de 20 cm. Adicionalmente se puede ver que no se colocó el anillo perimetral en todo el borde del dispositivo, sino únicamente perpendicular al sentido del movimiento que se impuso con la mesa vibradora (Este – Oeste).

## Setup del ensayo

Para realizar la instrumentación del ensayo se utilizaron más de 60 sensores tales como: sensores láser de

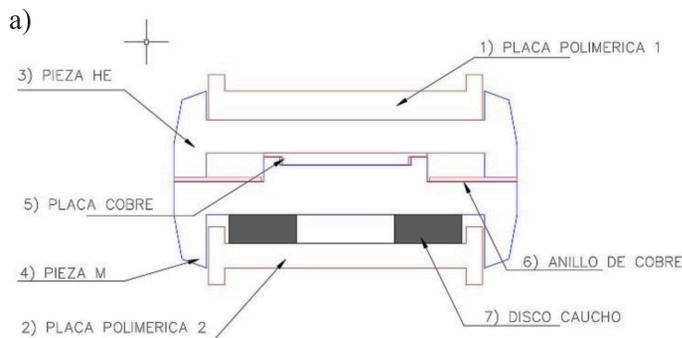
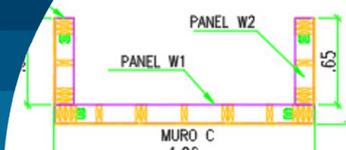


Figura 2: a) Componentes IR-DCFP; b) deslizador ensamblado y c) deslizador luego de impactar

desplazamiento, acelerómetros uniaxiales y triaxiales, potenciómetros de desplazamiento, y strain gauges. La Figura 3 muestra una fotografía del setup del ensayo. Se puede ver que la mesa vibratora está conectada en serie a otra mesa vibratora que controla el movimiento. Se hizo este arreglo debido a que la mesa de control no soportaba la carga vertical de la probeta. Las características de la mesa que carga a la probeta son: máximo desplazamiento  $\pm 50$  cm, máxima velocidad 0.5 m/s, máxima carga 200 kN.

### Estimación de las fuerzas de corte por piso

Todos los cálculos que se presentan a continuación se basan en las fuerzas obtenidas usando la información de los acelerómetros. Las ecuaciones usadas para el cálculo de los cortes de piso son:



Figura 3: Setup de ensayo (Laboratorio de Ingeniería Estructural PUC)

$$F_3 = m_3 \times a_3 \quad (1)$$

$$F_2 = F_3 + m_2 \times a_2 \quad (2)$$

$$F_1 = F_2 + m_1 \times a_1 \quad (3)$$

$$F_0 = F_1 + m_0 \times a_0 \quad (4)$$

donde  $F(j)$  son las fuerzas de corte en los diferentes niveles  $j = 0, 1, 2, 3$ ;  $a(j)$  son las aceleraciones medidas en el centro de masa de cada nivel; y  $m(j)$  son las masas en cada nivel.

### Resultados experimentales

La probeta fue sometida a una serie de señales de entrada que incluyeron: ruido blanco, señales senoidales y registros sísmicos. Por razones de espacio, los resultados que se presentan en este artículo se enfocan en la respuesta obtenida para dos excitaciones: (1) movimiento armónico de 1.5 s de periodo; y (2) componente longitudinal del sismo del Maule (2010), estación de Concepción Centro, con un factor de escala  $F = 1.30$ . La Figura 4 muestra una comparación del espectro de respuesta en aceleración de la señal medida en la mesa de carga comparada con el espectro normativo para zona 3 y suelo C. La señal generada produjo una pseudo-aceleración 1.5 veces mayor que la correspondiente al espectro en zona 3 y suelo C a nivel MCE de la NCh2745 (2013), en la zona comprendido entre 1 y 1.75 s.

En la Figura 5 se presentan los resultados correspondientes al ensayo armónico para el cual se produjo impacto

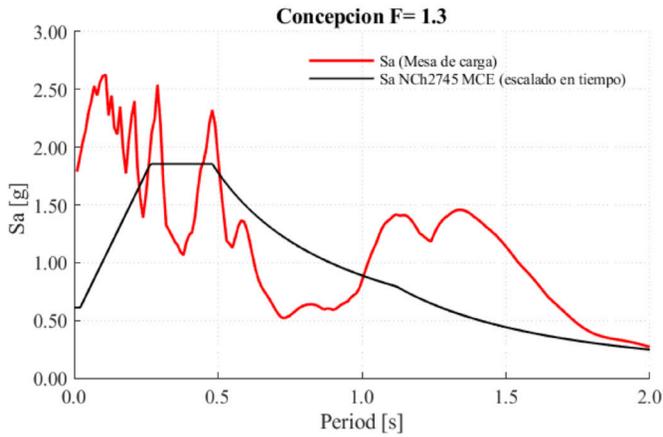
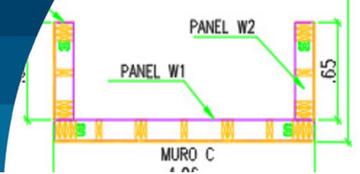


Figura 4: Espectro de respuesta de la señal de entrada

interno en los aisladores. Se muestra en la parte superior e inferior de la figura un acercamiento a las zonas donde quedan en evidencia los 5 impactos identificados, 3 para desplazamientos positivos (#1, #3, y #5) y 2 para desplazamientos negativos (#2, y #4). Se puede concluir que el coeficiente de fricción medio en la interfaz de alto roce tiene un valor máximo comprendido entre 0.16 y 0.19, que tiende a disminuir con la velocidad de deformación. Debe destacarse que a pesar de que la torsión en planta es pequeña, es suficiente para que el impacto interno no se produzca al mismo tiempo en todos los aisladores.

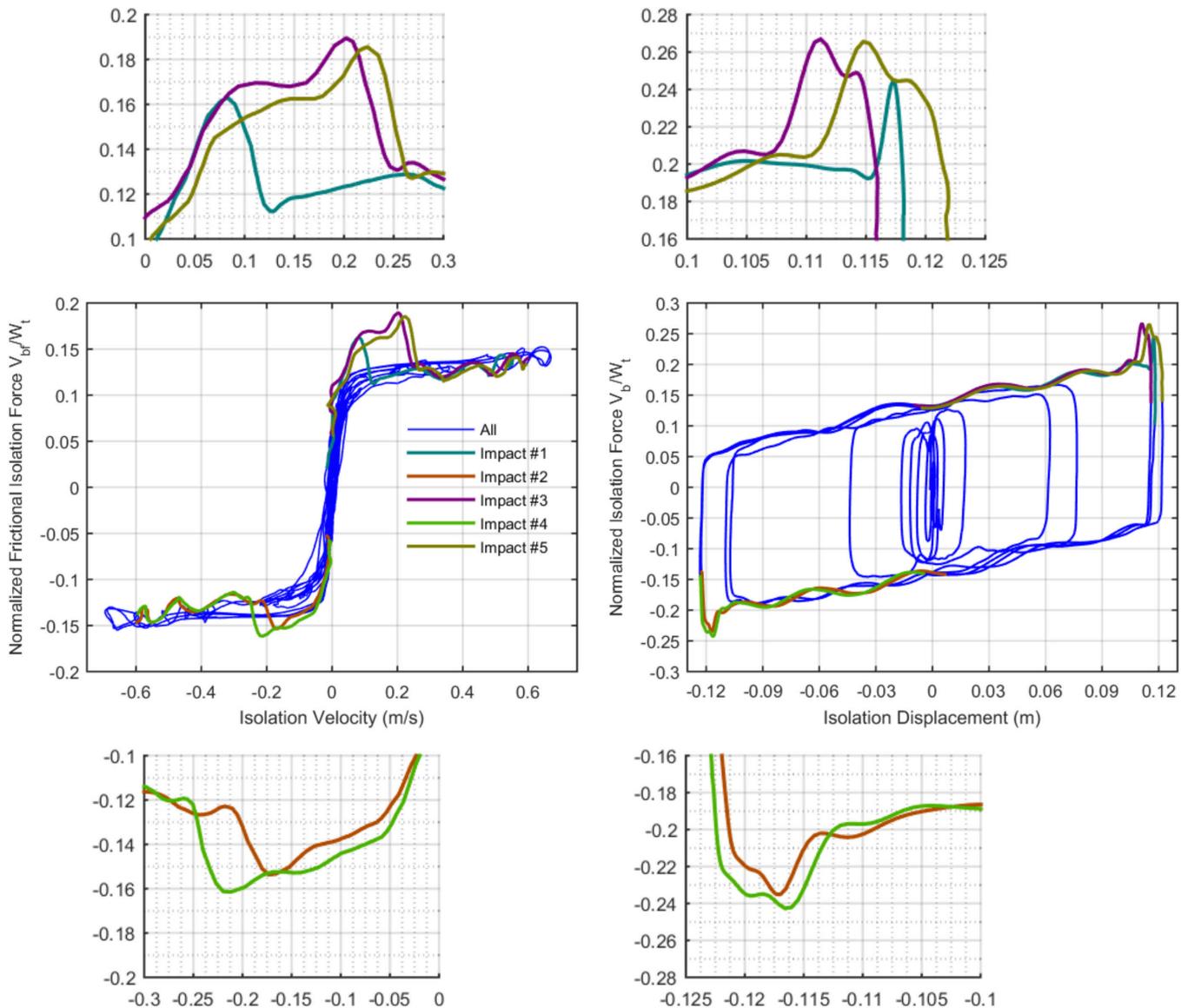
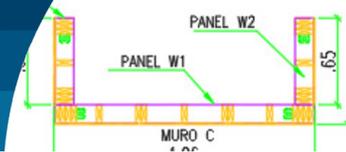


Figura 5: Relación constitutiva medida del sistema de aislación para excitación armónica.



La Figura 6(a) muestra las respuestas en aceleración medida en el centro de masas de cada nivel de la superestructura en una ventana temporal comprendida entre 14.5 y 16 s. Se observa que el impacto se produce en el tiempo 15.2 s y que su efecto inmediato es un incremento de la aceleración en todos los niveles, siendo más evidente el incremento en los niveles inferiores. Además, se observa que luego de que ocurre el impacto las aceleraciones disminuyen hasta que los dos niveles superiores entran en “contrafase” respecto a los 2 niveles inferiores, con una frecuencia aproximada de 4 Hz (frecuencia asociada al segundo modo).

La Figura 6(b) muestra los valores máximos de aceleración obtenidos en cada nivel (PFA). Se observa que pese a que la señal de entrada alcanzó un valor cercano a 1.8g, en la superestructura no se observaron aceleraciones mayores a 0.44g. Para evidenciar de mejor manera la reducción de la

aceleración por efecto de la aislación se normalizaron los PFA respecto a la aceleración medida en la mesa vibradora (PGA). Se observa que la aceleración en la superestructura no supera el 25% del PGA (ver Figura 6(c)).

La Figura 7(a) muestra la respuesta en el tiempo del sistema de aislación. Se aprecia que la fase intensa del movimiento ocurre entre 14 y 21 s, en los que el sistema de aislación tuvo desplazamientos mayores a 12 cm, los cuales activaron la superficie de alto roce. La Figura 7(b) muestra la historia de la fuerza lateral a nivel de la aislación normalizada respecto al peso  $W$ , donde se observa que esta fuerza alcanzó un valor del 25% del peso  $W$  en el momento del impacto. La Figura 7(c) muestra la histéresis del sistema de aislación, donde se aprecia que el coeficiente de fricción para la interfaz de bajo roce es cercano al 12 %.

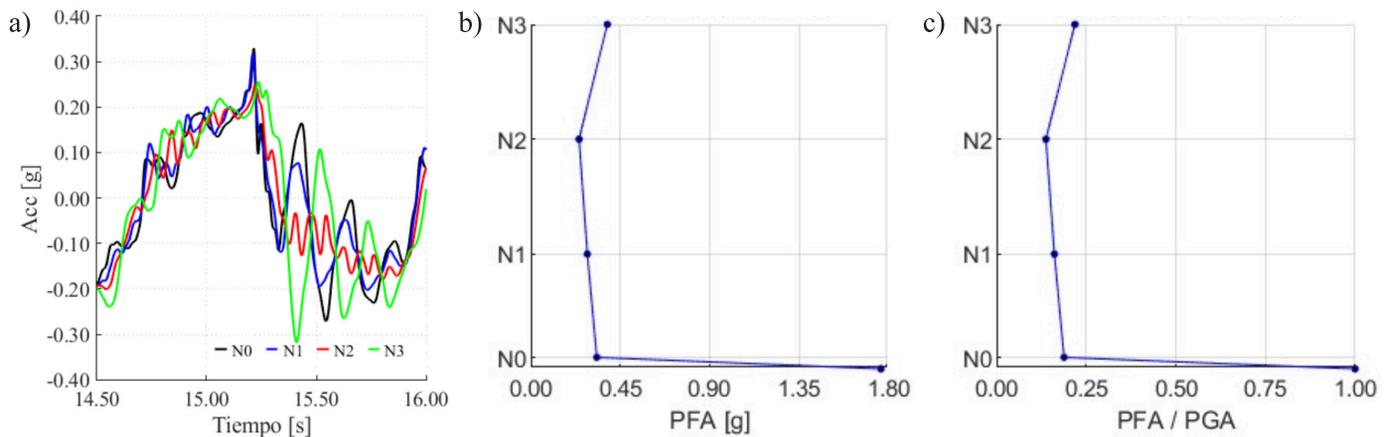


Figura 6: a) Historia de aceleraciones de la superestructura, b) PFA y c) PFA normalizado respecto al PGA

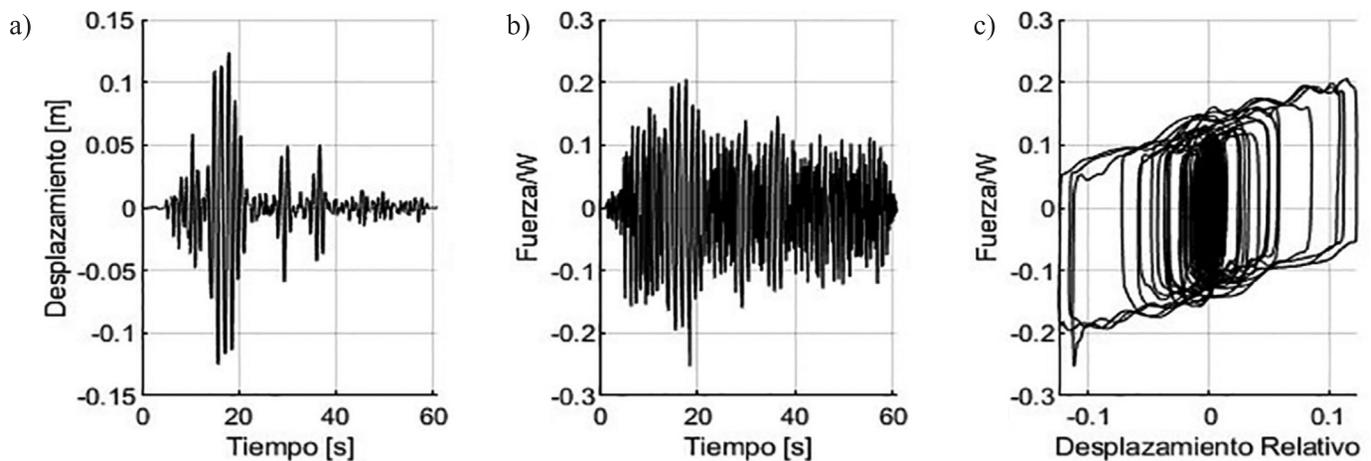
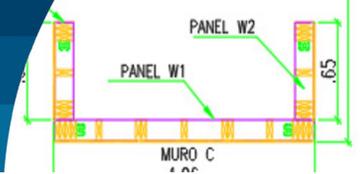


Figura 7: Respuesta del sistema de aislación para el ensayo sísmico.



La Figura 8(a) muestra el valor del desplazamiento máximo relativo entre pisos, normalizado con respecto a la altura (SDR). Se puede apreciar que pese a que la probeta se excitó con un registro con una amplitud amplificada por 1.3, el valor de SDR no supera el 0.4%. Los mayores valores de SDR ocurrieron en el lado Sur, siendo mayores en el último piso. Los bajos niveles de SDR obtenidos gracias a la implementación de los dispositivos IR-DCFP permitieron que la estructura se mantenga en rango esencialmente elástico y que no se aprecie daño visible en la superestructura, tal como se puede apreciar en la Figura 8(b).

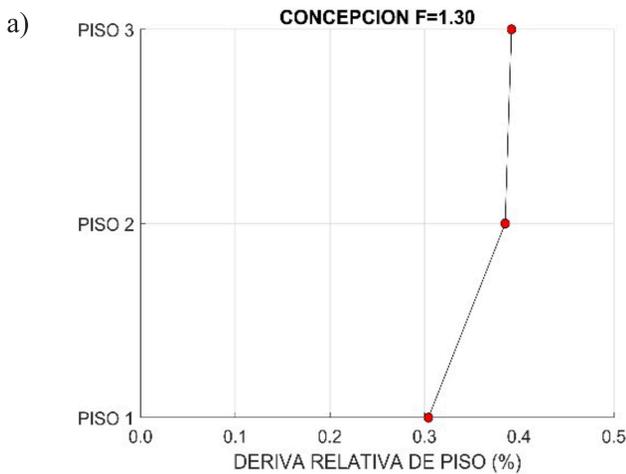


Figura 8: a) SDR y b) inspección visual del daño luego del ensayo

## Conclusiones

Se presentan los resultados de un ensayo en mesa vibradora de una estructura de entramado ligero de madera de 3 pisos con aisladores friccionales resilientes a impacto lateral (IR-DCFP), sometida a dos excitaciones: (1) una señal

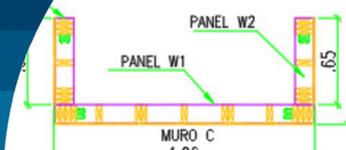
armónica en resonancia con el sistema de aislación; y (2) el registro de Concepción escalado por 1.3. A continuación se presentan las conclusiones generales.

- El sistema de aislación resiliente a impacto que se utilizó en los ensayos permitió disipar una cantidad adicional de energía por la activación de la superficie de alto roce. Pese al relativo pequeño tamaño del aislador, se controló la respuesta para excitaciones de gran intensidad, obteniendo valores de SDR menores a 0.4%, con lo que la superestructura no presentó daño alguno.
- Los PFA comparados con el PGA mostraron una reducción considerable llegando a tener un valor de apenas 0.25 del valor del PGA, este valor indica una alta eficiencia de los dispositivos IR-DCFP si se considera que en estructuras de entramado ligero con base fija en ensayos similares se han observado amplificaciones cercanas a 2.
- Se ha mostrado que es posible realizar la aislación sísmica en estructuras de entramado ligero de madera sin la necesidad de incluir diafragmas horizontales de acero o de hormigón, y sin la necesidad de construir un muro perimetral.

Finalmente, se debe indicar que implementar aislación sísmica resiliente a impacto usando los dispositivos IR-DCFP con diafragma 100% de madera puede incidir en la reducción de los costos del sistema de aislación, debido a que se evitaría la fabricación de una gran losa de hormigón y de un *moat wall* perimetral. Pese a ello, para lograr sistemas más eficientes es necesario seguir investigando el efecto que puede tener el uso de diferentes materiales en las superficies de alto y bajo roce de los dispositivos IR-DCFP.

## Agradecimientos

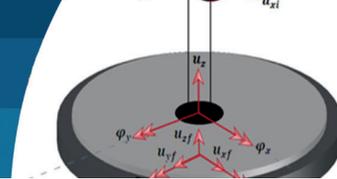
Se agradece el apoyo brindado por el Centro de Investigación para la Gestión Integrada del Riesgo de Desastres CIGIDEN, ANID/FONDAP/1522A0005; el Centro Nacional de Excelencia para la Industria de la Madera CENAMAD, ANID/BASAL/FB210015; y ANID/FONDECYT/Regular 1201841. Los autores desean



expresar su agradecimiento al Laboratorio DICTUC de Ingeniería Estructural PUC, y al profesor Francisco Hernández de la Universidad de Chile. El primer autor agradece el apoyo económico para la realización de estudios de postgrado brindado por parte de la Universidad Central del Ecuador.

## Referencias

- Almazán, J. (2001). *Torsión accidental y natural en estructuras aisladas con el sistema de péndulo friccional*. Tesis de doctorado, P. Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile
- ASCE/SEI 7 (2016). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers ASCE, Reston, VA, USA
- Auad, G. and Almazán, J.L. (2021). Lateral impact resilient double concave friction pendulum (LIR-DCFP) bearing: Formulation, parametric study of the slider and three-dimensional numerical example. *Engineering Structures* **233**, 111892
- Bao, Y., Becker, T.C. and Hamaguchi, H. (2017). Failure of double friction pendulum bearings under pulse-type motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **46**(5), 715-732
- Becker, T.C., Bao, Y. and Mahin, S.A. (2017). Extreme behavior in a triple friction pendulum isolated frame. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **46**(15), 2683-2698
- Becker, T.C., Yamamoto, S., Hamaguchi, H., Higashino, M. and Nakashima, M. (2015). Application of isolation to high-rise buildings: a Japanese design case study through a US design code lens. *Earthquake Spectra* **31**(3), 1451-1470
- Comerio, M.C. (1997). Housing issues after disasters. *Journal of Contingencies and Crisis Management* **5**(3), 166-178
- Kircher, C.A., Reitherman, R.K., Whitman, R.V. and Arnold, C. (1997). Estimation of earthquake losses to buildings. *Earthquake Spectra* **13**(4), 703-720
- Jampole, E., Deierlein, G., Miranda, E., Fell, B., Swensen, S. and Acevedo, C. (2016). Full-scale dynamic testing of a sliding seismically isolated unibody house. *Earthquake Spectra* **32**(4), 2245-2270
- Masroor, A. and Mosqueda, G. (2015). Assessing the collapse probability of base-isolated buildings considering pounding to moat walls using the FEMA P695 methodology. *Earthquake Spectra* **31**(4), 2069-2086
- NCh2745 (2013). Análisis y diseño sísmico de edificios con aislación sísmica. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- NCh1198 (2014). Madera - Construcciones en madera - Cálculo. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- Pall, A.S. and Pall, R. (1991). Seismic response of a friction-base-isolated house in Montreal. *6<sup>th</sup> Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Toronto, Canada, 375-382
- Sancin, L., Rinaldin, G., Fragiaco, M. and Amadio, M. (2014) Seismic analysis of an isolated and a non-isolated light-frame timber building using artificial and natural accelerograms. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata* **55**, 103-118
- Symans, M.D., Cofer, W.F. and Fridley, K.J. (2002). Base isolation and supplemental damping systems for seismic protection of wood structures: Literature review. *Earthquake Spectra* **18**(3), 549-572
- van de Lindt, J.W., Liu, H., Symans, M.D. and Shinde, J.K. (2011). Seismic performance and modeling of a half-scale base-isolated wood frame building. *Journal of Earthquake Engineering* **15**(3), 469-490
- Zayas, V. and Low, S.S. (1997). Seismic isolation of a four-story wood building. In *Earthquake Performance and Safety of Timber Structures*. Forest Products Society, 83-91



# Diseño basado en desempeño de estanques de almacenamiento de fluido de pared delgada: una alternativa para cumplir con los requerimientos de la propuesta de norma pr-NCh2369

Performance-based design of thin-walled fluid storage tanks: an alternative to meet the requirements of the proposed standard pr-NCh2369

Fecha de entrega: 23 de octubre 2023

Fecha de aceptación: 6 de marzo 2024

José Luis Almazán<sup>1,2</sup>, Nicolás Tapia<sup>1</sup>, José Ignacio Colombo<sup>3</sup> y Sergio Reyes<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Pontificia Universidad Católica de Chile, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Vicuña Mackenna 4860, Santiago, Chile, [jlalmaz@ing.puc.cl](mailto:jlalmaz@ing.puc.cl), [nftapia@uc.cl](mailto:nftapia@uc.cl)

<sup>2</sup> Pontificia Universidad Católica de Chile, Centro Nacional de Excelencia para la Industria de la Madera CENAMAD, Vicuña Mackenna 4860, Santiago, Chile

<sup>3</sup> Universidad Diego Portales, Departamento de Ingeniería Civil, [jose.colombo@udp.cl](mailto:jose.colombo@udp.cl)

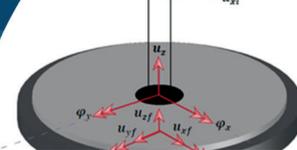
<sup>4</sup> ETH Zurich, Department of Civil, Environmental and Geomatic Engineering, Institute of Structural Engineering, Chair of Seismic Design and Analysis, Stefano-Franscini-Platz 5, 8093 Zürich, Switzerland, [sergio.reyes@ibk.baug.ethz.ch](mailto:sergio.reyes@ibk.baug.ethz.ch)

*Durante el año 2021 concluyó el plazo de consulta pública del proyecto de modificación de la norma chilena de Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales. Este proyecto, denominado pr-NCh2369, reemplazaría próximamente la actualmente vigente NCh2369 (2003). En este artículo se evalúan las implicancias que tendrán estas modificaciones en el análisis y diseño de estanques de pared delgada para el almacenamiento de fluidos. Entre los aspectos más destacables podemos mencionar: (1) se define un espectro elástico de referencia (que no existía en la versión anterior), el cual puede utilizarse para realizar análisis especiales y también para incorporar sistemas de protección sísmica, ya sea disipación de energía o aislamiento sísmico; (2) se establece que el corte de diseño de la versión anterior es un corte mínimo, por lo tanto, los estanques nuevos con sistema de anclaje convencionales tendrían una demanda de corte basal igual o superior; (3) cuando corresponda, la interacción suelo-fundación-estanque debe incluirse explícitamente en el modelo; y (4) las estructuras susceptibles de falla prematura por pandeo (elástico o elasto-plástico) deben analizarse con el espectro elástico de referencia ( $R = 1$ ). Con el propósito de facilitar la aplicación de esta propuesta de modificación normativa, se presenta una metodología general basada en criterios de desempeño, que se puede aplicar a estanques anclados y no anclados, como también a estanques con anclajes disipativos, considerando además fundación de tipo circular y anular.*

**Palabras clave:** estanques de pared delgada, pandeo en régimen elástico, anclajes disipativos

*In 2021, the public consultation period for the modification project of the Chilean Standard for Seismic Design of Industrial Structures and Facilities ended. This project, called pr-NCh2369, will soon replace the currently valid NCh2369 (2003). This article evaluates the implications that these modifications will have on the analysis and design of thin-walled fluid storage tanks. Among the most noteworthy aspects we can mention: (1) an elastic reference spectrum is defined (which did not exist in the previous version), which can be used to carry out special analyses and also to incorporate seismic protection systems, either energy dissipation or seismic isolation; (2) it is established that the design base shear of the previous version is a minimum base shear; therefore, the new tanks with conventional anchoring system would have an equal or higher base shear demand; (3) where applicable, soil-foundation-tank interaction should be explicitly included in the model; and (4) structures susceptible to premature failure due to buckling (elastic or elasto-plastic) must be analysed with the reference elastic spectrum ( $R = 1$ ). In order to facilitate the application of this proposed regulatory amendment, a general methodology based on performance based criteria is presented, which can be applied to anchored and unanchored tanks, as well as to tanks with dissipative anchors, also considering circular and annular type foundations.*

**Keywords:** thin-walled tanks, elastic buckling, dissipative anchors



## Introducción

Los estanques cilíndricos de pared delgada (ECPD) son muy utilizados en instalaciones industriales, especialmente para el almacenamiento de líquidos como agua, vino, petróleo, y nitrógeno. En casi todos los grandes terremotos ocurridos en el mundo, muchos de estos estanques han sufrido daños importantes, como durante los terremotos de 1960 en Chile (Steinbrugge y Flores, 1963), Alaska 1964 (Hanson, 1973), San Juan Argentina 1977 (Manos, 1991), Northridge EEUU 1994 (Hall, 1995), Maule Chile 2010 (Cruz y Valdivia, 2011), Seddon Nueva Zelanda 2013 (Morris *et al.*, 2013), y Kaikoura Nueva Zelanda 2016 (Dizhur *et al.*, 2017). Los modos de falla más comunes son: pandeo del manto por compresión y/o corte, arrancamiento o fractura de anclajes, fractura de la unión soldada entre la placa base y el manto, indentación de anclajes en el manto, rotura del piping, y fallas en estructura de techo por oleaje excesivo.

Los ECPD pueden estar mecánicamente anclados a su base o bien simplemente apoyados. Durante un sismo intenso ambas tipologías pueden experimentar levantamiento parcial de la base, lo que implica la ocurrencia de muchos mecanismos de comportamiento difíciles de modelar con precisión, como el contacto variable de la placa base con la cimentación, las deformaciones plásticas de la placa base debida al levantamiento, fluencia de los pernos de anclaje, y levantamiento de la fundación.

Se han llevado a cabo numerosos estudios analíticos para estimar el comportamiento sísmico de ECPD. Los primeros se realizaron suponiendo estanque rígido perfectamente anclado a una base rígida (Jacobsen, 1949; Housner, 1957, 1963). Más tarde, algunos estudios consideraron la flexibilidad de la pared del estanque y revelaron su considerable influencia sobre la magnitud y las características de la respuesta (Veletsos, 1974; Veletsos y Yang, 1977; Haroun y Housner, 1981). Luego, Malhotra y Veletsos (1994a,b,c) desarrollaron un método simplificado de análisis dinámico para tanques no anclados sujetos a excitación unidimensional, que considera levantamiento de la placa base y flexibilidad de las paredes del estanque.

De forma similar, se han realizado investigaciones utilizando el método de elementos finitos. En los primeros trabajos, Barton y Parker (1987) analizaron la respuesta

sísmica de estanques anclados y sin anclar con un modelo 3D que no tuvo en cuenta grandes deformaciones ni fluencia del material. Más tarde, Peek y Jennings (1988) investigaron estanques no anclados utilizando modelos lineales de elementos finitos para la pared del estanque, y resortes uniaxiales no lineales en la periferia para considerar las fuerzas restitutivas verticales de la placa base. Virella *et al.* (2006) estudiaron el pandeo elástico en la parte superior de los tanques cilíndricos perfectamente anclados en la base. Sin embargo, no se conocían investigaciones numéricas detalladas sobre la distribución de tensiones en estanques cilíndricos de pared delgada con anclajes. En los últimos años se han publicado estudios numéricos que han traído importantes descubrimientos en relación a la manera como se produce la falla por pandeo en estanques de apoyo continuo anclados mecánicamente (Colombo y Almazán, 2019; Jaramillo *et al.*, 2022; Moreno *et al.*, 2023). En este artículo se aplican las nuevas herramientas desarrolladas por los autores para evaluar los distintos tipos de falla de estas complejas estructuras, que resultan apropiadas para aplicar las nuevas disposiciones de pr-NCh2369. Se enfatiza la posibilidad de mejorar sustancialmente el comportamiento de estas estructuras por medio de anclajes disipativos (Tapia *et al.*, 2023).

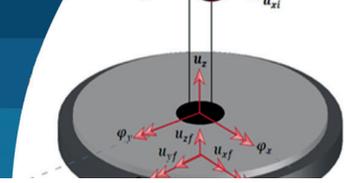
## Modelo estructural

En la Figura 1 se muestra esquemáticamente el modelo estructural empleado en esta investigación (Colombo y Almazán, 2019; Jaramillo *et al.*, 2022). El modelo tiene 12 grados de libertad, 7 corresponden al estanque ( $q_1$ ) y 5 a la fundación ( $q_2$ ):

$$q_1 = [u_{xi}, u_{yi}, u_{xc}, u_{yc}, u_z, \phi_x, \phi_y] \quad (1)$$

$$q_2 = [u_{xf}, u_{yf}, u_{zf}, \theta_x, \theta_y] \quad (2)$$

donde  $u_{xi}$  y  $u_{yi}$  son los desplazamientos horizontales de la masa impulsiva en dirección X e Y, respectivamente;  $u_{xc}$  y  $u_{yc}$  son los desplazamientos horizontales de la masa convectiva en dirección X e Y, respectivamente;  $\phi_x$  y  $\phi_y$  corresponden a las rotaciones del anillo basal del estanque en las direcciones X e Y, respectivamente;  $u_z$  es el desplazamiento vertical del centro geométrico del anillo basal con respecto a la base;  $u_{xf}$ ,  $u_{yf}$  y  $u_{zf}$  son los



desplazamientos horizontales y vertical de la fundación en las direcciones X, Y y Z, respectivamente;  $\theta_x$  y  $\theta_y$  corresponden a las rotaciones de la fundación en las direcciones X e Y, respectivamente. Las ecuaciones bilineales del movimiento se pueden encontrar en Jaramillo *et al.* (2022).

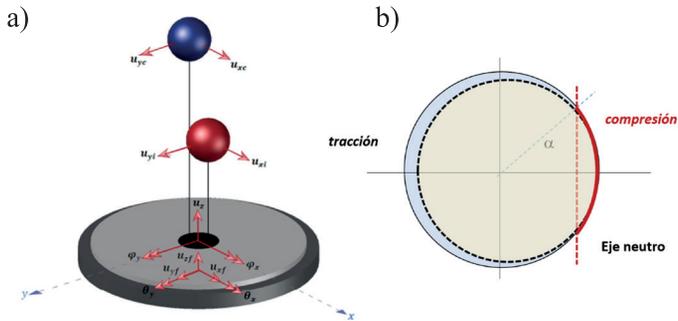


Figura 1: a) Representación esquemática del modelo estructural de 12 grados de libertad considerado y b) esquema de las zonas traccionada y comprimida del anillo de contacto

## Metodología de análisis y casos de estudio

El método de análisis que se presenta a continuación es una adaptación del conocido Método Capacidad-Demanda. Consiste en encontrar los parámetros de respuesta sísmica por medio de un proceso iterativo en que la Demanda Sísmica se representa por medio de un espectro de respuesta de un sistema lineal-equivalente de un grado de libertad, y la Capacidad Estructural se representa por medio de la relación constitutiva global obtenida de un análisis no lineal monotónico. Se han considerado 4 casos de estudio, que corresponden a estanques con distintas propiedades geométricas. Tres de ellos son estanques de acero inoxidable para almacenamiento de vino, mientras que el cuarto es un estanque de acero al carbono cuyas propiedades se obtuvieron de Malhotra (2000). La Tabla 1 presenta las propiedades básicas de los cuatro estanques considerados, los que poseen no solamente distintos tamaños y espesores de placa, sino principalmente diferentes relaciones de esbeltez  $H/D$ . Como se mostrará más adelante, esta relación de esbeltez tiene una influencia determinante en el comportamiento sísmico. A su vez, para cada estanque se han considerado dos condiciones de anclaje (Figura 2): (i) con anclajes convencionales (tipo silla); y (ii) con anclajes disipativos.

Tabla 1: Propiedades básicas de los cuatro estanques analizados

	Estanque			
	A	B	C	D
Fluido almacenado	Vino	Vino	Vino	Petróleo
Altura $H$ , m	9.75	7.76	9.02	11.30
Diámetro $D$ , m	4.44	4.20	8.00	12.20
Esbeltez geométrica $H/D$	2.20	1.85	1.13	0.93
Volumen de fluido almacenado $V_w$ , m <sup>3</sup>	150	100	400	1300
Porcentaje de masa impulsiva, %	100	100	100	75
Espesor placa de fondo, mm	4.00	3.50	5.00	4.00
Espesor basal de pared del estanque, mm	4.00	3.50	5.00	8.00
Tensión admisible al pandeo, MPa	108	98	86	94

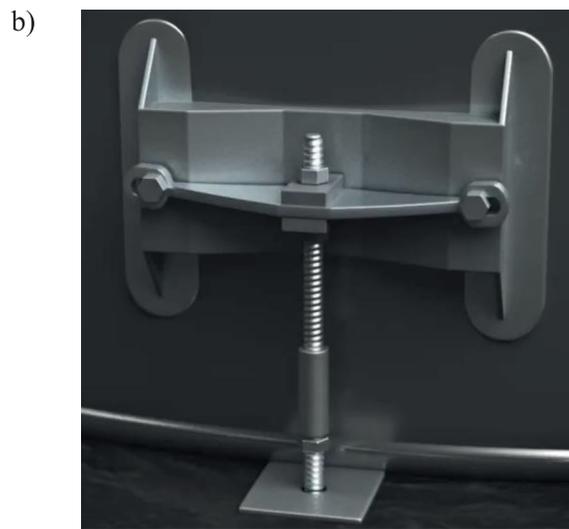
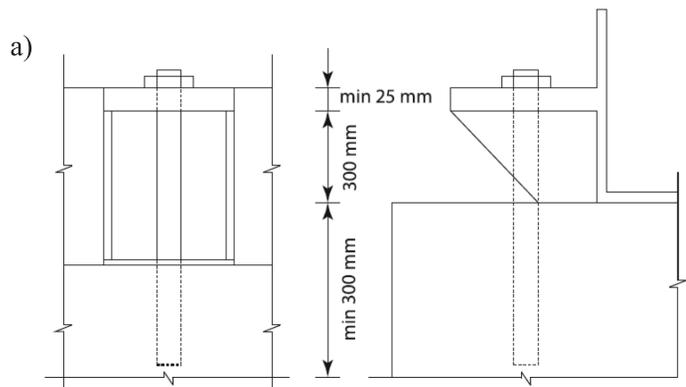
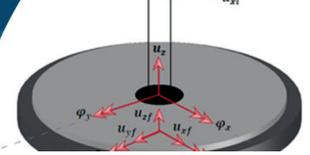


Figura 2: a) Típico anclaje tipo silla resistente sólo a tracción (Jaramillo *et al.*, 2022) y b) anclaje disipativo tipo TADAS resistente a tracción y compresión (Tapia *et al.*, 2023)



## Resultados obtenidos

Los resultados que se muestran a continuación consideran como demanda el denominado espectro de referencia propuesto en pr-NCh2369, para Suelo Tipo III y Zona Sísmica 2. Se evalúa solamente la falla por pandeo en compresión del manto, usando el valor de tensión admisible al pandeo propuesto por la norma neozelandesa (NZSEE, 1986). Interesa fundamentalmente mostrar los efectos de la esbeltez  $H/D$ , el tipo de anclaje, y su cantidad.

Se presentan en primer lugar los resultados obtenidos para el estanque A, el más esbelto de los estanques analizados. En la Figura 3 se muestran los resultados para el caso del estanque con anclajes convencionales. En la Figura 3(a) se presentan las Curvas Capacidad-Demanda (CCD), con el correspondiente punto de desempeño, para un número variable de anclajes de 200 kN de capacidad. En las

Figuras 3(b) y 3(c) se muestran el periodo efectivo  $T_{eff}$  y el amortiguamiento efectivo  $E_{eff}$ . Notar que a medida que el número de anclajes aumenta, la pseudo-aceleración  $S_a$  disminuye, acercándose al caso ideal de estanque perfectamente anclado ( $T_{eff} = 0.19$  s,  $\xi_{eff} = 0.032$ ). Por su parte en las Figuras 3(d) y 3(e) se muestran las relaciones entre levantamiento máximo  $w$ , tensión máxima de compresión  $\sigma_c$  y la pseudo-aceleración  $S_a$ . En un formato distinto, en la Figura 3(f) se presenta la misma información, agregando el ángulo de contacto  $\alpha$  (ver Figura 1(b)). Se observa que a medida que aumenta el número de anclajes disminuye la tensión  $\sigma_c$ , lo cual se debe a dos efectos simultáneos: (i) aumenta  $\alpha$ ; y (ii) disminuye  $S_a$ .

En la Figura 4 se muestran los resultados para el caso del estanque con anclajes disipativos de 40 kN de capacidad. Se puede observar una notable disminución de la  $S_a$  como

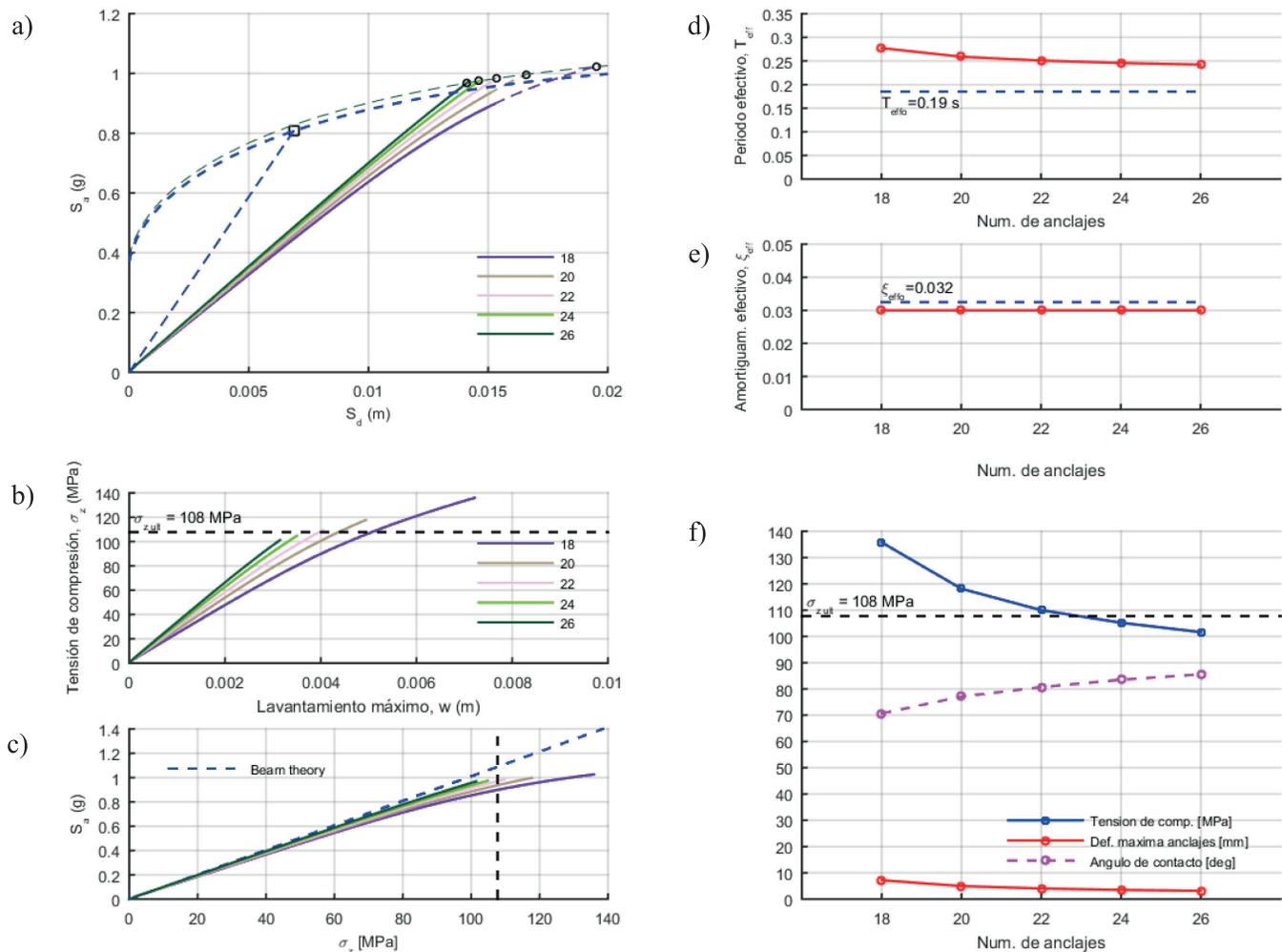


Figura 3: Resultados estanque A con anclajes convencionales ( $F_u = 200$  kN)

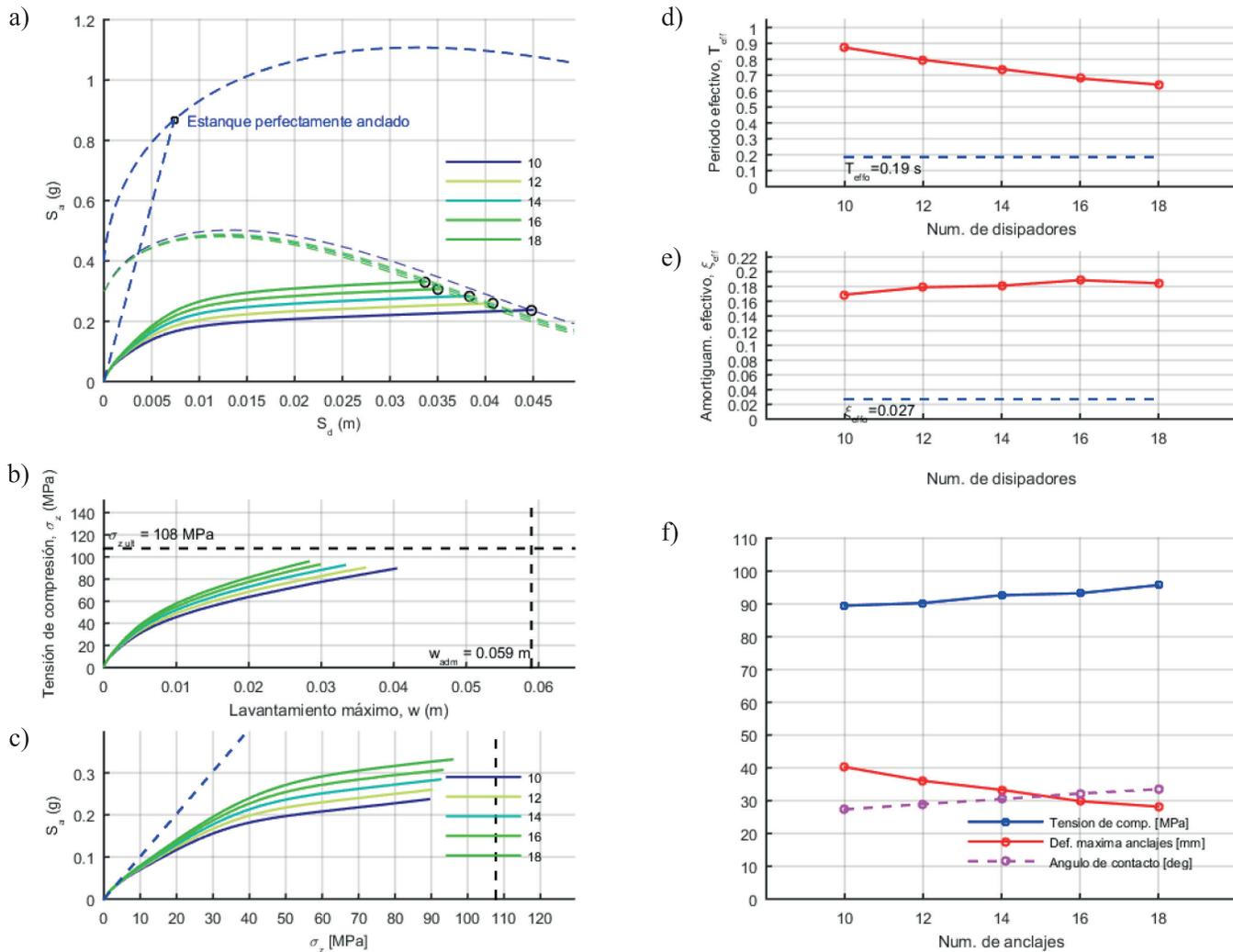
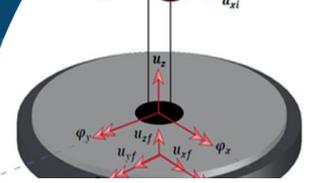


Figura 4: Resultados estanque A con anclajes disipativos ( $F_u = 40$  kN)

consecuencia de dos efectos simultáneos: flexibilización por rocking y aumento de amortiguamiento. Como era de esperar, a medida que aumenta el número de disipadores disminuye el levantamiento y aumenta el ángulo de contacto. Sin embargo,  $\xi_{eff}$  y  $\sigma_c$  permanecen relativamente uniformes. Los resultados obtenidos para el estanque D, el menos esbelto de los estanques analizados, se presentan en las Figuras 5 y 6. Aunque de diferente magnitud, las tendencias son similares a las obtenidas para el estanque A.

En la Tabla 2 se muestra un resumen con los resultados relevantes obtenidos, donde se han seleccionado aquellas soluciones en que no se produce falla por pandeo. Las filas 3 a 5 de la Tabla 2 presentan parámetros de respuesta global (periodo efectivo, factor de amortiguamiento efectivo, y pseudo-aceleración efectiva). La fila 6 muestra el denominado Factor de Reducción Efectivo  $R_{eff}$ , obtenido como el cociente entre la  $S_{a,eff}$  del estanque con anclajes

convencionales y la correspondiente al estanque con anclajes disipativos. Las filas 7 a 9 de la tabla presentan parámetros de respuesta local (levantamiento máximo, tensión de compresión máxima, y ángulo de contacto mínimo). La fila 10 muestra el denominado Factor de Seguridad al pandeo, obtenido como el cociente entre la tensión de compresión máxima y la tensión admisible al pandeo.

Se puede observar que los anclajes disipativos son muy eficientes para reducir la demanda de pseudo-aceleración y, por lo tanto, los esfuerzos internos en el estanque y fundación. Dicha eficiencia aumenta a medida que aumenta la esbeltez del estanque. Esto es consecuencia de que el efecto de flexibilización por rocking e incremento de amortiguamiento que producen los anclajes disipativos, es mayor cuando los estanques son más esbeltos.

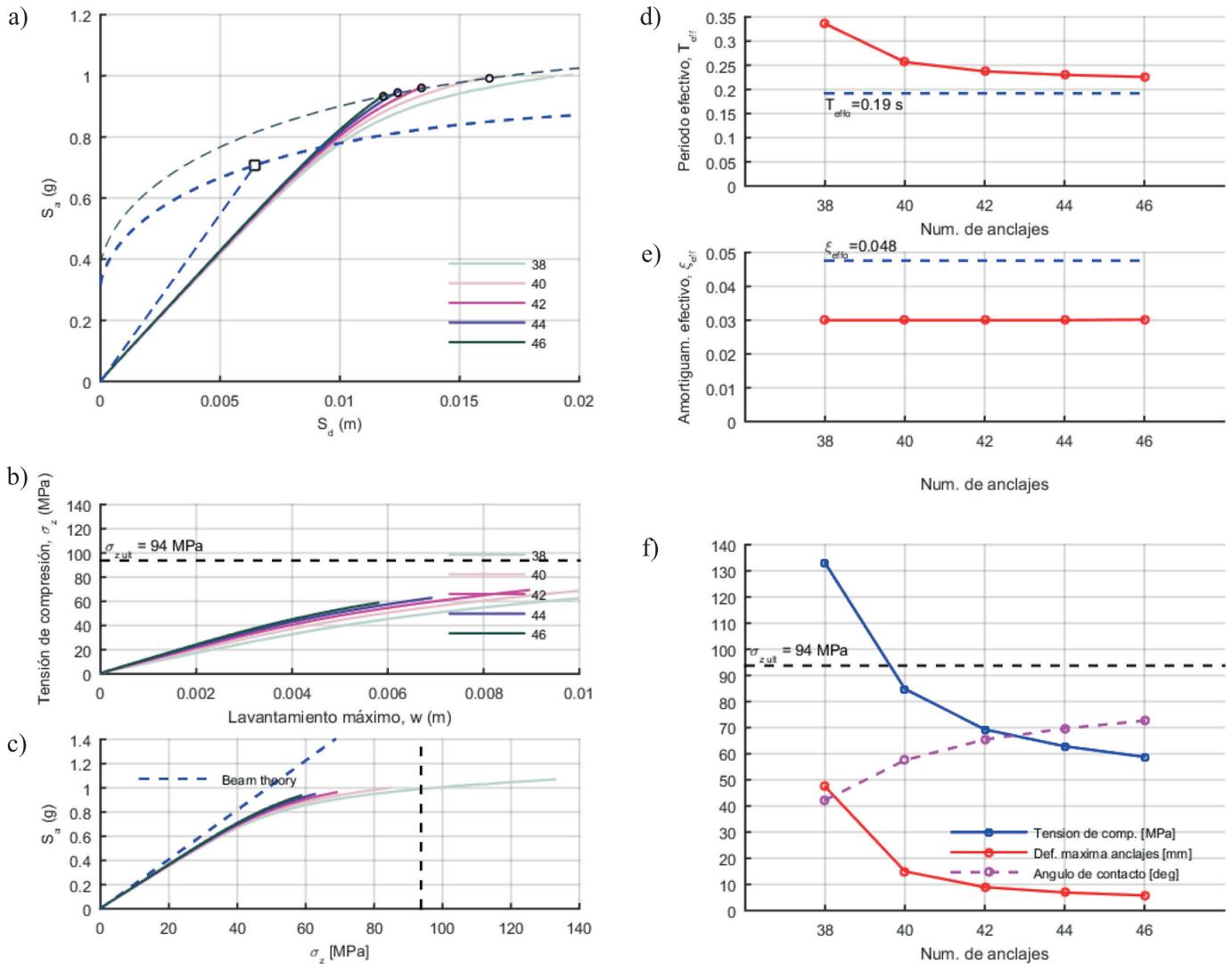
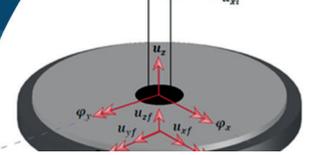


Figura 5: Resultados estanque D con anclajes convencionales ( $F_u = 200$  kN)

Tabla 2: Resumen de resultados

		Estanque A		Estanque B		Estanque C		Estanque D	
		Anclaje Silla	Anclaje Disipador						
1	Num. de anclajes	26	14	14	12	20	18	40	26
2	$F_u$ , kN	200	40	145	40	192	70	200	90
3	$T_{eff}$ , s	0.24	0.74	0.20	0.53	0.20	0.40	0.26	0.48
4	$\xi_{eff}$	0.03	0.18	0.03	0.18	0.03	0.17	0.03	0.18
5	$S_{a,eff}$ , g	0.97	0.28	0.88	0.40	0.88	0.48	0.99	0.43
6	$R_{eff}$	-	<b>3.46</b>	-	<b>2.20</b>	-	<b>1.83</b>	-	<b>2.30</b>
7	$w_{max}$ , mm	3.16	33.3	4.00	28.7	5.15	31.8	15.00	51.8
8	$\sigma_c$ , MPa	101.62	92.64	80.34	90.40	67.2	80.97	84.80	70.51
9	$\alpha$ , °	85.55	30.47	68.84	30.3	66.82	32.44	57.56	30.14
10	$FS_{pandeo}$	<b>1.06</b>	<b>1.16</b>	<b>1.22</b>	<b>1.08</b>	<b>1.28</b>	<b>1.06</b>	<b>1.11</b>	<b>1.33</b>

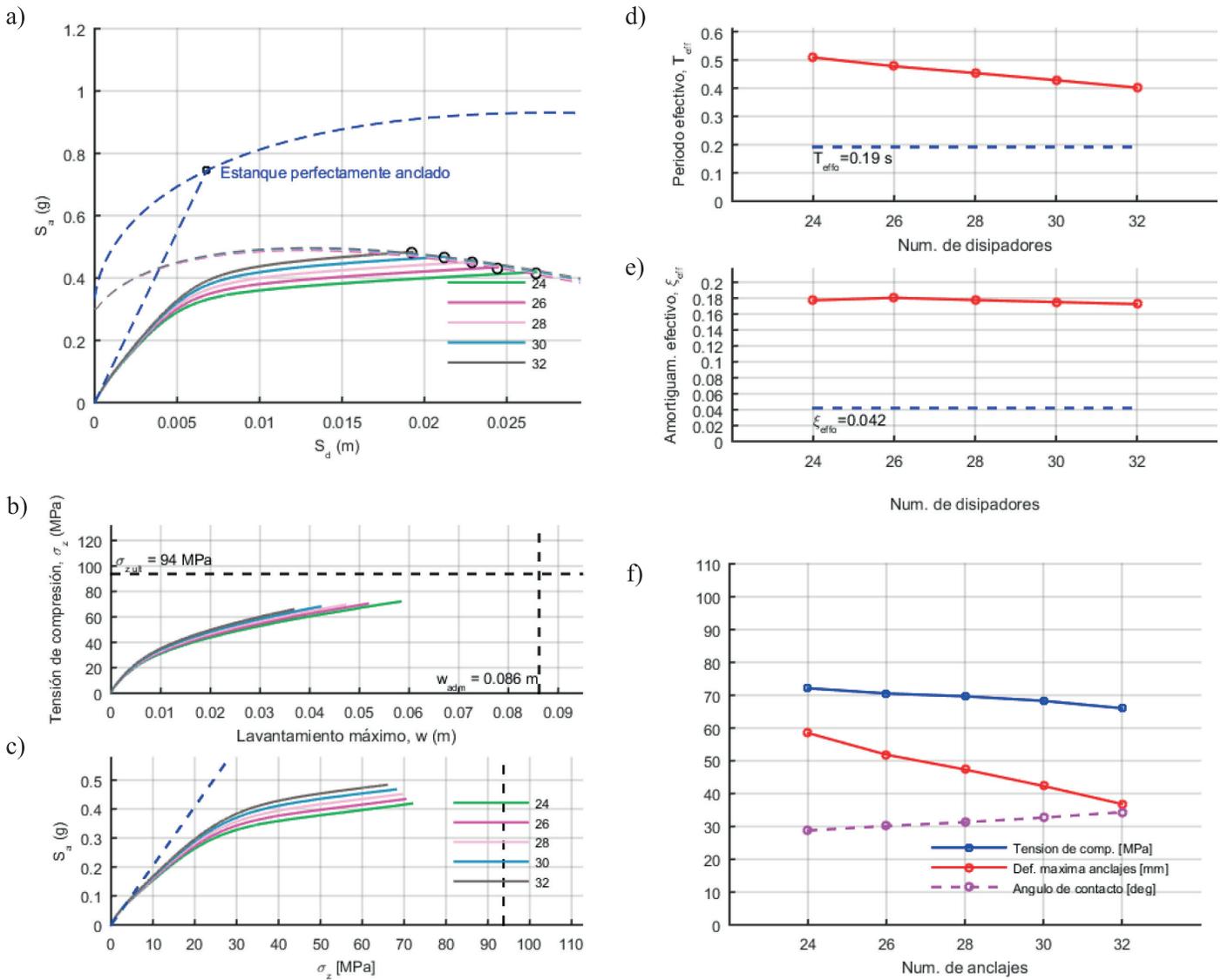
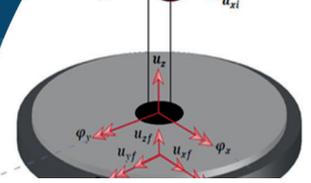


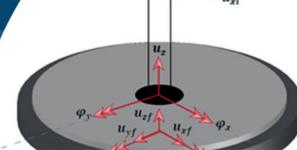
Figura 6: Resultados estanque D con anclajes disipativos ( $F_u = 90$  kN)

## Conclusiones

Esta investigación presenta una adaptación del conocido método de Capacidad–Demanda aplicado al análisis y diseño de Estanques Cilíndricos de Pared Delgada (ECPD). El método permite evaluar los parámetros de respuesta que controlan los dos modos de falla más comunes: (i) pandeo por compresión en la base del manto; y (ii) fractura de la conexión entre la placa de fondo y el manto por exceso de levantamiento. Se han analizado cuatro estanques, tres de ellos típicos de la industria del vino, y el restante de la industria petrolera, cubriendo un amplio rango de tamaños y relaciones de esbeltez geométrica. Para cada uno de ellos, a su vez, se han analizado bajo dos tipos de anclaje:

(i) anclajes convencionales (tipo silla); (ii) anclajes disipativos. Las conclusiones más importantes se pueden resumir como:

- (1) La metodología presentada permite aplicar satisfactoriamente los requerimientos de la pr-NCh2369, debido a que usa como demanda el denominado espectro elástico de referencia. Por otra parte, el modelo empleado incorpora los efectos de la interacción suelo-fundación-estructura.
- (2) Para los estanques con anclajes convencionales se observa que, a mayor número de anclajes, menor demanda de pseudo-aceleración y mayor ángulo de contacto. Como consecuencia, a mayor número de



anclajes disminuye la tensión máxima de compresión en el manto.

- (3) En general, para que los estanques con anclajes convencionales no fallen por pandeo, dichos anclajes deben desarrollar muy poca deformación inelástica. De lo contrario disminuye el ángulo de contacto produciendo concentración de tensiones.
- (4) Para los estanques con anclajes disipativos se observa una considerable reducción de demanda de pseudo-aceleración (en comparación con su contraparte con anclajes convencionales) debido a dos efectos simultáneos: flexibilización por rocking y aumento de amortiguamiento.
- (5) Para los estanques con anclajes disipativos se observa que la tensión máxima de compresión es poco sensible al número de disipadores. Esto es consecuencia de que el factor de amortiguamiento efectivo se mantiene relativamente constante (del orden del 18%) con el cambio en el número de disipadores. Esto facilita la toma de decisiones del diseñador, que puede elegir pocos disipadores de mayor capacidad de deformación, o bien muchos disipadores con poca capacidad de deformación.

## Agradecimientos

Se agradece el apoyo brindado por el Centro Nacional de Excelencia para la Industria de la Madera ANID/BASAL/FB210015 (CENAMAD); y ANID/FONDECYT/Regular 1201841.

## Referencias

Barton, D.C. and Parker, J.V. (1987). Finite element analysis of the seismic response of anchored and unanchored liquid storage tanks. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **15**(3), 299-322

Colombo, J.I. and Almazán, J.L. (2019). Simplified 3D model for the uplift analysis of liquid storage tanks. *Engineering Structures* **196**, 109278

Cruz, E.F. and Valdivia, D. (2011). Performance of industrial facilities in the Chilean earthquake of 27 February 2010. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* **20**(1), 83-101

Dizhur, D., Simkin, G., Giaretton, M., Loporcaro, G., Palermo, A. and Ingham, J. (2017). Performance of winery facilities during the 14 November 2016 Kaikōura earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* **50**(2), 206-224

Hall, J.F. (1995). Northridge earthquake January 17, 1994. Reconnaissance Report. EERI, Oakland, USA

Hanson, R.D. (1973). Behavior of liquid-storage tanks. The Great Alaska Earthquake of 1964, 331-339

Haroun, M.A. and Housner, G.W. (1981). Earthquake response of deformable liquid storage tanks. *Journal of Applied Mechanics* **48**(2), 411-418

Housner, G.W. (1963). The dynamic behavior of water tanks. *Bulletin of the Seismological Society of America* **53**(2), 381-387

Housner, G.W. (1957). Dynamic pressures on accelerated fluid containers. *Bulletin of the Seismological Society of America* **47**(1), 15-35

Jacobsen, L.S. (1949). Impulsive hydrodynamics of fluid inside a cylindrical tank and of fluid surrounding a cylindrical pier. *Bulletin of the Seismological Society of America* **39**(3), 189-204

Jaramillo, F., Almazán, J.L. and Colombo, J.I. (2022). Effects of the anchor bolts and soil flexibility on the seismic response of cylindrical steel liquid storage tanks. *Engineering Structures* **263**, 114353

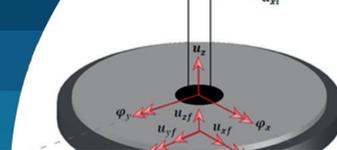
Malhotra, P. (2000). Practical nonlinear seismic analysis of tanks. *Earthquake Spectra* **16**(2), 473-492

Malhotra, P.K. and Veletsos, A.S. (1994a). Beam model for base-uplifting analysis of cylindrical tanks. *Journal of Structural Engineering* **120**(12), 3471-3488

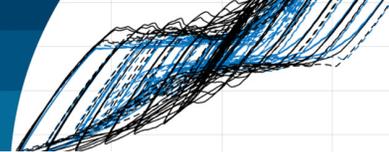
Malhotra, P.K. and Veletsos, A.S. (1994b). Uplifting analysis of base plates in cylindrical tanks. *Journal of Structural Engineering* **120**(12), 3489-3505

Malhotra, P.K. and Veletsos, A.S. (1994c). Uplifting response of unanchored liquid-storage tanks. *Journal of Structural Engineering* **120**(12), 3525-3547

Manos, G.C. (1991). Evaluation of the earthquake performance of anchored wine tanks during the San Juan, Argentina, 1977 earthquake. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **20**(12), 1099-1114



- Moreno, M., Colombo, J., Wilches, J., Reyes, S. and Almazán, J. (2023). Buckling of steel tanks under earthquake loading: Code provisions vs FEM comparison. *Journal of Constructional Steel Research* **209**, 108042
- Morris, G.J., Bradley, B.A., Walker, A. and Matuschka, T. (2013). Ground motions and damage observations in the Marlborough region from the 2013 Lake Grassmere earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* **46**(4), 169-187
- NCh2369 (2003). Earthquake resistant design of industrial structures and facilities. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- NZSEE (1986). Seismic design of storage tanks. New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Wellington, New Zealand
- Peek, R. and Jennings, P.C. (1988). Simplified analysis of unanchored tanks. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **16**(7), 1073-1085
- Steinbrugge, K.V. and Flores, R. (1963). The Chilean earthquakes of May, 1960: A structural engineering viewpoint. *Bulletin of the Seismological Society of America* **53**(2), 225-307
- Tapia, N.F., Almazán, J.L., Valdebenito, N. and Reyes, S.I. (2023). Experimental validation of an energy-dissipating anchoring system for continuously-supported storage tanks. *Structures* **55**, 2324-2340
- Veletsos, A.S. (1974). Seismic effects in flexible liquid storage tanks. 5<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, vol. 1, 630-639
- Veletsos, A.S. and Yang, J.Y. (1977). Earthquake response of liquid storage tanks. In *Advances in Civil Engineering through Engineering Mechanics*. Annual Special Conference, ASCE, Raleigh NC, USA, vol. 5, 1-24
- Virella, J.C., Godoy, L.A. and Suárez, L.E. (2006). Dynamic buckling of anchored steel tanks subjected to horizontal earthquake excitation. *Journal of Constructional Steel Research* **62**(6), 521-531



# Análisis experimental de conexiones de momento viga-columna de racks de almacenamiento industrial

Experimental analysis of beam-column moment connections of industrial storage racks

Fecha de entrega: 15 de noviembre 2023

Fecha de aceptación: 21 de marzo 2024

Marcelo Sanhueza, Nelson Maureira y Rodrigo Valdez

Universidad Católica de la Santísima Concepción, Departamento de Ingeniería Civil, Concepción, Chile, [msanhuezac@magister.ucsc.cl](mailto:msanhuezac@magister.ucsc.cl), [nmaureira@ucsc.cl](mailto:nmaureira@ucsc.cl) (Orcid: 0000-0003-2016-1154), [rvaldez@ing.ucsc.cl](mailto:rvaldez@ing.ucsc.cl)

*Se presentan resultados de ensayos de conexiones de momento viga-columna de racks de almacenamiento. Se realizaron ensayos cuasi-estáticos usando un actuador electromecánico controlado por desplazamiento a conexiones con dos diferentes torques de apriete de pernos. El montaje experimental contempla una columna 1.48 m de largo, rotulada en sus dos extremos, y una viga de largo 1.72 m. El actuador cuenta con una celda de carga de 900 kg de capacidad en su extremo de conexión con la viga y registra la deformación aplicada mediante un sensor de desplazamiento de recorrido de 300 mm. La viga fue instrumentada con sensores de giro, disponiendo uno justo antes del apoyo, y dos en el perfil L que la conecta con la columna. El forzante corresponde a secuencias de desplazamiento cíclico tipo serrucho con amplitudes crecientes, adaptada del AISC341 (2022) sección K. Los resultados mostraron que, al incrementar el torque de 54.2 Nm a 108.5 Nm, la rigidez elástica se incrementó en un 45%. Un mayor torque de apriete generó reducción en el pinching y aumento en la energía disipada de la conexión, en comparación al caso con menor torque. En general, las conexiones fueron capaces de resistir rotaciones de hasta 0.07 rad.*

*Palabras clave: energía disipada, pinching, rigidez elástica, rigidez post-fluencia*

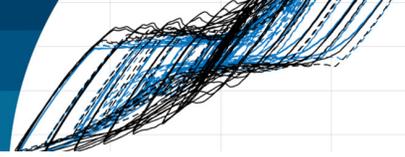
*Test results of beam-column moment connections of storage racks are presented. Quasi-static tests were performed using a displacement-controlled electromechanical actuator on connections with two different bolting torques. The experimental setup contemplates a 1.48 m long column, labeled at both ends, and a 1.72 m long beam. The actuator has a 900 kg capacity load cell at its connection end with the beam and registers the applied deformation through a 300 mm travel displacement sensor. The beam was instrumented with rotation sensors, having one just before the support, and two in the L profile that connects it with the column. The loading corresponds to saw-like cyclic displacement sequences with increasing amplitudes, adapted from the AISC341 (2022) section K. The results showed that, by increasing the torque from 54.2 Nm to 108.5 Nm, the elastic stiffness increased by 45%. A higher tightening torque generated a reduction in pinching and an increase in the energy dissipated from the connection, compared to the case with lower torque. In general, the connections were capable of resisting rotations of up to 0.07 rad.*

*Keywords: dissipated energy, pinching, elastic stiffness, post-yield stiffness*

## Introducción

En la industria chilena y a nivel internacional, las estanterías o racks de almacenamiento industrial son altamente utilizados en diferentes niveles de la cadena productiva (Chen *et al.*, 1980). Permiten una adecuada organización y son capaces de resistir cargas unitarias muy grandes, independiente de sus dimensiones estructurales

y de su bajo peso propio. Generalmente, los racks están diseñados con perfiles de acero conformados en frío, usando conexiones que permiten un rápido y fácil montaje (Tagliaferro *et al.*, 2021). La configuración estructural más utilizada en los racks de almacenamiento industrial es en base a marcos tridimensionales que se unen ortogonalmente con plataformas planas en cada nivel de elevación (Teh *et al.*, 2004). En su cara corta, o

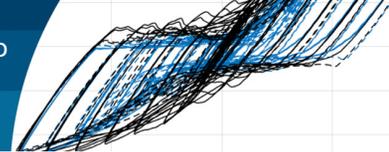


dirección transversal, se diseñan con un reticulado (plano arriostrado) de ancho entre 1 a 2 m. Por el contrario, en la dirección longitudinal u horizontal, solo se utilizan marcos a momento permitiendo el fácil acceso al contenido, con largos que dependen de las disposiciones operacionales (ver por ejemplo [mecalux.cl/catalogos](http://mecalux.cl/catalogos)). Estos marcos a momento, a diferencia de los utilizados en edificios, se diseñan para provocar deformaciones inelásticas en las conexiones (Filiatrault *et al.*, 2006). Dependiendo del lugar de ubicación y del contenido a almacenar, la estantería industrial puede poseer alturas superiores a los 10 m, con diferentes divisiones en su elevación ([mecalux.cl](http://mecalux.cl)). Esto último, genera varias ventajas en términos de espacio, pero provoca que la estructura se vuelva muy esbelta y flexible en una de sus direcciones horizontales. Lo anterior, genera un problema dentro de los territorios con alta actividad sísmica, ya que son estructuras muy vulnerables a este tipo de solicitaciones.

Durante terremotos recientes, han ocurrido algunos colapsos de estructuras de estanterías de acero, lo que ha generado inquietudes sobre la capacidad de las estructuras de almacenamiento industrial para resistir de manera segura los efectos sísmicos. Un ejemplo de esto es la inspección realizada por un grupo de investigadores de EEUU y Nueva Zelanda, los cuales analizaron una gran variedad de edificios industriales para constatar los efectos del terremoto de Darfield de septiembre de 2010 en la ciudad de Christchurch (Crosier *et al.*, 2010). Pese a que se observaron daños menores en las estructuras, los efectos en racks de almacenamiento variaron desde daño moderado a colapso total. Dichos resultados son consistentes con lo señalado por Urma y Beattie (2011) y Clifton *et al.* (2011), que declaran haber observado daño extensivo en racks de almacenamiento industriales. Perrone *et al.* (2019), también realizaron una inspección después del terremoto de Italia Central de 2016, en la cual evidenciaron el colapso de algunas estructuras tipo rack. Núñez *et al.* (2023), mencionan que durante el terremoto ocurrido el 27 de febrero de 2010 en Chile, se registraron grandes pérdidas en estructuras industriales, pero muchas de estas no pudieron ser registradas, ya que las empresas no lo permitieron debido a conflictos de interés. Esto pudo ser corroborado gracias a que el Instituto Nacional de Estadísticas INE logró identificar que después de este evento sísmico hubo una notoria disminución en la producción industrial.

Una de las componentes de los racks de almacenamiento industrial más solicitadas durante un evento sísmico son las conexiones viga–columna, lo cual se debe principalmente a la gran flexibilidad que presentan los estantes de almacenamiento en la dirección longitudinal al pasillo, lo cual genera grandes niveles de rotación en dichas conexiones en comparación con estructuras tradicionales. Con respecto a esto, se han realizado diversos estudios con la finalidad de describir su comportamiento. Bernuzzi y Castiglioni (2001) y Zhao *et al.* (2018) estudiaron experimentalmente, a través de ensayos monotónicos y cíclicos, diferentes arquetipos de juntas viga–columna con el sistema speed-lock. En ambos estudios se estudiaron diferentes configuraciones de conexiones, variando el tipo de perfil de la columna, espesor de columna, largo de viga y número de pestaña. Ellos lograron identificar que el modo de falla de la conexión depende del componente más débil que esté presente en la unión. Además, obtuvieron todos los ciclos de histéresis de cada arquetipo, donde identificaron que en todas las curvas presentan pinching. Otra conclusión importante que se obtuvo en estos estudios es que, en la mayoría de las pruebas cíclicas los especímenes colapsaron debido a la extracción de las lengüetas o ganchos.

Por otro lado, en zonas con alta vulnerabilidad sísmica, como por ejemplo el caso de Chile, las conexiones sin pernos pueden ser deficiente para soportar un evento sísmico con las características que se dan en este país. Debido a esto, es que se han realizado investigaciones donde se estudia la conexión viga–columna, pero con pernos adicionales. Uno de estos estudios es el realizado por Dai *et al.* (2018), donde estudiaron 7 grupos de conexiones de forma experimental bajo cargas cíclicas. Dentro de estos siete grupos se variaron el espesor de los montantes, la altura de la columna, el número de lengüetas y el número de pernos en el conector del extremo de la viga. Como resultado obtuvieron las curvas de histéresis momento–rotación y backbone, así como también sus respectivos factores de comportamiento correspondiente a la degradación de rigidez, ductilidad y la capacidad de disipación de energía. Ellos lograron observar que, al agregar solo un perno, la curva momento–rotación se vuelve asimétrica, mientras que con dos pernos la curva es prácticamente simétrica. La incorporación de los pernos mejora considerablemente la resistencia al momento y la ductilidad, pero la capacidad de



disipación de energía no aumenta significativamente. Yin *et al.* (2016) también estudiaron la respuesta monotónica y cíclica experimental de nueve conexiones speed-lock con y sin pernos adicionales. Estos autores lograron identificar que tanto para las pruebas monótonas y cíclicas, los pernos adicionales mejoran significativamente la capacidad de carga, de deformación de las conexiones y la capacidad de disipación de energía. Todos los arquetipos estudiados en esta investigación mostraron que las curvas de histéresis presentan pinching y degradación de rigidez, pero agregando pernos y soldadura se puede disminuir dicha degradación. Gusella *et al.* (2018) estudiaron cuatro tipos diferentes de juntas de bastidores industriales sometidas a ensayos monotónicos y cíclicos. Los arquetipos ensayados en este estudio variaron el número de lengüetas, el grosor relativo del montante y el conector del extremo de la viga. Dentro de los resultados más relevantes de este estudio se obtuvo que: 1) los conectores con conexiones soldadas de doble cara la soldadura es el elemento más débil, mientras que, para conexiones con soldadura en todo el contorno, la falla se da por colapso de las pestañas; 2) todas las curvas de histéresis se caracterizan por presentar pinching, con reducción en la energía disipada; y 3) al agregar pernos adicionales a la conexión, la energía disipada y la ductilidad de la unión aumentan.

En este estudio se presentan ensayos de conexión viga-columna de racks de almacenamiento industrial de dos arquetipos diferentes. Los arquetipos se diferencian entre sí por la cantidad de torque inicial que se les da a los pernos. Mediante los resultados obtenidos en esta investigación se puede obtener la energía disipada, rigidez elástica y rigidez inelástica de las conexiones. Cuyos parámetros pueden ser incluidos en la calibración de modelos numéricos de racks de almacenamiento industrial.

## Materiales y métodos

### Tipos de conexión

En la Figura 1 se muestra el tipo de conexión estudiada en esta investigación, la cual corresponde a una conexión típica de racks de almacenamiento industrial de tipo selectivo usados en Chile. Como se puede apreciar en la Figura 1, la viga en su extremo que conecta con la columna tiene un trozo de perfil tipo L unido mediante soldadura en todo su contorno. El trozo de perfil tipo L contiene cuatro perforaciones en la cara que es perpendicular a la

dirección más larga de la viga y dos en la cara interior que está paralela a la dirección corta. Estas perforaciones se adecuan de acuerdo con el distanciamiento de los orificios de la columna. En el caso de este estudio solo se estudió la conexión con pernos como lo mostrado en la Figura 1, es decir, con pernos en la cara exterior. La conexión ensayada está compuesta por una viga de sección transversal rectangular hueca, mostrada en la Figura 2(a), la cual está compuesta por dos perfiles tipo C unidos mediante puntos de soldadura a lo largo de su longitud. Por otro lado, la columna corresponde a un perfil de sección abierta tipo pilar con las dimensiones detalladas en la Figura 2(b). Todas las vigas ensayadas tienen un largo igual a 1.72 m, mientras que la columna posee un largo de 1.48 m.



Figura 1: Tipo de conexión estudiada.

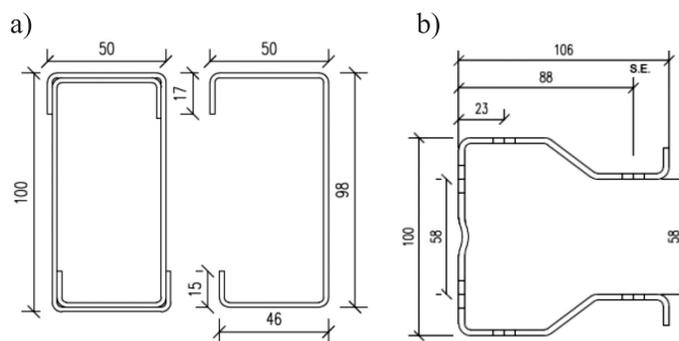


Figura 2: Detalle de la sección transversal de los perfiles: (a) viga 100 x 50 x 2 mm y (b) perfil tipo pilar 100 x 106 x 3 mm

Los tipos de conexión estudiadas se presentan en la Tabla 1, las cuales tienen en común la sección transversal de la viga (Figura 2(a)) y columna (Figura 2(b)), se diferencian entre sí en la cantidad de pretensión que se le da a los cuatro

pernos que unen la viga con la columna. La conexión tipo A se asocia a una pretensión inicial de 61 Nm (45 lb-ft), mientras que la tipo B tiene una pretensión de 108.5 Nm (80 lb-ft). Cada arquetipo, es decir, las conexiones tipo A y B, se ensayaron dos veces cada una, reemplazando la viga por una indemne después de cada ensayo. Por otro lado, la columna se mantuvo para dos ensayos consecutivos, reemplazándola al momento de pasar de la conexión tipo A a la B.

Tabla 1: Tipos de conexiones estudiadas.

Test	Tipo conexión	Torque, Nm (lb-ft)
1	A	61.0 (45)
2	A	61.0 (45)
3	B	108.5 (80)
4	B	105.5 (80)

Para el caso de la conexión tipo A, el torque de pretensión fue suministrado por la llave de impacto inalámbrica mostrada en la Figura 3(a), lo cual corresponde a la práctica común a la hora de realizar el montaje de rack de almacenamiento industrial. Por otro lado, la pretensión de la conexión tipo B se realizó primeramente con la llave de impacto antes mencionada y, luego se procedió a la utilización de la llave de torque manual presentada en la Figura 3(b), la cual tiene la capacidad de regular el torque que se requiera.

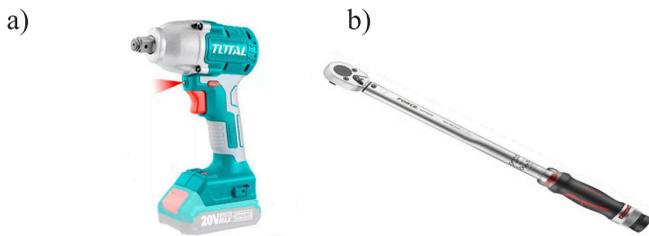


Figura 3: Tipos de llaves utilizadas para la pretensión de los pernos: (a) llave de impacto inalámbrica y (b) llave de torque manual.

### Diseño experimental y protocolo de carga

Se diseñó el montaje experimental para la realización de estos ensayos, dicho montaje se muestra de forma esquemática en la Figura 4(a) y en forma fotográfica en la Figura 4(b). Para este diseño experimental se utilizaron tres piezas rígidas tipo 1 (2 azules y 1 naranja), las cuales se adosan al muro de reacción del Laboratorio de

Estructuras UCSC. En cada una de las piezas tipo 1 de color azul se apernó una pieza tipo 2, las cuales permiten conectar la columna de forma articulada. En el extremo de la viga se instaló un actuador electromecánico controlado por computadora y accionado por un motor stepper de la marca Longs Motor modelo Nema34 HST9805-37b2 con capacidad de empuje de hasta 3 ton y recorrido de 300 mm. Este se ancló mediante pernos a la pieza tipo 1 de color naranja, la cual a su vez se fijó al muro de reacción de hormigón armado considerado indeformable. Junto al extremo del actuador se fijó una celda de carga y sobre esta una pieza tipo 3, la cual se conecta con la pieza tipo 4 que se fija al extremo de la viga. Entre las piezas tipo 3 y 4 se forma una conexión articulada, lo cual permite que la transferencia de la carga generada por el actuador sobre la viga sea solo de fuerza de corte. Para restringir el desplazamiento fuera del plano del actuador, se instaló una pieza de restricción, la cual se fabricó y se fijó al muro de reacción mediante pernos.

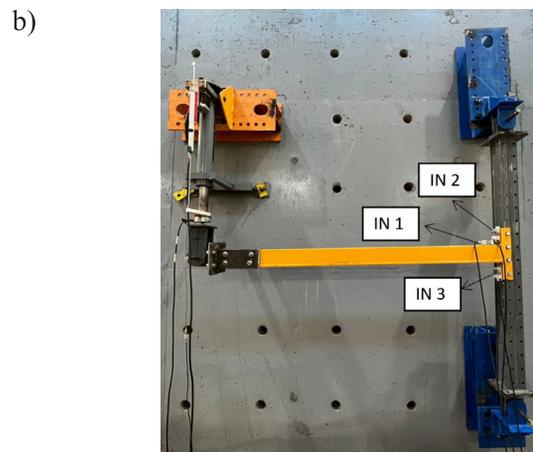
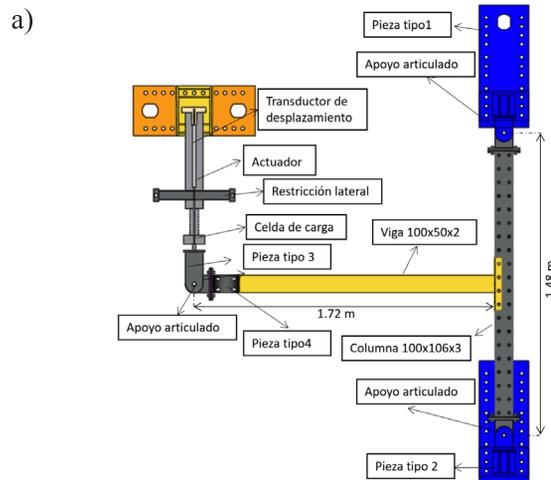
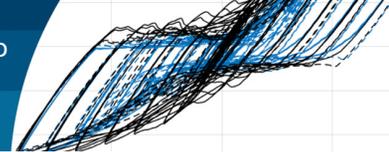


Figura 4: Montaje experimental: (a) descripción del montaje experimental y (b) vista frontal del montaje experimental realizado.



El protocolo de carga utilizado en este estudio se basa en el protocolo de carga para ensayos cíclicos de conexiones viga-columna del código AISC341 (2022), cap. K. Este se muestra de forma gráfica en las Figuras 5(a) y 5(b), y consiste en ciclos de tipo serrucho con distintos niveles de rotación impuesta. Dado que el actuador utilizado es de desplazamiento controlado, a partir de la rotación deseada  $\theta$  y la longitud de la viga  $L$ , mediante la ecuación (1) se obtiene el desplazamiento  $u$  necesario para cumplir con dichos niveles de rotación logrando el protocolo de carga presentado en la Figura 5(b). Los niveles de rotación, desplazamiento y el número de ciclos con los cuales está constituido el protocolo de carga se establecen en la Tabla 2. Cabe destacar que este tipo de ensayos se deben realizar de forma cuasi-estática, es decir, a baja velocidad. Debido a esto, es que la secuencia de movimiento se aplicó a una velocidad de 1 mm/s.

$$u = \theta L \quad (1)$$

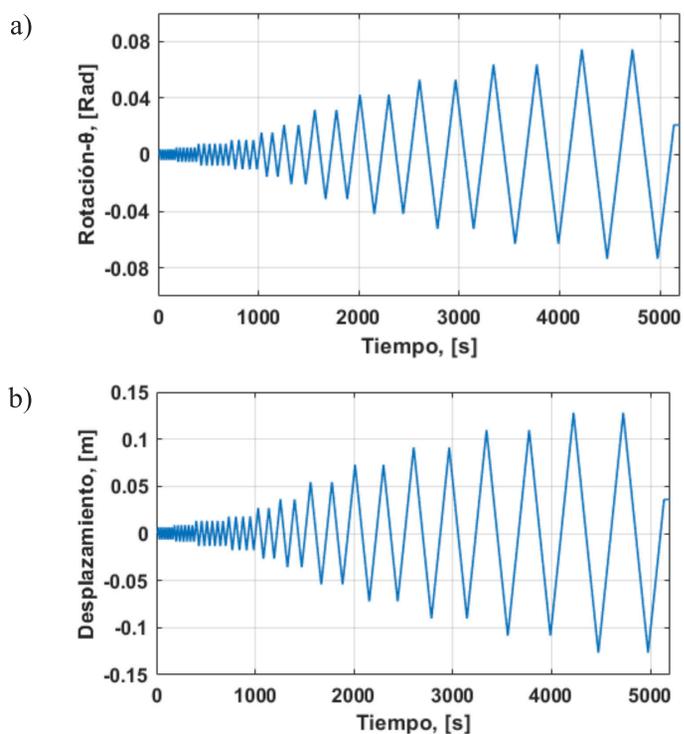


Figura 5: Protocolo de carga, (a) rotación y (b) desplazamiento

### Instrumentación y procesamiento de datos

Para la instrumentación de estos ensayos se utilizaron los sensores y distribución presentadas en el montaje experimental de la Figura 4(a) y 4(b). Como se pudo apreciar

Tabla 2: Datos del protocolo de carga

Rotación, rad	Amplitud, mm	Nº de ciclos
0.00375	6.45	6
0.0050	8.6	6
0.0075	12.9	6
0.01	17.2	4
0.015	25.8	2
0.02	34.4	2
0.03	51.6	2
0.04	68.8	2
0.05	103.2	2
0.06	120.4	2
0.07	137.6	2

en estas figuras, en el extremo del eje móvil del actuador se instaló una celda de carga de la marca Honeywell, modelo IEEE P145.1, con capacidad de medición de hasta 900 kg (2000 lb). Esta celda permite medir la carga efectiva aplicada por el actuador al extremo de la viga. Entre el extremo del eje móvil del actuador y el cuerpo de éste se instaló un transductor de desplazamiento de la marca Accuracy, modelo KTR-300, con recorrido de 300 mm, el cual permite medir el desplazamiento efectivamente impuesto a la viga. Adicionalmente, se instalaron tres inclinómetros de marca BWSENSING, modelo BWK218, de los cuales dos se instalaron en el perfil tipo L y el tercero en la viga.

Para la adquisición de datos, el transductor de desplazamiento y los inclinómetros se conectaron a un módulo NI 9205 y la celda de carga a un módulo NI 9237. Estos a su vez están conectados a un chasis cDAQ-9178, el que transmite la información digitalizada a un computador con una tasa de muestreo de 2048 Hz. El computador recibe dicha información mediante un programa de adquisición de datos desarrollado en LabVIEW, almacenándola como series de tiempo de datos en un archivo con extensión \*.lvm. Luego de obtener las mediciones de cada uno de los ensayos, se realiza una rutina en el software MATLAB para procesar los datos. En dicho código se usará un filtro de frecuencias altas (para disminuir el ruido detectado por los instrumentos de medición).

### Resultados y análisis

En las Figuras 6(a) y 6(b) se muestran los resultados de las curvas momento-rotación de los ensayos experimentales

realizados siguiendo la metodología descrita en el apartado 2. Las curvas de la Figura 6(a) de color azul muestran los resultados de la conexión tipo A y el tipo de línea denota si corresponde a la prueba 1 ó 2. Por otro lado, la Figura 6(b) de color negro muestra las curvas de los ensayos realizados a la conexión tipo B y de la misma forma que para la conexión tipo A, el tipo de línea muestra si es la prueba 3 ó 4. Con respecto a estos resultados se puede decir que, ambos tipos de conexiones entre las dos repeticiones, muestran una curva que es característica de acuerdo a las condiciones que se les impuso, es decir, la pretensión inicial. También se puede decir que la conexión tipo B presenta una mayor capacidad de disipación de energía y menor pinching, lo cual se puede ver de mejor manera mediante la Figura 7, en donde se superponen las curvas de los cuatro ensayos realizados. Las curvas de las conexiones tipo A y B muestran degradación de rigidez y resistencia sólo en el cuadrante positivo de la gráfica, para ciclos de amplitud mayor a 0.04 rad.

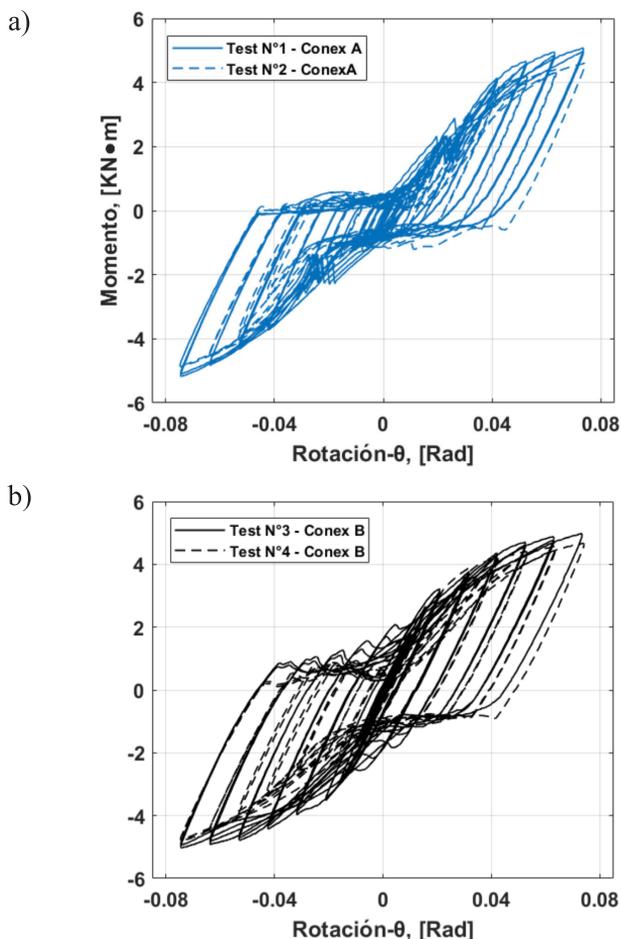


Figura 6: Curvas momento-rotación, (a) conexión tipo A y (b) conexión tipo B.

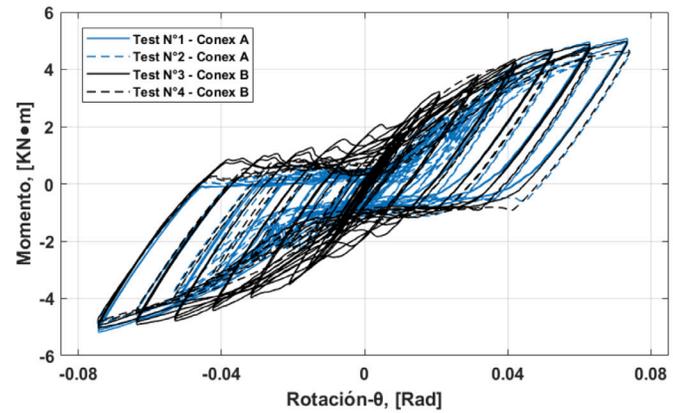
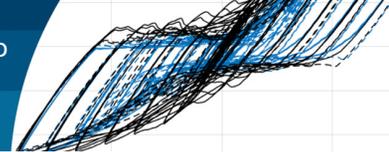


Figura 7: Curvas momento-rotación de los cuatro ensayos realizados.

La Figura 8 muestra los resultados de la energía disipada promedio por cada nivel de rotación, para los dos ensayos realizados a la conexión tipo A y B. La energía disipada corresponde al área encerrada entre la curva de carga-descarga y se determinó utilizando el comando trapz (x,y) en el software Matlab. Este comando realiza una integración numérica utilizando la regla de Simpson, que evalúa el área entre dos puntos discretos considerando una línea recta entre ellos. En esta figura se puede apreciar que la energía disipada promedio de todas las pruebas aumenta significativamente de acuerdo al nivel de rotación que se encuentre. Lo anterior se debe a que, para niveles bajos de rotación la energía disipada por la conexión está entregada por la fricción de los pernos con la perforación de la columna, mientras que para niveles altos de rotación esta energía disipada es proporcionada por la fricción más la plastificación de la conexión. Las dos pruebas de la conexión tipo A muestran que la energía disipada promedio es similar en ambas repeticiones, excepto para el nivel de rotación de 0.07 rad. Por otro lado, las dos pruebas de la conexión tipo B muestran que sólo para niveles de hasta 0.03 rad la energía disipada entre ambos ensayos son similares y que desde ese punto en adelante existe una notoria diferencia. También, en esta figura se puede apreciar que para niveles de rotación menores a 0.02 rad, la energía disipada por la conexión tipo A es mayor que la conexión tipo B. Lo anterior se asocia a la pretensión que tienen ambos tipos de conexiones, ya que la fuerza de fricción depende de la fuerza normal que es proporcional a la pretensión de los pernos, y del coeficiente de fricción que exista entre las superficies. Por lo tanto, al aumentar



la pretensión en la conexión tipo B, también se aumenta la fuerza normal y, por ende la fuerza de fricción, logrando que se necesite una mayor fuerza para que los pernos se deslicen sobre la perforación de la columna.

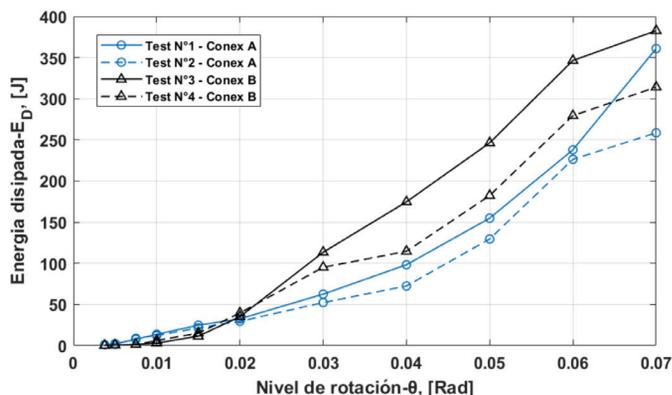


Figura 8: Resultados de la energía disipada promedio por cada nivel de rotación.

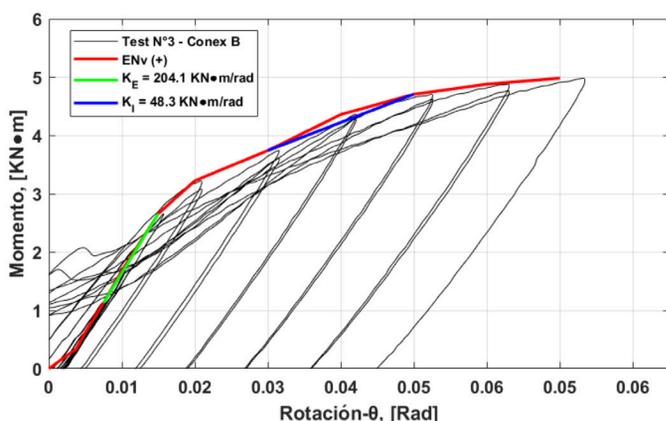


Figura 9: Envolvente con sus respectivos valores de rigidez elástica e inelástica.

En la Figura 9 se presenta un ejemplo de la curva envolvente para el primer ensayo de la conexión tipo B. Para obtener esta curva se calcularon los máximos valores del momento de acuerdo con cada nivel de rotación del protocolo de carga. A partir de esta envolvente se obtuvo la rigidez de la rama elástica e inelástica de todos los ensayos realizados, cuyos resultados se muestran en la Tabla 3. Estas rigideces se obtuvieron experimentalmente como las pendientes de las ecuaciones de la recta ajustada por mínimos cuadrados a los puntos de la rama elástica y de post fluencia de cada curva envolvente. Con respecto a estos resultados se puede decir que la rigidez elástica de la conexión tipo B presenta un aumento de alrededor de un 45 % con respecto

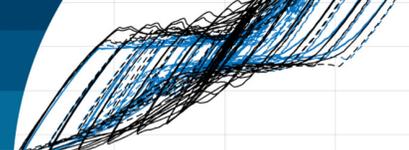
al tipo A. Mientras que para la rigidez inelástica no existe un aumento o disminución representativo que se pueda asociar a estas conexiones. Adicionalmente, en esta tabla se presenta la energía disipada acumulada durante todo el protocolo de carga de los cuatro ensayos, lo cual confirma los resultados presentados en la Figuras 6, 7 y 8 sobre el aumento de la energía disipada al pasar de una conexión tipo A, a una tipo B.

Tabla 3: Resultados de rigidez elástica, inelástica y energía disipada acumulada de todos los ensayos.

Test	Tipo conexión	Energía disipada acumulada $E_{D-AC}$ , J	Rigidez elástica $K_E$ , kNm/rad	Rigidez inelástica $K_I$ , kNm/rad
1	A	997.0	105.8	52.5
2	A	814.1	113.5	32.6
3	B	1316.0	204.1	48.3
4	B	1049.0	194.8	35.0

## Conclusiones

Se realizaron ensayos experimentales de carga cíclica cuasi-estática controlada por desplazamiento a cuatro especímenes de conexiones viga-columna de racks de almacenamiento industrial. Se utilizó un protocolo de carga basado en deformación impuesta en el extremo libre de la viga con amplitudes crecientes que van desde 6.45 mm hasta 137.5 mm. Las conexiones se materializan con cuatro pernos, dos de las cuales tienen un torque de apriete de 61 Nm y las otras dos con 108.5 Nm. Los resultados mostraron que a mayor torque de apriete de los pernos, mayor es la energía disipada en cada ciclo carga-descarga, y menor es el efecto de pinching en la conexión. La energía disipada resultó ser casi nula en los ciclos de pequeña amplitud de deformación impuesta, creciendo conforme aumenta dicha amplitud. La capacidad de disipación de energía se incrementó aproximadamente de manera lineal entre 0.01 y 0.03 rad de amplitud de rotación en la conexión. Sin embargo, superada la amplitud de 0.03 rad se registra un incremento no lineal en la tasa de disipación de energía con el incremento de la amplitud de deformación impuesta. Lo anterior permite inferir que, para deformaciones pequeñas no se ha superado el momento debido al roce entre las partes apernada y los elementos trabajan en rango lineal, por lo que no hay disipación de energía. Superado el umbral de 0.01 rad de amplitud de rotación se vence



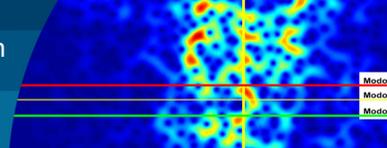
el roce entre las partes apernadas existiendo disipación de energía por roce, con elementos trabajando en rango lineal. Pasada la amplitud de rotación de 0.03 rad los elementos constituyentes comienzan a trabajar en rango no lineal, existe aplastamiento de las perforaciones, pandeo y fluencia de los elementos que conforman la viga; lo anterior se suma al trabajo del roce incrementando la capacidad de disipación de energía de la conexión. Finalmente, las conexiones con torque de apriete de pernos de 61 Nm y las de 108 Nm alcanzaron resistencias máximas similares al final de los ciclos de carga con amplitud de deformación mayor a 0.03 rad. Esto se debe a que la transferencia de carga entre viga y columna ocurre por aplastamiento entre pernos y perforaciones. Por lo tanto, el torque de apriete y, por ende, el momento debido al roce, ya no son relevantes en la transferencia de carga.

## Agradecimientos

Los autores agradecen a la empresa INGERACK por proporcionar los racks ensayados, y a su gerente Ingeniero Alexis Aguilera, así como al ingeniero de proyectos de la empresa, Sr. Óscar Álvarez, por la retroalimentación proporcionada.

## Referencias

- AISC341 (2022). Seismic provisions for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction. Chicago IL, USA
- Bernuzzi, C. and Castiglioni, C.A. (2001). Experimental analysis on the cyclic behaviour of beam-to-column joints in steel storage pallet racks. *Thin-Walled Structures* **39**(10), 841-859
- Chen, C.K., Scholl, R.E. and Blume, J.A. (1980). Earthquake simulation tests of industrial steel storage racks. *Seventh World Conference on Earthquake Engineering*, Istanbul, Turkey, 379-386
- Clifton, C., Bruneau, M., MacRae, G., Leon, R. and Fussell, A. (2011). Steel structures damage from the Christchurch earthquake series of 2010 and 2011. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* **44**(4), 297-318
- Crosier, J., Hannah, M. and Mukai, D. (2010). Damage to steel storage racks in industrial buildings in the Darfield earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* **43**(4), 425-428
- Dai, L., Zhao, X. and Rasmussen, K.J. (2018). Cyclic performance of steel storage rack beam-to-upright bolted connections. *Journal of Constructional Steel Research* **148**, 28-48
- Filiatrault, A., Bachman, R.E. and Mahoney, M.G. (2006). Performance-based seismic design of pallet-type steel storage racks. *Earthquake Spectra* **22**(1), 47-64
- Gusella, F., Lavacchini, G. and Orlando, M. (2018). Monotonic and cyclic tests on beam-column joints of industrial pallet racks. *Journal of Constructional Steel Research* **140**, 92-107
- Núñez, E., Aguayo, C. and Mata, R. (2023). Incremental dynamic analysis of steel storage racks subjected to Chilean earthquakes. *Thin-Walled Structures* **182**, 110288
- Perrone, D., Calvi, P.M., Nascimbene, R., Fischer, E.C. and Magliulo, G. (2019). Seismic performance of non-structural elements during the 2016 Central Italy earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering* **17**(10), 5655-5677
- Tagliaferro, B., Montuori, R. and Castellano, M.G. (2021). Shake table testing and numerical modelling of a steel pallet racking structure with a seismic isolation system. *Thin-Walled Structures* **164**, 107924
- Teh, L.H., Hancock, G.J. and Clarke, M.J. (2004). Analysis and design of double-sided high-rise steel pallet rack frames. *Journal of Structural Engineering* **130**(7), 1011-1021
- Uma, S.R. and Beattie, G. (2011). Observed performance of industrial pallet rack storage systems in the Canterbury earthquakes. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* **44**(4), 388-393
- Yin, L., Tang, G., Zhang, M., Wang, B. and Feng, B. (2016). Monotonic and cyclic response of speed-lock connections with bolts in storage racks. *Engineering Structures* **116**, 40-55
- Zhao, X., Dai, L. and Rasmussen, K.J. (2018). Hysteretic behaviour of steel storage rack beam-to-upright boltless connections. *Journal of Constructional Steel Research* **144**, 81-105



# Análisis del daño en edificio de hormigón armado en Santiago durante el sismo del 27 de febrero del 2010

Damage analysis of a reinforced concrete building in Santiago during 27th February earthquake, 2010

Fecha de entrega: 25 de octubre 2023

Fecha de aceptación: 21 de marzo 2024

Rory Cordero<sup>1</sup>, Gilberto Leiva<sup>1</sup> y Marcial Baeza<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Universidad Técnica Federico Santa María, Departamento de Obras Civiles, Valparaíso, Chile, rory.cordero@alumnos.usm.cl, gilberto.leiva@usm.cl

<sup>2</sup> MBS y Asociados, Santiago, Chile, mbaezas@vtr.net

*Un edificio de hormigón armado, de 19 pisos, 2 subterráneos y un piso mecánico, ubicado en Santiago, sufrió importante daño durante el sismo de Chile del 27 de febrero del 2010, destacándose la falla de un muro en el primer subterráneo, que se propagó a través de la sección, con importante pérdida de hormigón y pandeo del refuerzo longitudinal de borde y del alma. En el presente trabajo se ha pretendido obtener una explicación del daño y evaluar la posibilidad de predecir dicho daño a partir de análisis dinámicos tiempo historia lineal de un modelo 3D del edificio, considerando las tres componentes del registro sísmico. Se observó que un modelo lineal elástico, bajo ciertas condiciones, es capaz de determinar la ubicación más probable de daño, iniciado por la activación de un modo de vibrar asociado a la gran masa traslacional, determinado por el arribo en un tiempo específico de un pulso de energía de la señal sísmica (obtenido mediante espectrograma) y cuya frecuencia es similar a la de un modo de vibrar fundamental del edificio. Se evalúan los criterios que el modelo debe cumplir para lograr reproducir aproximadamente la ubicación del daño y se analizan ciertos aspectos normativos del diseño.*

*Palabras clave: análisis tiempo historia, modelo 3D, espectrograma*

*A 19-story reinforced concrete building, two underground stories and one mechanical floor, located in Santiago, suffered significant damage during the earthquake in Chile on February 27, 2010, highlighting the failure of a wall in the first underground story, which spread through the section, with significant loss of concrete and buckling of the longitudinal reinforcement in edge and web. In the present work it has been tried to obtain an explanation of the damage and to evaluate the possibility of predicting said damage from the results of linear dynamic time history analysis of a 3D building model, considering the three components of the seismic record. It was observed that a linear elastic model, under certain conditions, is capable of determining the most probable damage location, initiated by activation of a vibration mode associated with a large translational mass, determined by energy pulse arrival at a specific time from the seismic signal (obtained by spectrograms) and whose frequency is similar to one of the fundamental vibration building modes. The criteria that the model must meet in order to approximately reproduce the location of the damage are evaluated, and certain normative aspects of the design are analyzed.*

*keywords: time history analysis, 3D model, spectrograms*

## Introducción

El edificio, ubicado en Santiago, de 19 pisos, 2 subterráneos y un piso mecánico, consta de un pasillo central orientado en la dirección larga del edificio y que sirve de acceso a los departamentos. Por otra parte, los muros transversales sirven de división entre los departamentos ubicados a los costados del pasillo y los bordes libres en los muros llegan a las fachadas, para generar vistas amplias. En los subterráneos, los muros perimetrales de fachada son desconti-

nuados para dar paso a estacionamientos, como se observa en la Figura 1d. No obstante, se destaca la falla experimentada por el muro del eje 13 en el subterráneo 1, fachada sur, siendo el único que experimentó daño en dicho piso, lo cual hace interesante y representativo su estudio.

En el presente trabajo, se pretende obtener una explicación del daño y evaluar la posibilidad de reproducir dicho daño ocurrido en el muro mencionado, mediante una modela-

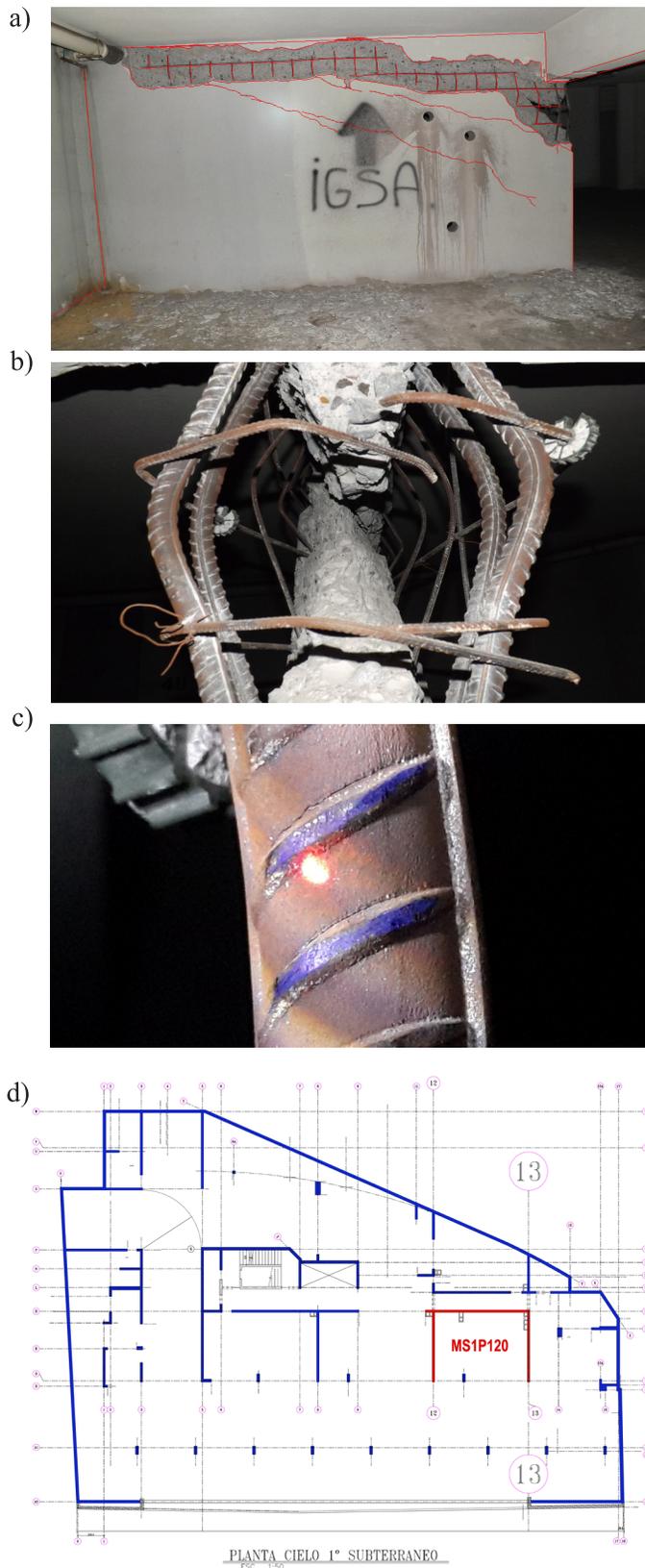
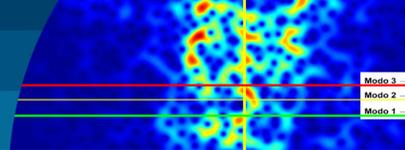


Figura 1: Daño en Muro Eje 13 Subterráneo 1; a) Vista Oriente, b) Perfil eje D, c) Detalle barra fisurada y d) Planta Subtel

ción 3D del edificio utilizando un análisis tiempo historia lineal que considere las tres componentes de una señal sísmica. Posteriormente, se evalúan los criterios que el modelo debe cumplir para lograr reproducir aproximadamente la ubicación del daño. Además, se analizan ciertos aspectos normativos del diseño y se evalúa la energía contenida en la señal sísmica mediante espectrogramas para observar su correlación con la activación de algún modo de vibrar fundamental del edificio.

## Daños

Se observó daño importante en la fachada norte en el primer y segundo piso, principalmente en eje T perimetral, ejes 5, 8, 12, 13, 17. En cuanto a la fachada sur, eje D, los daños se concentraron principalmente en el eje 13 con eje D, entre el primer subterráneo y el segundo piso. El daño en el subterráneo 1, Figura 1a, se observó dos fisuras diagonales y una gran rotura longitudinal, extendida en casi todo el largo del muro y con cierta inclinación. En el borde libre, Figura 1b, la armadura quedó expuesta, evidenciando ausencia de armadura de confinamiento. Además, se apreció la abertura de ganchos de la armadura de corte, atribuible al pandeo de la armadura vertical de borde. En la Figura 1c se observa un acercamiento a las barras de borde, evidenciando la presencia de fisuras. Finalmente, la Figura 1d muestra la ubicación del muro MS1P120 en planta subterráneo 1, destacando la ubicación del daño en el eje 13.

## Verificación del diseño según normativa Análisis sísmico

Se realizó un análisis sísmico del edificio según la normativa vigente DS61 (2011) que modifica la NCh433 (2009) y cuyos resultados se presentan en la Tabla 1.

La demanda de desplazamiento lateral de techo, expresión (1), según lo estipulado en NCh433 (2009) modificada por DS61 (2011) considera una rigidez agrietada mediante  $T_E = \sqrt{2} \cdot T_n \approx 1.5T_n$ . El espectro elástico de desplazamiento requerido para el cálculo del desplazamiento lateral de diseño en el techo se obtiene según la expresión (2). Finalmente, los resultados son presentados en la Tabla 2.

$$\delta_u = 1.3S_d(T_E, 5\%) \Rightarrow \delta_{ux} = 7.7 \text{ cm} \wedge \delta_{uy} = 13.55 \text{ cm} \quad (1)$$

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_o C_d^* \quad (2)$$

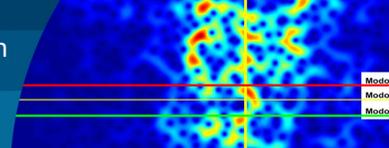


Tabla 1: Resultados globales para análisis sísmico

Tipo de Suelo	S	To	p	T'	n
<b>B</b>	1	0.3	1.5	0.35	1.33
Categoría Edificio	<b>II</b>	I	1		
Zona Sísmica	<b>2</b>	Ao/g	0.3		
Periodos Fundamentales Edificio					
T*x-x	<b>0.52675</b>	[s]			
T*y-y	<b>0.85508</b>	[s]			
Ro	<b>11</b>	R	R* x-x	R* y-y	
		<b>7</b>	7.76	8.94	
Peso Sísmico <b>16614.3825</b> [T]					
Corte Basal		C*I	C*I*P		
Mínimo		5.0%	830.7	[T]	
Máximo		10.5%	1744.5	[T]	
Calibración Corte Basal			Factor Calibración Espectro		
Corte Elástico		Control Corte Mín	Qmin o Qmax		
Dir	[T]	[T]	Fuerzas	Despl y Rot	
Vx	<b>675.04</b>	Cx	830.72	1.2306	1.2306
Vy	<b>369.07</b>	Cy	830.72	2.2508	2.251

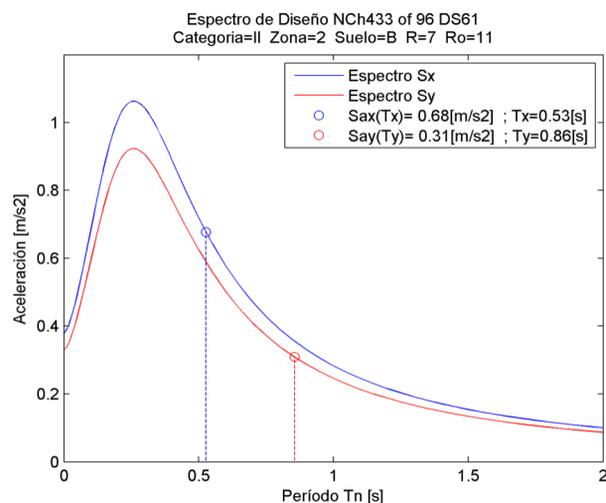
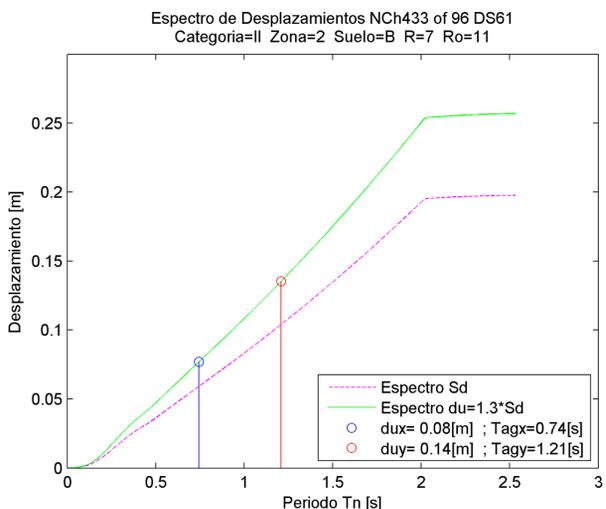


Tabla 2: Espectro de desplazamientos.

Dirección	Tn [s]	Cd*	α	Sde=Tn²/(4π²)*a*Ao*Cd' [m]
X	0.52675	1.0504	1.78846	0.0389
Y	0.85508	1.3623	0.93785	0.0696

Dirección	Tef=Tn*raiz(2) [s]	Cd*	α	Sde=Tef²/(4π²)*a*Ao*Cd' [m]	du=1.3*Sde [m]
X	0.74494	1.2577	1.14083	0.0594	0.0772
Y	1.20926	1.6988	0.56273	0.1042	0.1355



## Verificación de la resistencia de corte

El diseño original del edificio fue realizado el año 2000 y consideró una cuantía mínima del 0.002 de refuerzo transversal. La verificación con la normativa vigente y la cuantía mínima de 0.0025 exigida por el ACI318 (2008), muestra que algunos muros quedan con un déficit de armadura de corte. Sin embargo, no todos los muros con déficit de armadura presentaron daño. Para la evaluación de la resistencia de corte de los muros, se usó la ecuación (3).

$$V_u = \phi V_n = \phi A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (3)$$

La Figura 2a presenta la elevación del muro P120 ubicado en el eje 13 entre A y H. Se puede apreciar que el muro posee déficit de resistencia de corte en el Subterráneo 1 y Piso 1. La Figura 2b presenta el muro P121 ubicado en el eje 13 entre T y J, el cual posee déficit de resistencia de corte entre el piso 2 y el piso 8.

## Verificación de resistencia a flexo compresión

El muro del eje 13 subterráneo 1 fachada sur fue el único que presentó daño en el subterráneo 1. Para un análisis de flexo compresión en la dirección que produce la compresión del eje H, con lo cual, los bordes libres de los muros en eje 12 y 13 queden en tracción, produce que algunos puntos de solicitaciones queden fuera del diagrama de interacción para la zona de carga axial de tracción, lo cual sugiere una falla por tracción de la armadura del borde libre. Sin embargo, la gran mayoría de los puntos de demanda flexión carga axial quedan dentro del diagrama de interacción y quedan bajo el límite  $0.35f'_c A_g$  con lo cual se considera un diseño seguro. La Figura 3 presenta el diagrama de interacción y la geometría para el muro que contiene al eje 13 subterráneo 1.

## Análisis demanda capacidad de desplazamiento

Para la dirección de análisis tal que se comprimen los bordes libres de la sección, se observa que la capacidad de desplazamiento, obtenida según Wallace y Orakcal (2002), es  $d_u = 59$  cm y cuyo valor proviene mayoritariamente del desplazamiento elástico, como se indica en la Tabla 3. Por otra parte, la demanda de desplazamientos según DS61 (2011) es  $d_{u\_sismoY} = 13.5$  cm. Finalmente, se observa que la demanda de desplazamientos  $d_{u\_sismoY} = 13.5$  cm es menor

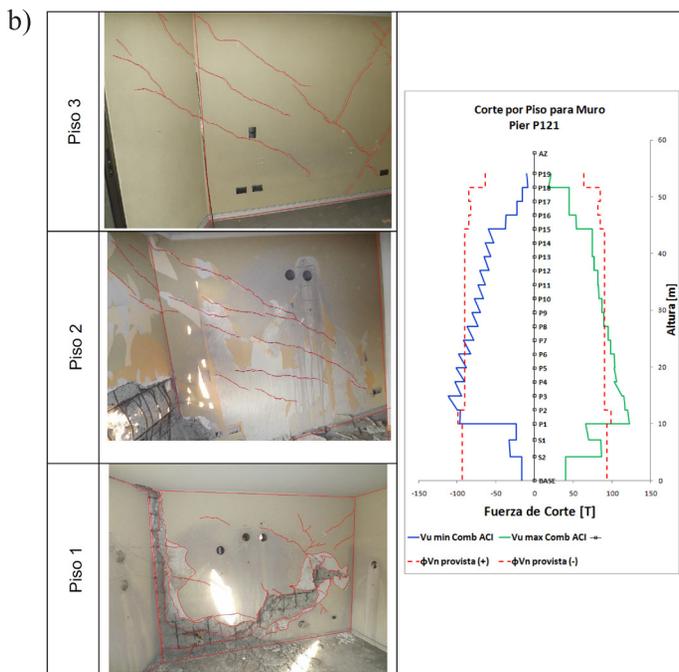
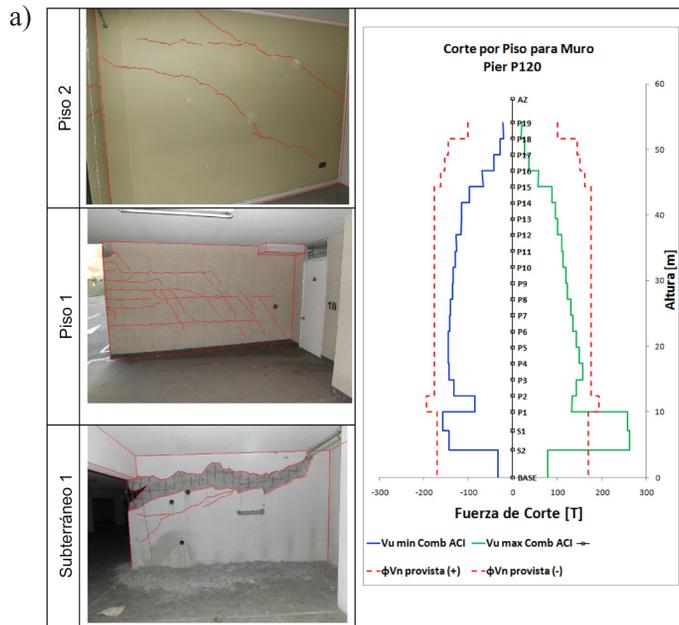


Figura 2: a) Corte por Piso Eje 13 entre eje D y H Muro P120 Vista Poniente y b) Corte por Piso Eje 13 entre eje T y J Muro P121 Vista Oriente

que la capacidad de desplazamiento  $d_u = 59$  cm.

Además, según criterios presentes en ACI318 (2008), se requiere confinar cuando el valor de  $C$  es mayor que  $C_{lim}$  considerando  $\frac{\delta_u}{H_w} = 0.007$ . Sin embargo, DS61 (2011) permite estimar  $C_{lim}$  calculando  $\frac{\delta_u}{H_w}$  con  $\delta_u$  proveniente del espectro de desplazamientos en la ecuación (1), lo cual genera un  $C_{lim}$  mayor, que en ciertos casos permite una longitud de confinamiento menor que con el criterio ACI318 (2008)

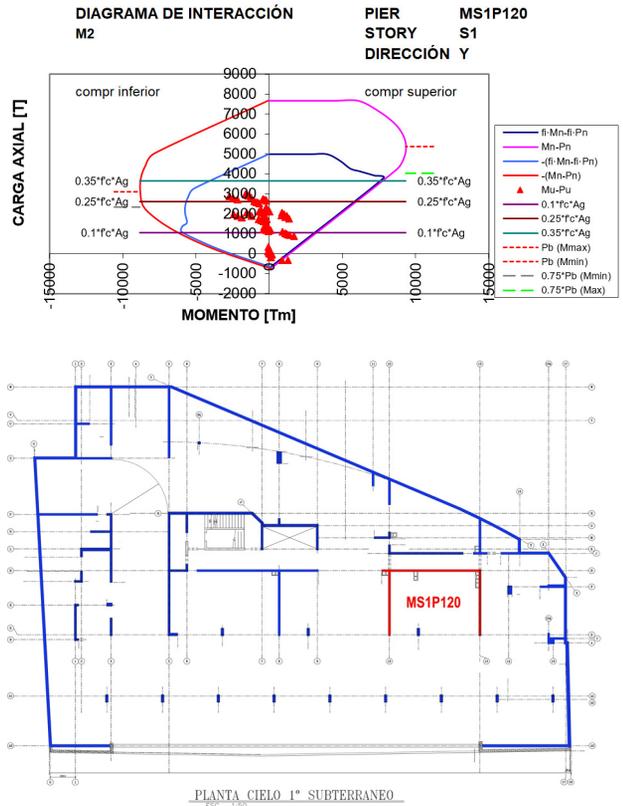


Figura 3: Diagramas de interacción flexión-carga axial Muro MS1P120 Subte 1

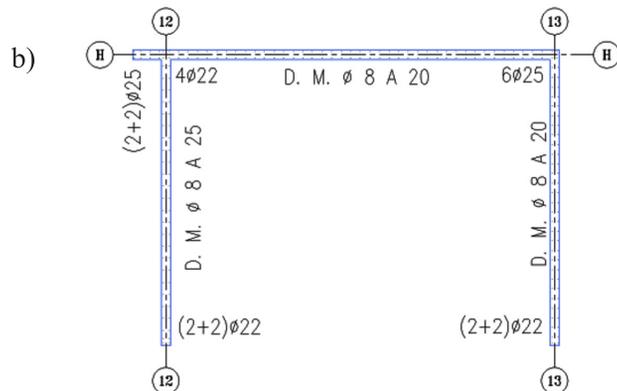
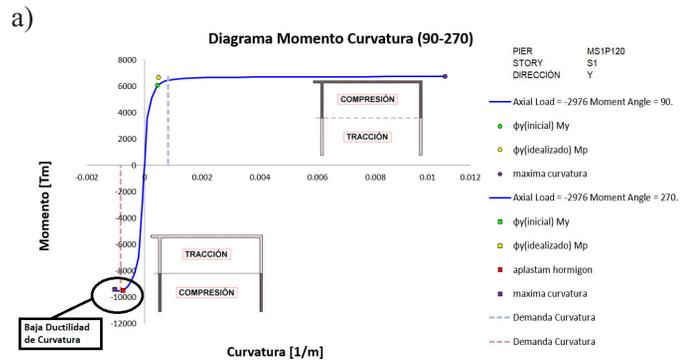


Figura 4: a) Diagrama momento-curvatura Muro MS1P120 Dirección Y, y b) armaduras MS1P120

Tabla 3: Demanda capacidad muro MS1P120

Muro	MS1P120	Capacidad					Verific			Capacidad		Demanda		Verific
PISO	S1	Borde Comprimido	Pu [T]	$\phi_y$ [rad/m]	$\phi_u$ [rad/m]	$\phi_{dda}$ ACI [rad/m]	$\phi_{dda}$ ACI < $\phi_u$	$\delta_y$ [cm]	$\delta_p$ [cm]	$\delta_u = \delta_y + \delta_p$ [cm]	$\delta_{dda}$ DS61 [cm]	$\delta_{dda}$ < $\delta_u$		
Hw	53.51 [m]	Superior	2975.9	4.48E-04	1.04E-02	8.25E-04	ok	35.3	158.1	193.4	du Sy	ok		
Lw	6.14 [m]	Inferior	2975.9	7.50E-04	7.52E-04	8.25E-04	no	59.0	0.0	59.1	13.5	ok		
Lp	3.1 [m]										du Sx			
$\delta_y$	$= 11/40 * \phi_y * Hw^2$													
$\delta_p$	$= (\phi_u - \phi_y) * Lp * (Hw - Lp/2)$	Derecha	2741.7	3.34E-04	2.14E-03	4.70E-04	ok	26.3	41.4	67.7	7.7	ok		
$\phi_{dda}$ ACI	$= 2du / (Hw * Lw)$	Izquierda	2741.7	3.55E-04	2.31E-03	4.70E-04	ok	27.9	44.6	72.5	7.7	ok		

Tabla 4: Demanda capacidad muro MS1P120

Longitud de Confinamiento			Lw/(600*(0.007))			Lw/(600*((du/h))			imagen
Piso	Muro	ubic	C [cm]	Clim ACI [cm]	Lconf ACI [cm]	du/h ‰ DS61	Clim DS61 [cm]	Lconf DS61 [cm]	
S1	MS1P120	SUPERIOR	20	146	---	2.53 ‰	404	----	
S1	MS1P120	INFERIOR	400	146	339	2.53 ‰	404	----	

y en oportunidades podría permitir no confinar, como se muestra en la Tabla 4.

Sin embargo, según DS61 (2011) no requiere confinamiento. No obstante, el muro presentó daño durante el sismo del 27F. Del mismo modo, la demanda de curvatura estimada mediante  $\phi_{dda} = 2\delta_u / (H_w L_w)$  (Paulay y Priestley, 1992; Wallace y Orakcal, 2002), es mayor que la capacidad de curvatura para un análisis en la dirección que comprime el borde libre inferior.

La Figura 4 muestra el diagrama momento y curvatura, en donde se aprecia la baja ductilidad de curvatura que posee el muro para un análisis en la dirección que comprime los bordes libres, lo cual se relaciona con un comportamiento elasto-frágil.

### Ubicación del punto balanceado de las secciones

El código UBC (1994) en el volumen 2, sección 1921.6.5.3, restringe la carga axial última máxima de un muro a  $P_u \leq 0.35P_0$ , cuando está sometido a cargas laterales que provengan de sismos, ya que muros acoplados pueden presentar un incremento de carga axial. Sin embargo, no hace referencia a la incorporación de una componente vertical de sismo. Dicha recomendación se mantuvo en versiones posteriores del UBC, pero fue eliminada en IBC (2012) (Moehle, 2015). Por otra parte, en el SEAOC Blue Book (1999) comentario C407.5.3 Muros con excesiva carga

axial, explica que el límite de  $0.35P_0$  presente en el UBC (1997) v2 1921.6.6.3 Design of shear walls for flexural and axial loads, corresponde a una “aproximación del punto de balance”, para el cual, en caso de ser excedido, los bordes no confinados pueden experimentar falla frágil.

La norma Chilena de Diseño sísmico mediante el decreto DS60 (2011) en la sección 21.9.5.3, restringe  $P_u \leq 0.35A_g f'_c$ , cuya finalidad es la misma buscada por UBC.

Estudios de Johnson (2008) indican que el punto balanceado y el punto de máximo momento solo coinciden cuando la cuantía de armadura es baja y tanto la sección como la armadura son simétricas.

En la Figura 5a se muestra el diagrama de interacción para el muro MS1P120, el cual fue obtenido con ANSEC (Marillanca y Leiva, 1998) y se incluyen los diagramas de diseño ACI318 (1999) y ACI318 (2008) y cargas amplificadas para ACI318 (2008). En dicho diagrama se observa que el punto balanceado (en rojo) queda por debajo del límite  $0.35f'_c A_g$  y también queda debajo del punto de máximo momento para la dirección de análisis que comprime los bordes libres del muro, corroborando lo expuesto por Johnson (2008). Lo anterior es válido para configuraciones de muros C, L y T. Además, ANSEC calcula el diagrama de momento-curvatura para múltiples cargas axiales. En la Figura 5b se aprecia que para el orden de las 3000 ton, la ductilidad que presenta el muro MS1P120 es muy baja.

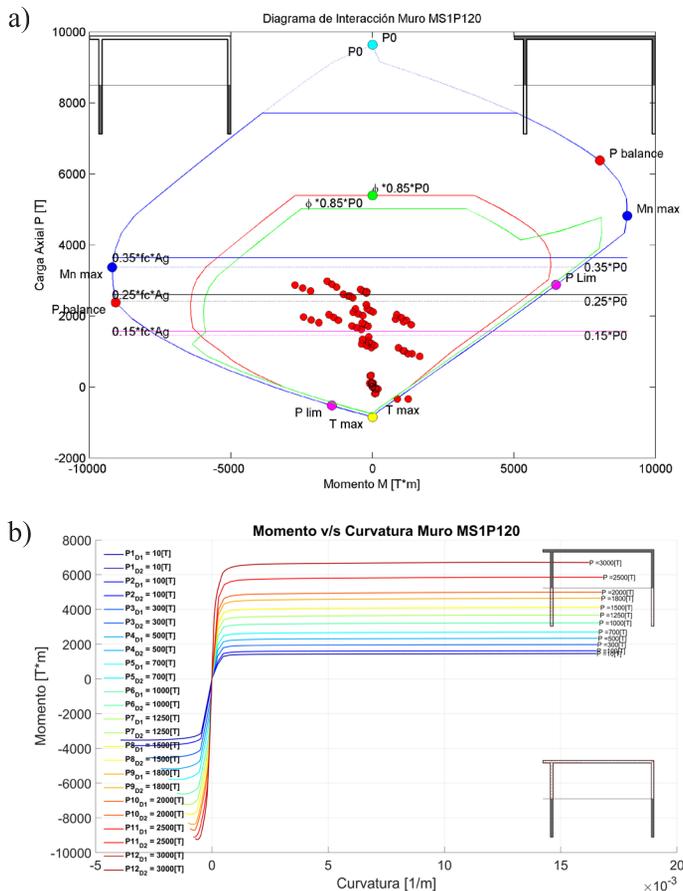
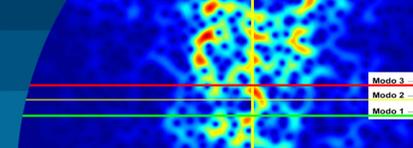


Figura 5: a) Diagrama de interacción y b) momento-curvatura con ANSEC MS1P120 Subterráneo 1.

## Selección de registro sísmico

Debido al efecto de variación espacial en registros sísmicos, se debe elegir el registro más cercano medido sobre un suelo de características similares al de emplazamiento del edificio para eliminar distorsiones en el contenido de frecuencia (Harichandran, 1999). Debido a esto, fueron seleccionados los registros Santiago Centro (Comunidad de Andalucía) y Santiago La Florida (Metro Mirador) (RENADIC, 2012).

## Análisis de pulsos de energía

El uso de espectrogramas permite evaluar las frecuencias de transporte de energía y los tiempos en donde la señal sísmica posee mayor energía (Saragoni y Ruiz, 2012; The MathWorks Inc. (2014)). Esta energía se presenta concentrada en tiempos relativamente pequeños. Cuando estas

frecuencias coinciden con las frecuencias fundamentales de vibración de una estructura, esta puede experimentar activación de dicho modo de vibrar. Luego, los tiempos de arribo de pulsos de energía pueden ser cercanos a los tiempos en que un análisis tiempo historia de un modelo 3D de una estructura puede presentar deformaciones que produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertas ubicaciones de la estructura, los cuales pueden estar asociados a daño. En la Figura 6, se presentan los espectrogramas para el registro sísmico Santiago Centro obtenidos el 27F.

## Análisis tiempo historia de modelo 3D

El análisis tiempo historia se efectuó para un modelo 3D SAP2000 (CSI, 2012) lineal elástico del edificio, incluyendo las tres componentes de una señal sísmica obtenida durante el sismo del 27 de febrero del 2010. Se analizaron cuatro casos. Los primeros 3 mediante un análisis tiempo-historia modal y un cuarto caso con tiempo-historia con integración directa. Los análisis tiempo historia modal se realizaron usando análisis modal con vectores de Ritz CSI knowledge database (2012) para poder considerar el efecto del sismo vertical. El Caso 1, Santiago Centro azimuth 0° y el Caso 3, La Florida (Metro Mirador), presentan un máximo de la deformación unitaria del borde libre en un solo ciclo. En el Caso 1 de Santiago Centro, en el ciclo máximo se supera el 3% de deformación unitaria en compresión y se supera la curvatura de fluencia. En el Caso 3 La Florida, la deformación unitaria en compresión está muy cerca del 3% y el máximo de curvatura no supera la curvatura de fluencia. En el Caso 2 Santiago Centro azimuth 270°, los máximos de deformación unitaria de tracción y compresión se producen en ciclos diferentes. La deformación unitaria de compresión no llega al 3% y la curvatura máxima no supera la curvatura de fluencia. Independiente de la señal o el azimuth utilizado, los modelos experimentaron concentraciones de esfuerzos con máximos ubicados en el eje 13 subterráneo 1 y cuyos valores se presentan en la Tabla 3. Lo anterior se explica debido a que las ondas sísmicas se van homogeneizando a medida que se dispersan en una cuenca igualando su contenido de frecuencia.

En las Figuras 7, 8 y 9 se presentan las deformaciones unitarias medidas en el borde libre para los 3 casos de análisis tiempo historia modal.

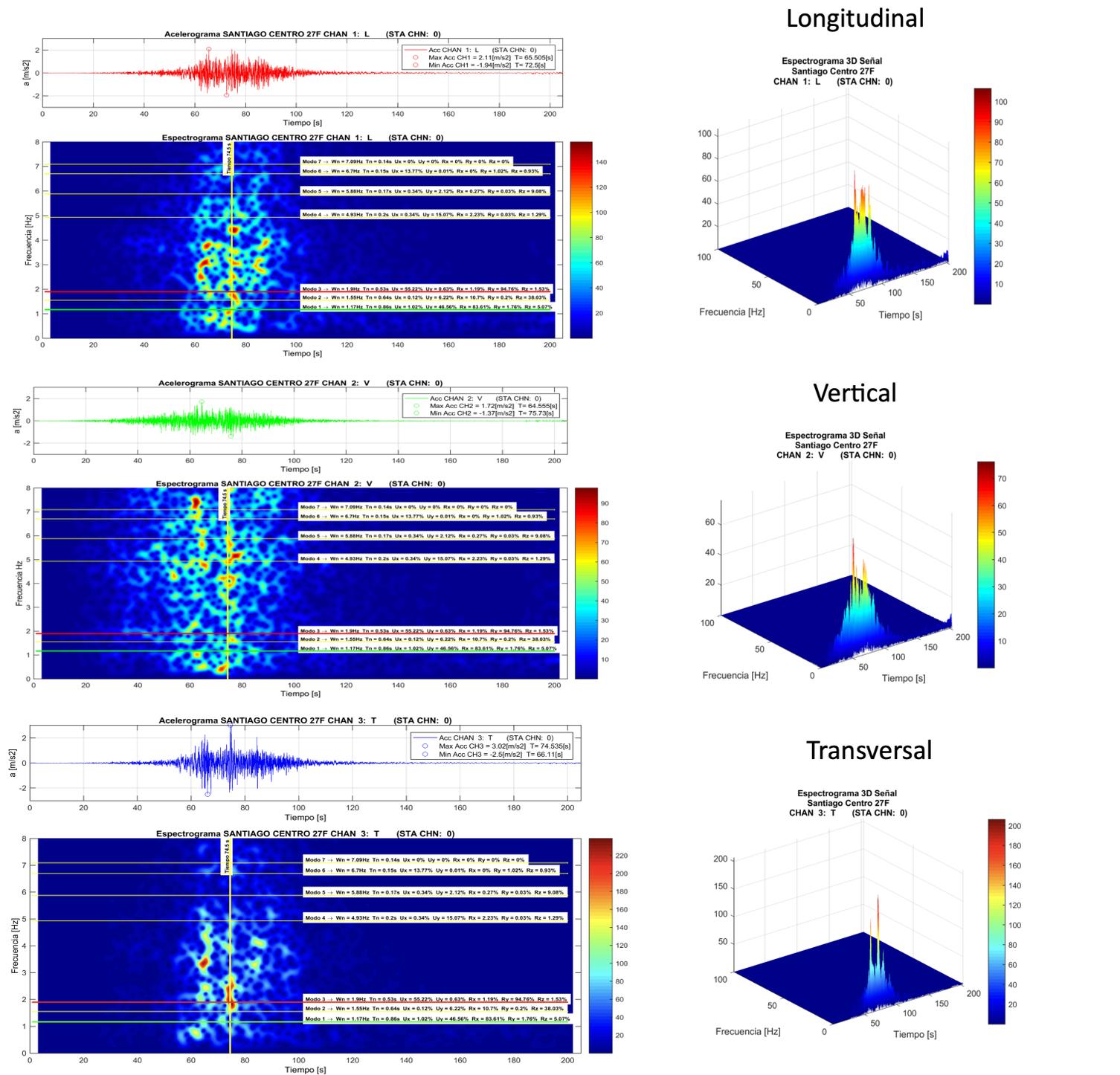


Figura 6: Espectrograma para señal Santiago Centro 27F

Tabla 5: Resultados medidos en borde libre eje 13 subterráneo 1 modelos TH-Modal

Caso	Registro señal sísmica	Esfuerzo S22, kgf/cm <sup>2</sup>	Def unit compr, %	tiempo, s	Def unit tracc, %	tiempo s
1	Santiago Centro Canal 1 Long Azimut 0° c/r N	-264.97	-3.81	75.115	2.17	75.645
2	Santiago Centro Canal 1 Long Azimut 270° c/r N	-222.75	-2.88	68.010	1.50	62.13
3	La Florida Canal 1 Norte-Sur	-232.33	-3.06	71.475	1.37	70.97

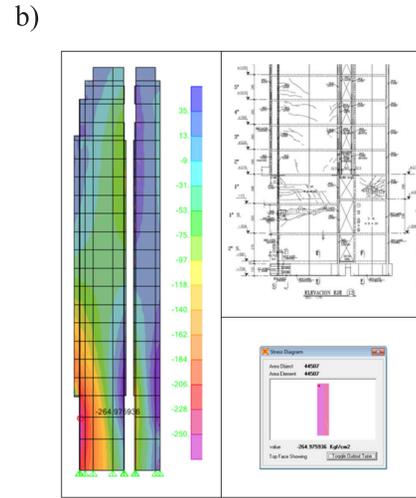
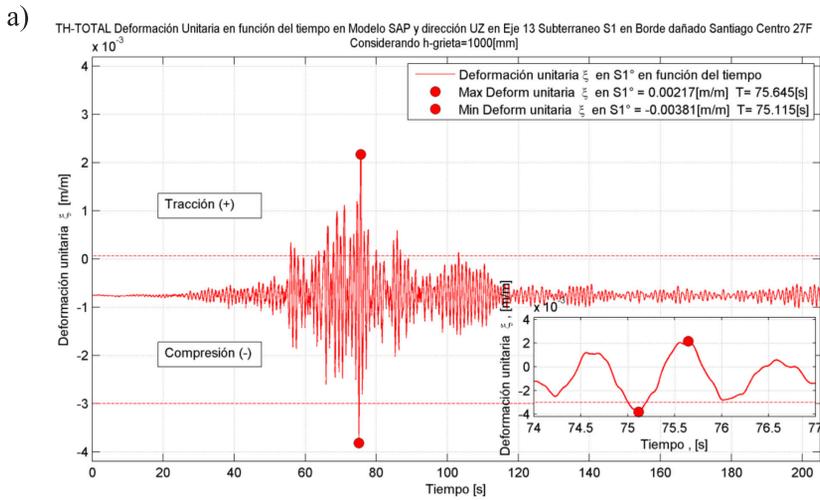


Figura 7: a) Caso 1 deformación unitaria TH-TOTAL y b) esfuerzos S22 TH-TOTAL modelo SAP2000 en Muro eje 13 subte 1 T = 75.115 s

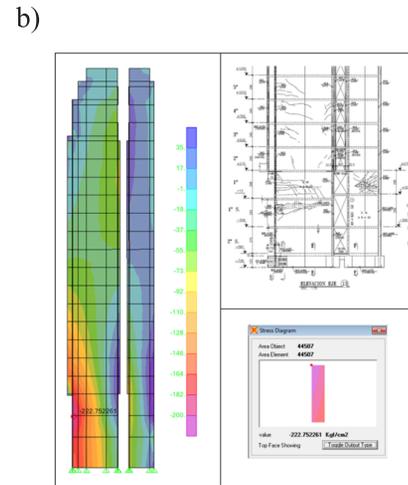
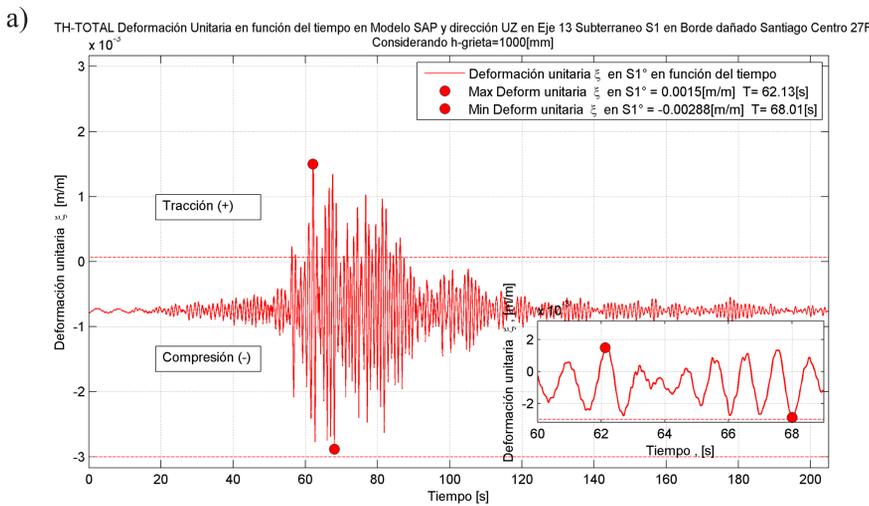


Figura 8: a) Caso 2 deformación unitaria TH-TOTAL modelo SAP en Muro eje 13 subte 1 y b) esfuerzos S22 TH-TOTAL modelo SAP en Muro eje 13 subte 1 en T = 68.01 s

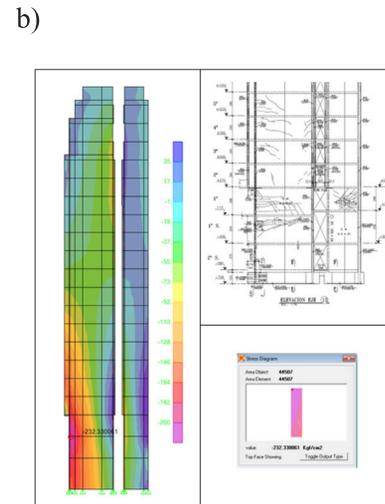
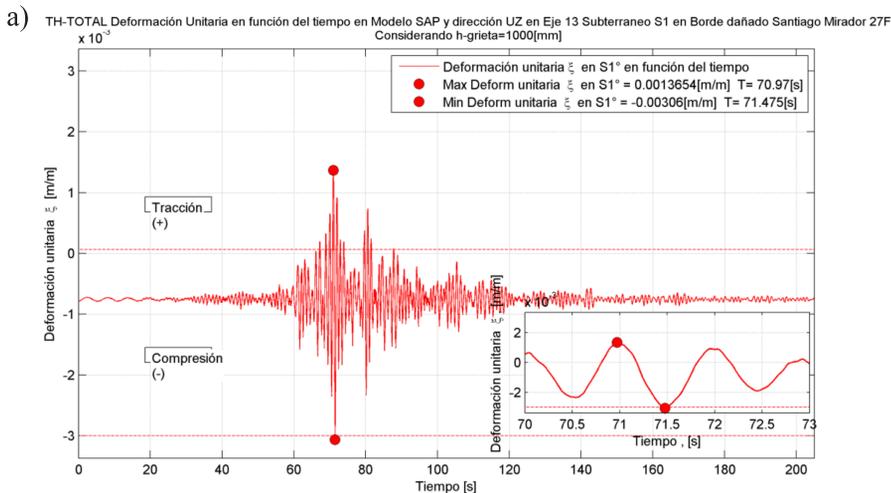


Figura 9: a) Caso 3 deformación unitaria TH-TOTAL modelo SAP en borde libre eje 13 subte 1 y b) esfuerzos S22 TH-Total en Muro eje 13 subte 1 en T = 71.475 s

El Caso 4, correspondió a un análisis tiempo historia con integración directa, utilizando el registro Santiago Centro azimuth 0°, el cual fue comparado con el Caso 1. Se observa que las deformaciones unitarias obtenidas mediante tiempo historia con integración directa para el eje 13 subterráneo 1 son similares a las obtenidas con un análisis tiempo historia modal como se muestra en la Figura 10.

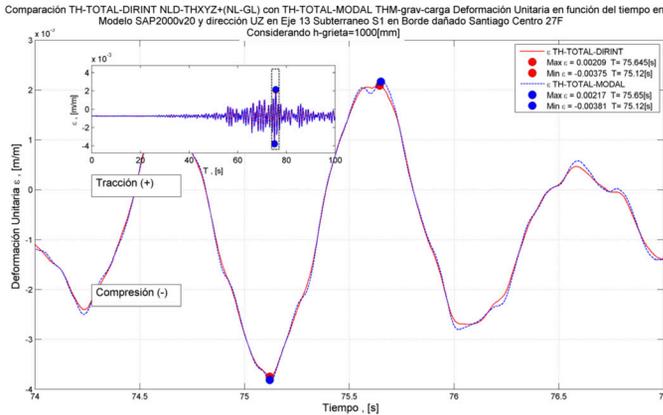


Figura 10: Deformación unitaria borde libre

Además, el tiempo de proceso al usar TH-Integración Directa es mucho mayor que usando TH-Modal con vectores de Ritz como se puede ver en la Tabla 6.

Tabla 6: Comparación de resultados de análisis tiempo historia modal y con integración directa medidos en borde libre eje 13 subterráneo 1

Registro Señal Sísmica		Santiago Centro Canal 1 Long Azimut 0° c/r N					
CASO	Modelo	T Proceso hr:min:s	S22 [kgf/cm2]	Def Unitaria Borde Libre Eje 13 Subt 1 [m/m]	%o	T[s] registro sísm	
Caso 1	TH-Modal	0:12:49	264.97	Tracción	0.00217	2.17	75.65
				Compresión	-0.00381	-3.81	75.12
Caso 4	TH-Dir Int	22:09:32	261.45	Tracción	0.00209	2.09	75.645
				Compresión	-0.00375	-3.75	75.12

En la Figura 11a se observa la deformación unitaria medida en el borde libre del modelo 3D para un análisis tiempo historia con integración directa.

## Conclusiones

El daño en el edificio de Santiago de 19 pisos está relacionado con la activación de modos de vibrar asociados a gran masa traslacional. Dicha activación se produce cuando la energía de la señal sísmica presenta máximos cuya frecuencia es similar a los modos de vibrar de una estructura. Además, dichos máximos se producen en tiempos bien definidos y son similares a pulsos de energía, los cuales son observables mediante el uso de espectrogramas.

Debido a la estructuración de los edificios chilenos, las deformaciones del edificio en la dirección de inercia menor quedan controlados por elementos de baja ductilidad ya que comprimen los bordes libres de muros T, L y C. Por lo tanto, la capacidad de desplazamiento no lineal del muro con ausencia de confinamiento de borde es muy pequeña, ya que el desplazamiento último del muro queda controlado mayoritariamente por el desplazamiento elástico.

Un análisis tiempo historia de un modelo 3D lineal elástico del edificio, fue capaz de reproducir el punto de daño en el eje 13 subterráneo 1. Además, fue capaz de reproducir esfuerzos cercanos a la capacidad de diseño del hormigón y fue capaz de reproducir deformaciones unitarias cercanas a 3‰ en el borde libre comprimido. Lo anterior se produce debido a que, globalmente, solo ciertas zonas entraron en rangos no lineales que justifican la rotura en algunos elementos, pero como dichos elementos poseen baja ductilidad...

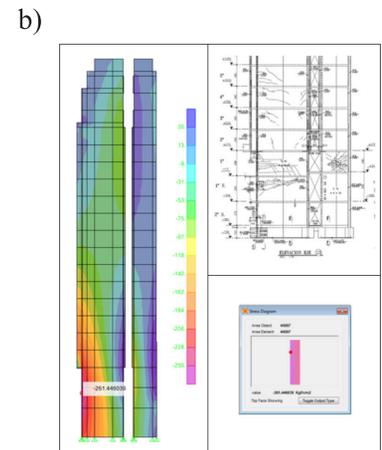
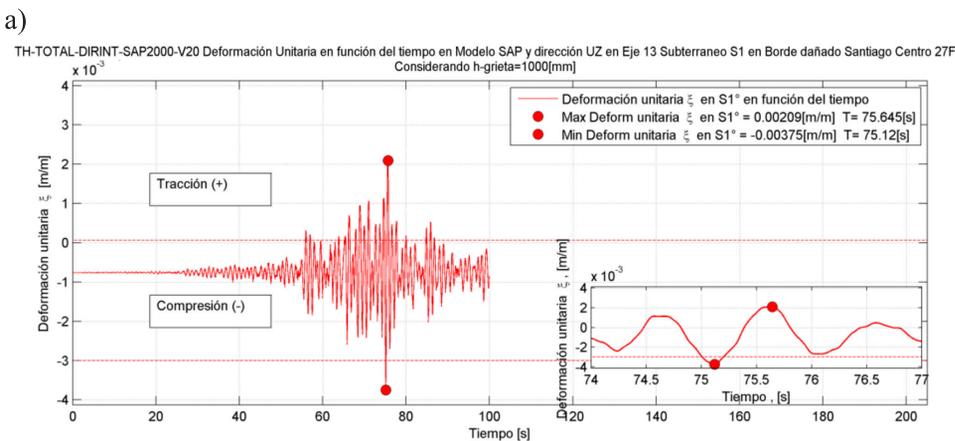


Figura 11: a) Deformación unitaria TH-TOTAL modelo SAP en borde libre eje 13 subte 1 y b) esfuerzos S22 en Modelo de integración directa en Muro eje 13 Subte

tilidad, su respuesta es más cercana a un comportamiento elástico frágil. Por lo tanto, se concluye que cuando el daño es local, un modelo lineal elástico puede reproducir el lugar de posibles daños iniciales cuando estos están ubicados en muros con baja ductilidad, ya que globalmente el edificio no ha entrado completamente en no linealidad de todos sus elementos (Lüders, 1989). Además, dicho resultado fue independiente de la señal sísmica utilizada u orientación de las componentes direccionales del registro. Dicho fenómeno se debe a la homogeneización de la señal sísmica en su dispersión dentro de una cuenca, la cual genera registros con aproximadamente el mismo contenido de frecuencia. Dicho efecto se observa en los espectros de respuesta de los registros sísmicos.

Mediante un análisis seccional con diagrama de interacción momento-carga axial obtenido con ANSEC en la dirección de análisis que comprime los bordes libres del muro eje 13 subterráneo 1, el punto de balance no coincide con el punto de carga axial de máximo momento del diagrama de interacción y se localiza debajo del punto de carga axial  $0.35f_c A_g$ . Además, existen algunos puntos de demanda momento-carga axial proveniente de las combinaciones de carga que superan el punto de balance obtenido con ANSEC. Por lo tanto, el diseño de muros debe considerar el cálculo del punto de balance.

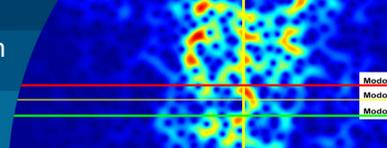
Para efectuar un análisis tiempo historia que permita reproducir la ubicación del daño, se requiere considerar los registros sísmicos más cercanos al edificio y que posean las mismas características de suelo y así reducir las distorsiones en el contenido de frecuencia. El análisis debe considerar las tres componentes direccionales de la señal sísmica actuando en conjunto. Para incorporar la componente vertical del sismo en un modelo tiempo historia lineal elástico se debe considerar un análisis modal con vectores de Ritz para evitar que el análisis modal tradicional con diafragma rígido produzca masas modales cero en la dirección vertical, con lo cual no hay masa modal que acelerar. Por lo tanto, un análisis tiempo historia para un modelo lineal elástico de un edificio con configuración de muro pasillo central en la dirección larga con muros perpendiculares divisorios de departamentos orientados en la dirección corta del edificio que generan configuraciones T, L y C, puede reproducir el lugar de daño cuando se concentra en muros T, L y C para la dirección de análisis que

comprime bordes libres, ya que presentan baja ductilidad.

Finalmente, las observaciones en terreno conducen a la necesidad de estudiar modos de falla no totalmente identificados en los muros estructurales. Por ejemplo, al observar el interior de la armadura vertical de borde pandeada, se detectó una fisura horizontal ubicada aproximadamente en la mitad de la longitud pandeada en la zona cóncava contigua a la nervadura. Dicha fisura se presentó en la armadura de borde de los muros dañados ubicados en el eje 13 subterráneo 1 y en la barra ubicada en el eje 13 en su unión con el eje T en el piso 2. La forma y ubicación de la fisura es similar a la obtenida en el trabajo de Restrepo (1992), las cuales presentaron pandeo y rotura en pocos ciclos de carga, atribuidas al mecanismo de rotura de bajo ciclaje.

## Referencias

- ACI318 (1999, 2008). *Building code requirements for structural concrete and commentary*. American Concrete Institute, Farmington Hills MI, USA
- CSI (2012). *Integrated finite element analysis and design of structures*. SAP2000 v15.1.0. Computers and Structures Inc., Berkeley CA, USA
- CSI knowledge database. (2012). Ritz vs. Eigen vectors: Why are Ritz vectors recommended for dynamic analysis?. Computer and Structures Inc. <https://wiki.csiamerica.com/display/etabs/Ritz+vs.+Eigen+vectors> [Consulta: 15 Octubre 2014].
- DS60 (2011). *Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga DS118 de 2010*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile
- DS61 (2011). *Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga DS117 de 2010*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile
- Harichandran, R.S. (1999). *Spatial variation of earthquake ground motion - what is it, how do we model it, and what are its engineering implications?*. Michigan State University, USA
- IBC (2012). *International building code*. International Code Council. USA
- Johnson, P.W. (2008). *P-M Characteristics of reinforced concrete sections*. MSc thesis, Clemson University, South Carolina, USA
- Lüders, C. (1989). *La ductilidad en el comportamiento sísmico*



de las estructuras. Homenaje a Rodrigo Flores Álvarez. *Anales de la Universidad de Chile* **21**, 411-429

Marillanca, A. y Leiva, G. (1998). *ANSEC - análisis seccional*. Departamento de Obras Civiles, UTFSM, Valparaíso, Chile

Moehle, J. (2015). *Seismic design of reinforced concrete building*. McGraw Hill, New York, USA

NCh433 (2009). Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, New York, USA

RENADIC (2012). Red de cobertura nacional de acelerógrafos. <http://www.terremotosuchile.cl> (consulta 5 julio 2018)

Restrepo, J.I. (1992). *Seismic behaviour of connections between precast concrete elements*. PhD thesis, University of Canterbury, New Zealand

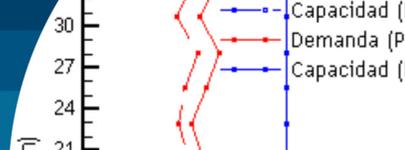
Saragoni, S. y Ruiz, S. (2012). Implicaciones y nuevos desafíos de diseño sísmico de los acelerogramas del terremoto del 2010. *Cap. 6 en Mw = 8.8 terremoto en Chile 27 de febrero 2010*. Universidad de Chile, Santiago, 127-146

SEAOC (1999). Recommended lateral force requirements and commentary. Structural Engineers Association of California, USA

The MathWorks Inc. (2014). MATLAB R2014a.

UBC (1994, 1997). Uniform building code. International Conference of Building Officials. Whittier, California, USA

Wallace, J.W. and Orakcal, K. (2002). ACI 318-99 provisions for seismic design of structural walls. *ACI Structural Journal* **99**(4), 499-508



# Evaluación comparativa mediante diseño basado en el desempeño de un edificio estructurado en base a muros

Comparative evaluation using performance-based design of a wall-structured building

Fecha de entrega: 18 de noviembre 2023

Fecha de aceptación: 17 de abril 2024

Juan Carlos Vielma-Quintero<sup>1,2</sup>, Jorge Carvalho<sup>1,2</sup> y Juan Carlos Vielma<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Escuela de Ingeniería Civil, Avenida Brasil 2147, Valparaíso, Chile, [juan.vielma.q@mail.pucv.cl](mailto:juan.vielma.q@mail.pucv.cl), [jorge.carvalho@pucv.cl](mailto:jorge.carvalho@pucv.cl), [juan.vielma@pucv.cl](mailto:juan.vielma@pucv.cl)

<sup>2</sup> Carvalho y Asociados Ltda., Viña del Mar, Chile

*El diseño basado en el desempeño ha sido cada vez más utilizado en la práctica debido a mejoras computacionales, la sofisticación y difusión de métodos de análisis no lineales, y al desarrollo de programas comerciales que facilitan su aplicación. Podemos evaluar el efecto no lineal de eventos sísmicos de gran magnitud en el comportamiento estructural de un edificio, verificar diseños preliminares con métodos basados en fuerzas, validar regulaciones de diseño estándar, determinar deformaciones y calcular aceleraciones que pueden traducirse en parámetros de daño estructural y pérdidas económicas, entre otras funciones. Documentos guía han presentado metodologías para establecer requisitos, criterios de evaluación y métodos de análisis, cada uno con diferentes objetivos. En este artículo, se aplica uno de los métodos, conocido como el procedimiento alternativo de ACHISINA, a una estructura en base a muros diseñada según las normas chilenas actuales. Se aborda la modelización de la estructura resistente a los terremotos del edificio, la preparación de registros sísmicos y los aspectos que limitan la aplicación rigurosa del método en un marco de análisis no elástico. Los resultados obtenidos en los respectivos análisis para evaluar el desempeño estructural se comparan con los criterios de desempeño correspondientes delineados en el procedimiento de ACHISINA.*

*Palabras clave: diseño basado en el desempeño, análisis no lineal tiempo-historia, ACHISINA, estructura basada en muros*

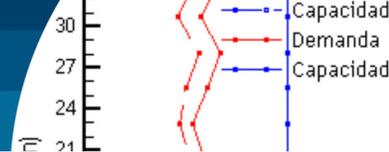
*Performance-based design has been increasingly used in practice due to computational improvements, the sophistication and dissemination of nonlinear analysis methods, and the development of commercial programs that facilitate its use. We can evaluate the nonlinear effect of seismic events of great magnitude on the structural behaviour of a building, verify preliminary designs based on force-based methods, validate standard design regulations, determinate deformations, and calculate accelerations that can be translated into parameters of structural damage and economic losses, among other functions. Guiding documents have presented methodologies to establish requirements, evaluation criteria and analysis methods, each with different objectives. In this article, one of the methods is applied, known as the alternative procedure of ACHISINA, to a structure with shear walls designed according to current Chilean regulations. The modelling of the earthquake-resistant structure of the building, the preparation of seismic records, and the aspects that limit the rigorous application of the method are addressed in a non-elastic analysis framework. Results obtained in the respective analyses to evaluate the structural performance are compared with the corresponding performance criteria outlined in the ACHISINA procedure.*

*Keywords: performance-based design, non-linear time-history analysis, ACHISINA, shear wall structure*

## Introducción

El diseño basado en desempeño surgió de la necesidad de los proyectistas estructurales de racionalizar las prescripciones de las normas, que fueron desarrolladas de forma empírica

o por juicios de expertos, y prescindir de estas en el diseño al demostrar un comportamiento equivalente o superior a los alcances de estas normas (Moehle, 2005; Yang *et al.*, 2012). Esto sirviendo como la herramienta que permita validar diseños arquitectónicos que son



inviabiles por norma, acomodar el uso de nuevos materiales y/o sistemas estructurales innovadores, y eximirse de los límites prescriptivos de las normativas que rigen métodos tradicionales, como por ejemplo la altura máxima permitida de un edificio (Klemencic *et al.*, 2006; Aly y Galal, 2019; Jeon y Park, 2020). Asimismo, se unió a esto la necesidad de los tomadores de decisiones de cuantificar el beneficio de invertir en una estructura sismorresistente superior, analizando a partir de su desempeño los daños y pérdidas que podría sufrir en eventos durante su vida útil (Dabaghi *et al.*, 2019; Abdullah y Wallace, 2020; Kolozvari *et al.*, 2018; Arifin *et al.*, 2021; Ji *et al.*, 2018). De igual manera, está la preocupación de la sociedad acerca de la seguridad y confiabilidad del diseño frente a los sismos fuertes, buscando en si el resguardo de vida de los ocupantes, el continuo funcionamiento de servicios esenciales y asegurar la contención en las instalaciones que manejan elementos peligrosos, entre varias otras funciones específicas (Abdullah y Wallace, 2020; Zhong *et al.*, 2021; Vielma *et al.*, 2010; Hagen, 2012).

Es por esto, que las publicaciones más recientes buscaron regularizar y estandarizar la implementación del método, buscando integrar además los resultados de nuevas investigaciones y concesiones de criterios, y explorando el uso de análisis más complejos posibles ahora con la mejora de capacidad de procesamiento computacional. Particularmente, las guías y procedimientos utilizados ampliamente en la actualidad se pueden destacar el ASCE/SEI 7-16 (2017), ASCE/SEI 41-17 (2017), TBI (2017), LATBSDC (2020) y FEMA P-58 (2018).

En cambio, la norma de diseño sismorresistente en Chile se caracteriza por requerir solamente el uso de análisis lineal elástico, siendo prevaleciente el uso del método de espectro de respuesta. El uso del análisis no-lineal estático con empuje incremental (pushover) no es prescrito por las normas, pero son usualmente utilizados para apoyar las revisiones de edificios altos habitacionales. Por otro lado, los análisis tiempo historia no-lineal raramente son utilizados, siendo principalmente empleados para verificar la respuesta sísmica a edificios con disipación suplementaria. Sin embargo, aún con validaciones empíricas del nivel de desempeño esperado por eventos sísmicos recientes, surgió la necesidad de establecer un método de análisis formalizado para validar el diseño

chileno explícitamente (Lagos *et al.*, 2021). Por lo tanto, se desarrolló a consenso un documento conteniendo el procedimiento del diseño basado en desempeño por ACHISINA (2017), con el propósito de ser discutido y evaluado y posteriormente ser utilizado como estándar en el futuro.

Bajo este contexto, se presentará en el siguiente artículo, el marco metodológico empleado para evaluar el desempeño de un edificio estructurado en base a muros mediante análisis no-lineal, bajo el procedimiento estipulado en el documento de ACHISINA.

## Metodología

Un paso importante para el desarrollo de la metodología es la modelación no-lineal de la estructura, debido a que la calidad de resultados depende que este represente al comportamiento que exhibirá frente a las solicitaciones impuestas. En la siguiente sección se describirán las características relevantes del edificio bajo estudio, seguido de la definición de los materiales según su parámetros y modelos constitutivos, finalizando con las consideraciones para llevar a cabo el modelamiento de cada uno de los elementos y otros aspectos de importancia, para así obtener el modelo computacional creado para el análisis. De forma análoga, se explicará el procedimiento de obtención y modificación de los registros sísmicos a emplear dentro del análisis no lineal tiempo-historia, y los criterios de aceptación según el procedimiento delineado en el documento de ACHISINA.

## Descripción del edificio

El edificio analizado consiste en una torre de departamentos con uso habitacional, ubicado en la localidad de Reñaca en la comuna de Viña del Mar. Está materializado en hormigón armado, presentando 14 pisos y dos niveles de subterráneos, sumando con esto una altura total de 37 m desde el nivel de terreno. Respecto a su emplazamiento, el edificio se encuentra fundado en suelo tipo C y está localizado en zona sísmica 3 (aceleración efectiva  $A_0 = 0.4g$ ), y con una categoría de ocupación II, todo según las clasificaciones contenidas en la norma NCh433 (2009).

La estructuración del edificio, según la Figura 1, sigue la practica chilena de usar muros especiales con geometrías complejas y vigas de acople. Respecto a sus dimensiones y

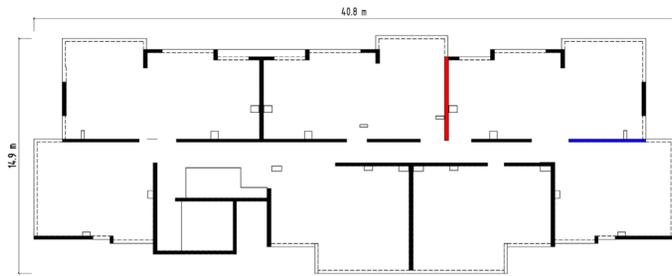
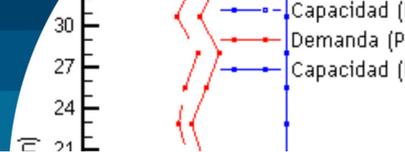


Figura 1: Estructuración en planta, marcado en líneas negras los muros y en líneas claras las vigas.

materiales utilizados, los espesores y grados de hormigón de muro varían por piso y dirección, se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1: Espesores y grados de hormigón de muros, para diseño inicial y rediseño.

Piso	Diseño inicial			Rediseño		
	Hormigón, MPa	Espesor X, cm	Espesor Y, cm	Hormigón, MPa	Espesor X, cm	Espesor Y, cm
8 a 14	25	20	20	35	20	25
7	25	20	20	35	20	30
5 a 6	30	20	20	35	20	30
4	30	20	25	35	20	30
3	35	20	25	35	20	30
1 a 2	35	20	30	35	20	30

Tabla 2: Resultados de análisis modal espectral

Parámetro	Dirección X	Dirección Y
Período fundamental, s	0.86	1.41
Factor de reducción de respuesta $R^*$	8.26	9.39
Corte basal elástico $Q_{(R=1)}$ , ton	2950.25	1880.69
Corte basal máximo inelástico $Q_{max}$ , ton	1274.86	1274.86
Corte basal mínimo inelástico $Q_{min}$ , ton	607.08	607.08
Corte basal inelástico reducido $Q_{(R^*)}$ , ton	357.06	200.36
Corte basal inelástico de diseño $Q_{diseño}$ , ton	607.08	607.08
Factor de reducción de respuesta ajustado $R^{**}$	4.86	3.10
Aceleración espectral inelástico $S_a$ , m/s <sup>2</sup>	6.23	3.20
Desplazamiento espectral inelástico $S_{de}$ , m	0.1211	0.2199
Desplazamiento ultimo de techo $\delta_u$ , m	0.1574	0.2859

El diseño estructural fue realizado mediante un análisis

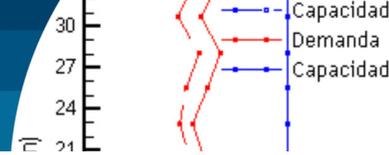
modal espectral según las prescripciones de la norma NCh433 (2009), y siguiendo el código de diseño ACI 318-08 (2008) con las modificaciones del decreto supremo DS60 (2011). Se resume los resultados de este análisis en la Tabla 2. Durante este procedimiento, se realizó el detallamiento de la armadura de muros y vigas, empleando acero grado A630-420H. Por otro lado, no exigido actualmente por las normativas, durante este proceso se consideraron los principios de diseño por capacidad en los muros, que no fueron incluidos hasta la edición del año 2019 del código ACI318 (2019).

## Modelamiento estructural

La modelización no lineal de la estructura sismorresistente del edificio bajo estudio se realizó utilizando las herramientas proporcionadas por los productos de software SeismoStruct (2021) y SeismoBuild (2021), siguiendo las recomendaciones y directrices presentadas en su documentación. La siguiente sección presenta cómo los programas modelan los elementos estructurales y su base teórica, así como las consideraciones utilizadas para el desarrollo del modelo analítico.

En primer lugar, en el proceso de modelado, se considera la no linealidad geométrica teniendo en cuenta grandes desplazamientos y rotaciones, así como deformaciones independientes de cuerda del elemento (efectos P-Delta). En segundo lugar, se considera la no-linealidad del material a partir de la distribución completa de la inelasticidad en el elemento, a diferencia de la práctica usual de usar modelos en donde se concentran la plasticidad en puntos concretos. Esto tiene la ventaja de no requerir una calibración empírica del comportamiento real o ideal del elemento bajo condiciones de carga idealizadas, como sucede con los modelos de plasticidad concentrada. Se utiliza un modelo basado en fibras para representar el comportamiento de la sección transversal del elemento, donde cada fibra se asocia con una relación uniaxial esfuerzo-deformación, y el estado del elemento se obtiene a partir de la integración de la respuesta uniaxial no lineal esfuerzo-deformación de cada fibra individual en la que se subdivide la sección (el número de fibras depende de las dimensiones de la sección transversal de cada miembro estructural).

Dentro de las propiedades de los materiales a utilizar, para el hormigón, se utiliza como curva constitutiva el modelo



no-lineal de Mander *et al.* (1988) para el hormigón de grado G25. Los parámetros que definen el modelo constitutivo se encuentran resumidos en la Tabla 3, para los grados de hormigón empleados en el modelo. Para el acero de la armadura de refuerzo longitudinal y transversal, se emplea el modelo constitutivo de Menegotto y Pinto (1973), para el acero de grado A630-420H. Los parámetros que definen esta se resume en la Tabla 4.

**Tabla 3: Parámetros de modelo constitutivo de Mander *et al.* (1988), hormigón G25, G30 y G35**

Parámetro	Hormigón G25	Hormigón G30	Hormigón G35
Resistencia a la compresión, MPa	33.00	38.00	43.00
Límite inferior de la resistencia, MPa	25.00	30.00	35.00
Resistencia a la tensión, MPa	2.60	2.90	3.20
Módulo de elasticidad, MPa	26999.00	28973.00	30820.00
Peso específico, kN/m <sup>3</sup>	24.00	24.00	24.00

**Tabla 4: Parámetros del modelo constitutivo Menegotto y Pinto (1973), acero grado A630-420H**

Parámetro	Valor
Módulo de elasticidad $E$ , MPa	200000.00
Resistencia a la fluencia $f_y$ , MPa	490.00
Deformación de fractura/pandeo (adim.)	1.00
Peso específico kN/m <sup>3</sup>	78.00

### Modificación de registros sísmicos

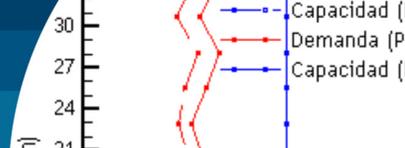
Los registros sísmicos se seleccionan de acuerdo con los requisitos del documento ACHISINA (2017), que establece que se deben utilizar como mínimo 3 pares de registros horizontales (reales o artificiales) con características congruentes (origen, tipo de suelo, magnitud, entre otros) en relación con los eventos que controlan la sismicidad de diseño en la región. Para lograr esto, se eligieron los registros chilenos obtenidos de la base de datos del CESMD (2021) con el fin de obtener varios pares de registros mayores a  $M_w = 7$ ; se utilizó el valor promedio del parámetro de interés evaluado en los criterios de aceptación.

Además, estos registros sísmicos deben ser modificados de manera que el promedio de los espectros combinados de desplazamiento mediante SRSS de todos los pares no sea inferior a 1.17 veces el espectro de desplazamiento elástico de NCh433 (2009), considerando  $\beta = 5\%$ , entre los períodos de  $0.50T$  y  $1.25T$ , donde  $T$  corresponde a los períodos principales. Sin embargo, a pesar de esta indicación, los acelerogramas se han adaptado para un rango de períodos entre 0.05 s y 4.00 s. Esta consideración es pertinente, ya que incorpora las demandas sísmicas para el rango de períodos cortos, que corresponden a modos de vibración superiores. La contribución de estos modos de vibración superiores se vuelve decisiva en edificios de cierta altura. Para controlar eficazmente el costo computacional de los análisis, se recortan los registros utilizando el criterio de duración significativa de los registros, definido por la intensidad de Arias (1970).

Finalmente, el procedimiento de emparejamiento espectral se utiliza para modificar los registros corregidos de manera que los espectros combinados de desplazamiento no sean inferiores al espectro de desplazamiento definido en los requisitos del documento ACHISINA (2017). Este proceso se facilita mediante el programa SeismoMatch (2021), en el cual un grupo de registros puede ser emparejado en función de un registro de aceleración objetivo. Sin embargo, debido a que el documento requiere ajustarse al espectro de desplazamiento, se decide utilizar el espectro de aceleración resultante de la integración de esta. A partir de todo este procedimiento, se pueden obtener los registros modificados para ser utilizados en el estado límite de servicio, correspondiendo al sismo de diseño (SD) en el documento de ACHISINA (2017). Para el sismo máximo considerando (SMC), la norma permite utilizar los registros utilizados como sismo de diseño, pero aumentado en sus aceleraciones en un 30%.

### Criterios de aceptación

Para evaluar el nivel de desempeño del edificio el procedimiento contenido en el documento de ACHISINA (2017) incluye criterios de desempeño para ambos estados límites, haciendo la verificación a nivel global y por los elementos que componen la estructura. Para el caso de estudio, es de interés conocer los criterios de desempeño para los muros y las vigas de acople controlados por



deformación, en donde el nivel de desempeño de servicio presenta los límites dados en la Tabla 5.

Tabla 5: Criterios de aceptación según manual de ACHISINA (2017).

Tipo	Criterio	Ocupación inmediata	Deformación adicional
Local	Acortamiento unitario en el hormigón confinado	0.008	0.015
	Acortamiento unitario en el hormigón no confinado	0.003	0.003
	Alargamiento unitario en el acero de refuerzo	0.030	0.050
	Rotación plástica en viga de acople	0.01	Sin límite si no compromete estabilidad
Global	Edificios con elementos no estructurales frágiles	0.005	Sin límite
	Edificios con elementos no estructurales dúctiles	0.007	Sin límite

Para evaluar el desempeño global, se miden los desplazamientos en los centros de masa de cada nivel. Sin embargo, para el desempeño local, es necesario discretizar las deformaciones por el tipo de material.

## Resultados y análisis

En esta sección, se presentan los resultados obtenidos utilizando el marco metodológico delineado en la sección anterior para su desarrollo. También se discuten los criterios de desempeño que rigen la evaluación de la estructura estudiada. Dentro del alcance de este artículo, resulta impráctico realizar una evaluación exhaustiva de cada elemento debido al gran número de elementos que componen la estructura. Por lo tanto, se ha decidido incluir en su lugar los resultados de un muro característico marcado rojo en el plano, como se muestra en la Figura 1. Este fue elegido porque es uno de los elementos que presentan una de las relaciones demanda-capacidad más exigentes observadas en los análisis realizados.

Por otro lado, debido a que el comportamiento exhibido por la estructura del edificio no cumple tanto para los criterios de desempeño globales y locales, como se revisará en esta sección a continuación, se dio la necesidad de hacer un rediseño para dar su cumplimiento. En esto se incluye aumentar las dimensiones y el grado de hormigón que compone los muros, como se resume en la Tabla 1, al igual que modificar su detalle de armadura, principalmente fuera de la sección crítica (pisos 3-14).

## Estado límite de ocupación inmediata

En primer lugar, se ilustra en las Figuras 2a y 2b el desplazamiento máximo medidos para el centro de masa de cada nivel, seguido de las derivas de entrepiso en las Figuras 2c y 2d, mostrando los valores promedio para cada dirección ortogonal de la estructura.

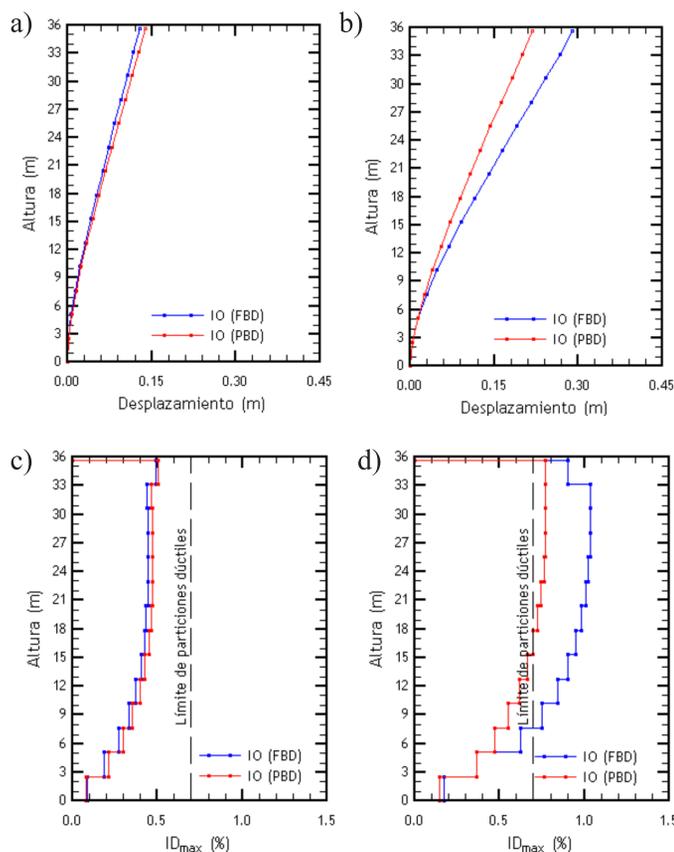
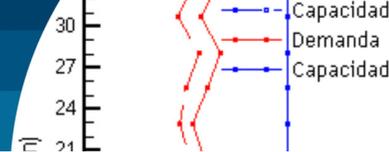


Figura 2: Comparación de desplazamiento y derivas de entrepiso de diseño Original versus Rediseño. (a) Desplazamiento en X, (b) desplazamiento en Y, (c) deriva en X y (d) deriva en Y

Respecto al rediseño, en la dirección X, se puede apreciar un ligero incremento del desplazamiento máximo



incurrido, lo cual puede ser razonado por un aumento de flexibilidad por el aumento de masa total del edificio sin haber aumentado su rigidez respecto al modelo anterior. Respecto a la dirección Y, se puede apreciar una sustancial mejora en el comportamiento, reduciendo en general hasta un 30% el desplazamiento máximo, y superando el límite de particiones dúctiles hasta un máximo de 0.05% en los últimos pisos. Para la evaluación del desempeño local de los muros seleccionados, se presentan en las Figuras 3a, 3b y 3c las relaciones demanda/capacidades máximas obtenidas para el alargamiento del acero y el acortamiento del hormigón.

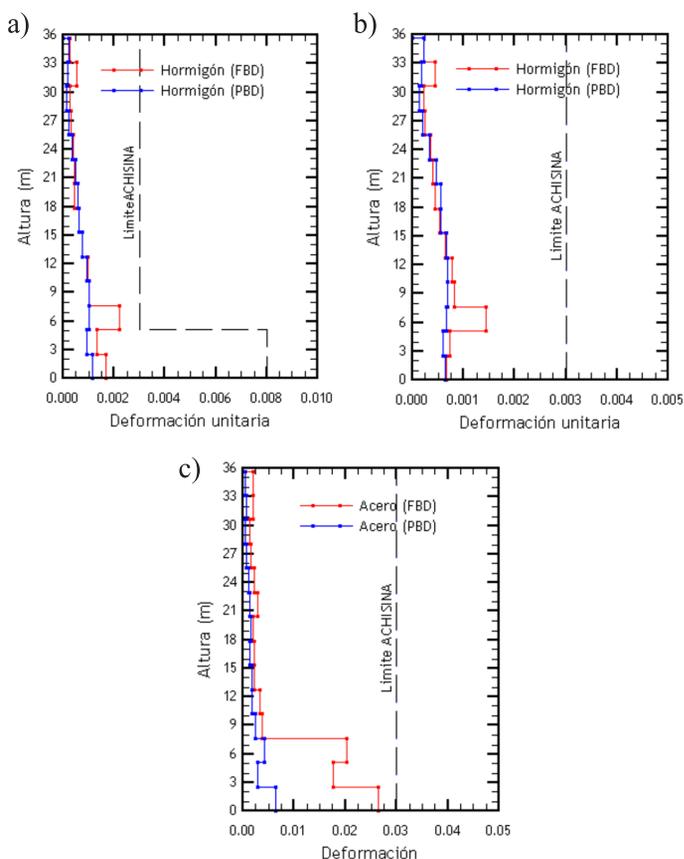


Figura 3: Comparación demanda/capacidad de la deformación unitaria, muro en dirección Y, bajo diseño FBD y PBD. (a) Elemento de borde, (b) doble malla Estado y (c) acero de refuerzo.

Para el muro seleccionado, se puede observar que no se supera ninguno de los límites de deformación impuestos a los elementos de acero y hormigón. Se puede evidenciar que los márgenes que presenta son menores, acercándose en el primer piso al límite para el alargamiento del acero,

y de forma preocupante al límite de deformación para el hormigón no confinado en el tercer piso, justo fuera de la zona contemplada con elementos de borde especial. Esto último puede ser de gran importancia, debido a que presentaría un modo de falla no deseable al alcance del diseño, fallando prematuramente en el tercer piso con poco aprovechamiento de la capacidad de deformación adicional prestada para los pisos inferiores.

Para explicar lo anterior, se compara la demanda y capacidad del momento flector y la cortante, en las Figuras 4a y 4b, respectivamente. Para esto, se considera la demanda como la envolvente del análisis realizado, mientras que la capacidad se calcula a partir de las propiedades de los materiales y disposición del refuerzo del muro estudiado, aplicando como carga axial el peso sísmico. Se observa en el primer y en el tercer nivel se logra alcanzar cercanamente al momento flector donde se puede esperar que ocurra la plastificación, posiblemente produciendo una falla prematura en este último debido a su menor capacidad del hormigón, tal como se observó en los resultados anteriores. En cambio, la demanda por esfuerzo de corte igualmente no supera la capacidad del muro, por lo que es de esperarse una falla por flexión.

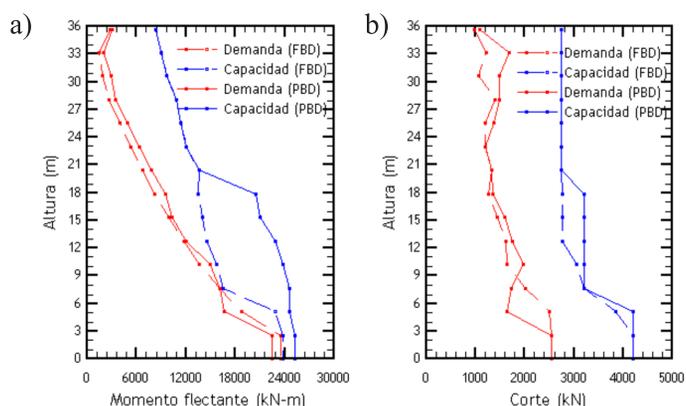
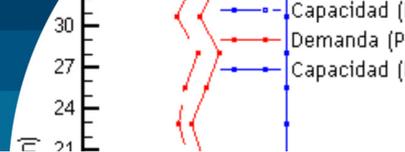


Figura 4: Comparación demanda/capacidad bajo diseño FBD y PBD. (a) Envolvente de momento y (b) envolvente de corte. Estado Límite de Ocupación Inmediata.

Respecto al rediseño, se puede observar que el muro del tercer piso no presenta deformaciones superiores según se apreció en el diseño original, asimismo, la comparación entre la demanda y capacidad a momento parece indicar la formación de la sección crítica en el primer piso.



## Estado límite de capacidad de deformación adicional

El estado límite corresponde solamente a la evaluación del desempeño local, en donde se revisan los mismos parámetros que en el estado límite anterior, pero permitiendo un rango mayor de daños para una sollicitación sísmica amplificada. De forma análoga, se presenta las relaciones demanda/capacidad para el alargamiento del acero y el acortamiento del hormigón de los muros seleccionados en las Figuras 5a, 5b y 5c.

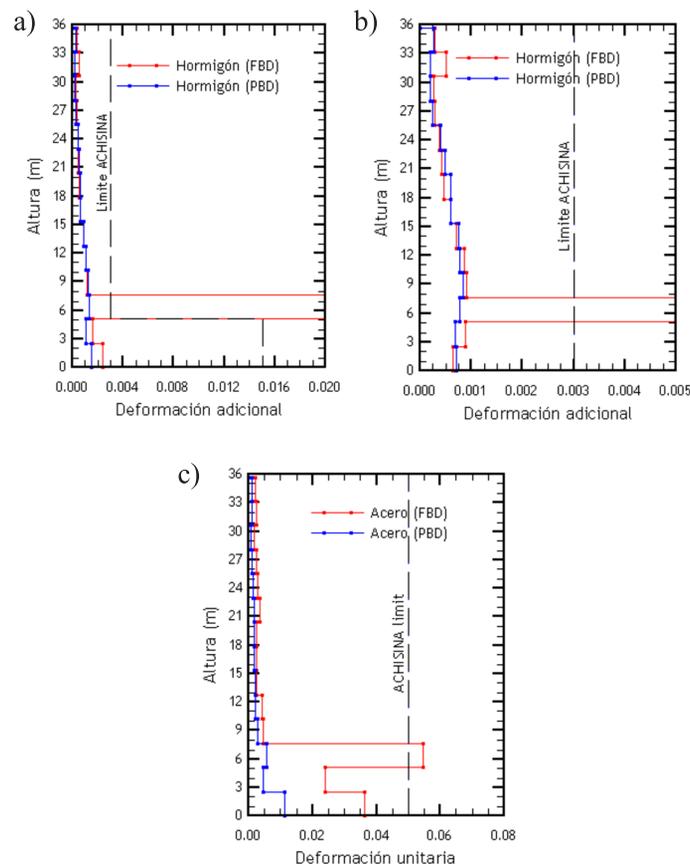


Figura 5: Comparación demanda/capacidad de la deformación unitaria, bajo diseño FBD y PBD. (a) Elemento de borde, (b) doble malla Estado y (c) acero de refuerzo.

Se evidencia para el tercer nivel que se superan los límites para ambos materiales, presentando valores de deformación en comparación con la capacidad considerables para el hormigón. Estos resultados se pueden fundamentar en el hecho de la pérdida de la capacidad de resistir la flexión, considerando la gran reducción del refuerzo de acero, el espesor y el grado del hormigón utilizados entre los dos primeros pisos y los pisos superiores. En efecto, en lugar de concentrarse las deformaciones plásticas en los primeros

niveles, está ocurriendo esto en el tercero, cuyo diseño no está preparado para manejar grandes deformaciones.

De forma análoga al estado límite anterior, ilustrado en la Figura 6 se tiene que se alcanza el momento de fluencia para el primer y el tercer nivel, con lo que explica los resultados anteriores respecto a las deformaciones experimentadas en este último piso. En efecto, se logra plastificar el muro en ambos niveles, ocurriendo la gran mayoría de la rotación en el tercer nivel y no en el primero, fuera de la intención del diseño por capacidad realizado inicialmente en el procedimiento lineal. Por otro lado, se tiene que se supera el límite del esfuerzo de corte en el segundo nivel, aunque esto viene después de la falla de la fibra de hormigón a compresión, por lo que incide como relevante para el estudio del posible mecanismo de falla de este elemento.

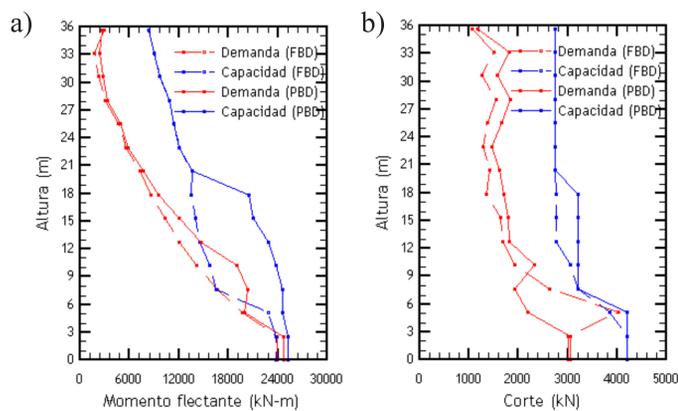
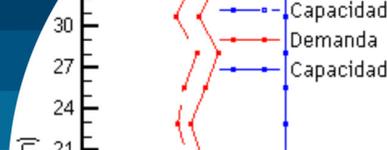


Figura 6: Comparación demanda/capacidad bajo diseño FBD y PBD. (a) Envoltente de momento y (b) envoltente de corte. Estado Límite de Capacidad de Deformación Adicional.

Respecto al rediseño, se presenta una mejora sustancial en cuanto a las deformaciones incurridas, lográndose cumplir con los requisitos especificados para el material de hormigón. En efecto, la comparación entre la demanda y capacidad a momento flector indica que el rediseño logró subsanar la deficiencia que presentaba el diseño original en los pisos 3-7, permitiendo el desarrollo de la rótula plástica dentro de la sección crítica definida en la etapa de diseño. El lector interesado podrá encontrar más antecedentes sobre esta investigación en Vielma-Quintero *et al.* (2023a,b).

## Conclusiones

En el presente artículo, a través del análisis realizado mediante el método ACHISINA, se puede concluir que, aunque la estructura obtenida mediante el diseño basado



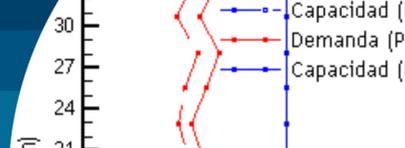
en fuerzas (FBD) cumple con los criterios establecidos para el estado límite de ocupación inmediata, fue necesario revisar el diseño de los elementos de muro, especialmente aquellos correspondientes a la dirección Y. De hecho, existe una clara necesidad de mantener la capacidad de momento en relación a la altura para evitar la formación de rótulas plásticas fuera de la zona crítica definida en la etapa de diseño, lo que resulta en una subutilización de la mayor capacidad de deformación de los elementos de borde confinados pertenecientes a los dos primeros pisos. Por lo tanto, podría ser necesario incluir en el procedimiento FBD requisitos que tengan en cuenta la participación de modos superiores en el diseño. Para lograr esto, se recomienda evitar cambios bruscos en el grosor de las paredes, en las calidades de los materiales y en la disposición del refuerzo en el diseño, teniendo en cuenta la aparición de mayores momentos en niveles intermedios debido a una mayor participación de modos superiores.

En base a los resultados de las derivas de entrepiso, se revela la necesidad de aumentar la rigidez en la dirección Y de la estructura obtenida según el diseño basado en fuerzas (FBD), ya que se observaron derivas superiores al 1%, muy por encima del límite del 0.7%, incluso considerando el uso de particiones dúctiles. Se estima que es necesario reevaluar estos límites considerados para las derivas de entrepiso, aun con el conocimiento de la intención de obtener un desempeño de Ocupación inmediata al considerar un sismo de diseño, como se evidenció en eventos sísmicos recientes, se considera exigente para edificios que cumplen con un diseño lineal. Estos resultados se mejoraron con la aplicación de la metodología de diseño basado en el desempeño (PBD).

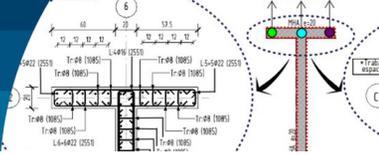
Al comparar las metodologías aplicadas en el diseño del edificio (FBD y PBD), se evidencian diferencias en su aplicación y en los datos medidos resultantes, siendo crítica la diferencia entre los registros sísmicos utilizados. Además, se sugiere realizar el emparejamiento de acelerogramas que se utilizarán en los análisis para evaluar el desempeño de las estructuras, ya sean registros reales o acelerogramas artificiales, abarcando todo el rango de períodos relevantes para la respuesta estructural, en lugar de depender únicamente de la recomendación de igualar entre  $0.5T$  y  $1.25T$ .

## Referencias

- Abdullah, S.A. and Wallace, J.W. (2020). Reliability-based design methodology for reinforced concrete structural walls with special boundary elements. *ACI Structural Journal* **117**(3), 17-29
- ACHISINA (2017). Procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios. Subcomité 7 de ACHISINA, Santiago, Chile
- ACI 318-08 (2008). Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute ACI, Farmington Hills MI, USA
- ACI 318-19 (2019). Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute ACI, Farmington Hills MI, USA
- Aly, N. and Galal, K. (2019). Seismic performance and height limits of ductile reinforced masonry shear wall buildings with boundary elements. *Engineering Structures* **190**, 171-188
- Arias, A. (1970). A measure of earthquake intensity. In *Seismic Design for Nuclear Plants*, R.J. Hansen (ed.), MIT Press, Cambridge MA, USA, 438-483
- Arifin, F.A., Sullivan, T.J., MacRae, G., Kurata, M. and Takeda, T. (2021). Lessons for loss assessment from the Canterbury earthquakes: a 22-storey building. *Bulletin of Earthquake Engineering* **19**(5), 2081-2104
- ASCE/SEI 7-16 (2017). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers ASCE, Reston VA, USA
- ASCE/SEI 41-17 (2017). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. American Society of Civil Engineers ASCE, Reston VA, USA
- CESMD (2021). Center for Engineering Strong Motion Data. USA ([www.strongmotioncenter.org](http://www.strongmotioncenter.org))
- Dabaghi, M., Saad, G. and Allhassania, N. (2019). Seismic collapse fragility analysis of reinforced concrete shear wall buildings. *Earthquake Spectra* **35**(1), 383-404
- DS60 (2011). Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga DS118 de 2010. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile



- FEMAP-58-6 (2018). Guidelines for performance-based seismic design of buildings. Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency FEMA, Washington DC, USA
- Hagen, G.R. (2012). *Performance-based analysis of a reinforced concrete shear wall building*. MSc thesis, California Polytechnic State University, San Luis Obispo CA, USA
- Jeon, S.H. and Park, J.H. (2020). Seismic fragility of ordinary reinforced concrete shear walls with coupling beams designed using a performance-based procedure. *Applied Sciences* **10**(12), 4075
- Ji, X., Liu, D. and Hutt, C.M. (2018). Seismic performance evaluation of a high-rise building with novel hybrid coupled walls. *Engineering Structures* **169**, 216-225
- Klemencic, R., Fry, J.A. and Hooper, J.D. (2006). Performance-based design of tall reinforced concrete ductile core wall systems. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* **15**(5), 571-579
- Kolozvari, K., Terzic, V., Miller, R. and Saldana, D. (2018). Assessment of dynamic behavior and seismic performance of a high-rise rc coupled wall building. *Engineering Structures* **176**, 606-620
- Lagos, R., Lafontaine, M., Bonelli, P., Boroschek, R., Guendelman, T., Massone, L.M., Saragoni, R., Rojas, F. and Yañez, F. (2021). The quest for resilience: The Chilean practice of seismic design for reinforced concrete buildings. *Earthquake Spectra* **37**(1), 26-45
- LATBSDC (2020). An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles Region. Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council LATBSDC, Los Angeles CA, USA
- Mander, J.B., Priestley, M.J. and Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering* **114**(8), 1804-1826
- Menegotto, M. and Pinto, P.E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. *Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Lisbon, Portugal, 15-22
- Moehle, J.P. (2005). Nonlinear analysis for performance-based earthquake engineering. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* **14**(5), 385-400
- NCh433 (2009). Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile
- SeismoBuild (2021) User manual - A computer program for seismic assessment of reinforced concrete framed structures. Seismosoft Ltd., Pavia, Italy (<https://seismosoft.com/>)
- SeismoMatch (2021). Seismosoft Ltd., Pavia, Italy (<https://seismosoft.com/ha>)
- SeismoStruct (2021). User manual - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Seismosoft Ltd., Pavia, Italy (<https://seismosoft.com/>)
- TBI (2017). Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings, TBI. Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER, College of Engineering, University of California, Berkeley CA, USA
- Vielma-Quintero, J. C., Carvalho, J. y Vielma J.C. (2023a). Evaluación comparativa de la respuesta sísmica de un edificio estructurado mediante diseño basado al desempeño. Monografía CIMNE IS 79, A.H. Barbat (ed.). Monografías de Ingeniería Sísmica. UPC, Barcelona, España
- Vielma-Quintero, J.C., Carvalho, J. and Vielma J.C. (2023b). Comparative assessment of performance-based design methodologies applied to a R.C. shear-wall building. *Buildings* **13**(6), 1492
- Vielma, J. C., Barbat, A.H. and Oller, S. (2010). Seismic safety of low ductility structures used in Spain. *Bulletin of Earthquake Engineering* **8**, 135-155
- Yang, T.Y., Moehle, J.P., Bozorgnia, Y., Zareian, F. and Wallace, J.W. (2012). Performance assessment of tall concrete core-wall building designed using two alternative approaches. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **41**(11), 1515-1531
- Zhong, K., Lin, T., Deierlein, G. G., Graves, R.W., Silva, F. and Luco, N. (2021). Tall building performance-based seismic design using SCEC broadband platform site-specific ground motion simulations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **50**(1), 81-98



# Análisis no lineal estático con empuje incremental para la evaluación del nivel de desempeño de una edificación típica habitacional de muros de hormigón armado

Static nonlinear analysis with incremental thrust for the evaluation of the performance level of a typical residential building with reinforced concrete walls

Fecha de entrega: 21 de noviembre 2023

Fecha de aceptación: 7 de mayo 2024

Ricardo Aguayo, Juan Carlos Vielma y Jorge Carvalho

Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Escuela de Ingeniería Civil, Avenida Brasil 2147, Valparaíso, Chile, [ingcivilaguayo@gmail.com](mailto:ingcivilaguayo@gmail.com), [juan.vielma@pucv.cl](mailto:juan.vielma@pucv.cl), [jorge.carvalho@pucv.cl](mailto:jorge.carvalho@pucv.cl)

*El análisis estático no lineal ha sido desarrollado en un edificio de hormigón armado para estudiar el comportamiento a flexo-compresión de los muros de corte y estimar el daño a partir del cumplimiento de estados límites definidos en el documento de Diseño basado en desempeño de ACHISINA. Un modelo refinado de fibra distribuida ha sido incorporado en toda la altura del edificio considerando el comportamiento confinado del hormigón a partir del detallamiento de las secciones estructurales. Un diafragma rígido ha sido considerado en la estructura para modelar el comportamiento de la losa de hormigón armado. El método N2 ha sido implementado considerando la demanda sísmica en formato aceleración - desplazamiento a partir del espectro de desplazamiento establecido en el DS61, redactado posteriormente al terremoto  $M_w = 8.8$  del Maule del 2010. Considerando los resultados, se concluye que la estructura obtiene un nivel de desempeño de ocupación inmediata para drifts cercanos al 5‰ en la dirección simétrica Y, mientras que en la dirección asimétrica X se observa una mayor cantidad de daños proporcional a un nivel de seguridad de la vida.*

*Palabras clave: análisis pushover, diseño basado en desempeño, demanda sísmica, método N2*

*The static nonlinear analysis has been developed for a reinforced concrete building to study the flexo-compression behaviour of the shear walls and estimate the damage beginning when the structures reach the limit state defined in ACHISINA performance-based seismic design document. A refined fiber model has been incorporated throughout the entire height of the building considering the confined behaviour of the concrete from the detailing of the structural elements. A stiff diaphragm has been considered in the structure to model the behaviour of the reinforced concrete slab. The N2 method has been implemented considering a seismic demand in acceleration displacement format based on the displacement spectrum establish in the DS61, enacted after the  $M_w = 8.8$  Maule Earthquake in 2010. Regarding this result, it is concluded that the building obtains an immediate occupancy performance level for drifts close to 5‰ in the symmetrical Y direction, a greater amount of structural damage, proportional to a life safety performance level, is observed.*

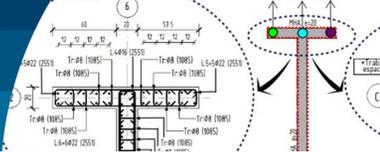
*Keywords: pushover analysis, performance-based design, seismic demand, N2 method*

## Introducción

La naturaleza sismogénica de Chile producto de la interfaz entre la placa de Nazca y Sudamericana, genera una elevada convergencia de -8.4 cm por año, con terremotos con un periodo de ocurrencia mayor que cualquier zona sísmica del mundo (DeMets *et al.*, 1990). Terremotos de elevada envergadura acontecen en 1985 ( $M_w = 8.0$ ), 2010

(8.8) y 2014 (8.2), de facto 14 terremotos generados desde 1900 promediando 1 cada 8 años (Lagos *et al.*, 2021). Implica la constante necesidad de supervisar y evaluar las herramientas de diseño sismorresistente con el propósito de producir estructuras con un desempeño sísmico adecuado para enfrentar terremotos a nivel de seguridad de la vida.





sísmica. SEAOC (2008) crea el comité visión 2000 para definir objetivos específicos en el diseño basado en desempeño. El SEAOC Blue Book después de terremotos devastadores en 1900, estipula los siguientes objetivos de desempeño que deben cumplir las estructuras: (1) Soportar un terremoto de baja envergadura sin daños, (2) deberán resistir un terremoto de media envergadura sin daños estructurales, pero podrían ocurrir daños no estructurales, y (3) soportar un terremoto de rara ocurrencia experimentado daños, sin alcanzar una condición de colapso.

La determinación precisa del comportamiento estructural durante el evento sísmico conlleva una incertidumbre asociada a la determinación del daño. No obstante, mediante análisis no lineales, es posible comprender el comportamiento a flexo-compresión de las secciones de hormigón armado, abarcando un amplio espectro de deformaciones hasta una posible condición de colapso.

Por ejemplo, el diseñador estructural podrá conocer la ubicación real de la zona crítica del edificio, que previamente fue elegida pero nunca verificada explícitamente en el diseño estructural (Lafontaine, 2020). Esta filosofía diseño últimamente ha sido potenciada por la guía de ACHISINA (2017), la cual permite definir las pautas básicas para llevar a cabo un *performance-based design*.

## Caso de estudio

Ubicado en la ciudad de Villa Alemana, este es un edificio de 14 pisos de altura con una altura máxima de 39.40 m, 2.55 m de altura de entrepiso y 2 niveles de subterráneos. De uso habitacional y construido completamente de muros de hormigón armado. Los muros del edificio son estructurados a partir de formas C, L o T, asimétricas principalmente, representativo de los edificios de muros de hormigón armado chilenos. Presenta espesores de 20 cm en la totalidad de la planta con la excepción de algunos muros perimetrales de 30 cm acoplados con vigas que reducen la excentricidad de la planta.

El edificio se encuentra fundado sobre suelo tipo D ( $180 \text{ m/s} < V_s < 350 \text{ m/s}$ ) y zona Sísmica 3 cercana a la zona de subducción. El diseño preliminar fue llevado a cabo considerando principalmente la NCh433 (2009), DS60 (2011) y DS61 (2011), a través de un análisis modal

espectral. Con un aspecto de forma mayor a 2.6 clasifica como *slender walls*, donde las deformaciones por flexión son las principales contribuyentes de las deformaciones laterales (Huang *et al.*, 2011).

## Modelación no lineal

El modelo en base a rótulas concentradas y fibras distribuidas han sido aplicados para la modelación estructural. Un modelo previo de rótulas concentradas llamado **M1** fue desarrollado de forma comparativa. Posteriormente un modelo de fibras distribuidas en muros más rótulas concentradas en vigas llamado **M2**, es utilizado para evaluar el desempeño final. Principalmente, el modelo de fibra busca representar el comportamiento no lineal por flexo-compresión de los muros de hormigón, discretizando la sección transversal en finitas fibras y la sección longitudinal en secciones de integración (Figura 1).



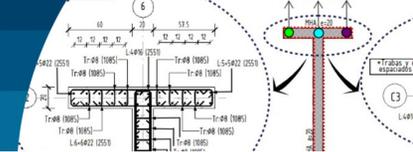
Figura 1: Discretización de las fibras distribuidas en la sección transversal (SeismoStruct, 2020)

Además, cada sistema de muro se encuentra unido por cachos rígidos para otorgar compatibilidad en deformación. En cada fibra la no-linealidad es definida a partir del diagrama de momento – curvatura que depende directamente del detallado de las secciones. El modelo de plasticidad distribuida permite desvincular al diseño estructural del concepto de longitud de plastificación, el cual ha sido ampliamente cuestionada su aplicabilidad.

Considerando el modelo constitutivo de análisis no lineal de los materiales se han empleado el modelo de Mander del hormigón (Mander *et al.*, 2011) y el modelo de Menegotto y Pinto (1973) para el acero. Se ha considerado el efecto P- $\Delta$  en análisis estructural.

## Definición de la demanda sísmica

Se emplea un enfoque determinístico en la determinación de la demanda sísmica, a diferencia del enfoque probabilístico ampliamente utilizado en el mundo. El terremoto del Maule del 2010 es considerado como SD (sismo de diseño) presentado en formato de aceleración – desplazamiento para su posterior aplicación en el método



N2 (Fajfar y Gašperšič, 1996). Este nivel de demanda sísmica es considerado como un terremoto raro con un periodo de retorno de 475 años. Se considera como nivel de sismo de diseño (SD), debido a que el desempeño exhibido por los edificios en 2010 fue de ocupación inmediata (Lagos *et al.*, 2012). Mientras que para el sismo máximo considerado (SMC) se tomará la deriva global del sismo de diseño multiplicada por 1.4, como lo dice el punto 3.5.2 del documento de ACHISINA (2017).

## Método N2 y performance point

Para evaluar el *performance point*, el método N2 fue aplicado sobre la estructura de forma bidireccional (Figura 2). Este enfoque determinístico facilita la evaluación del desempeño, a través de la superposición gráfica del espectro de capacidad (obtenido a partir de transformaciones modales) y el espectro de aceleración-desplazamiento (Dautaj *et al.*, 2015). El espectro de capacidad es previamente bi-linealizado a partir del método de compensación de Park (1988). Al determinar el *performance point* se conocerá la deriva global para evaluar el desempeño a nivel del SD. El método de Fajfar ha sido implementado, ya que permite una aplicación racional y práctica en la evaluación del desempeño sísmico (Dautaj *et al.*, 2015).

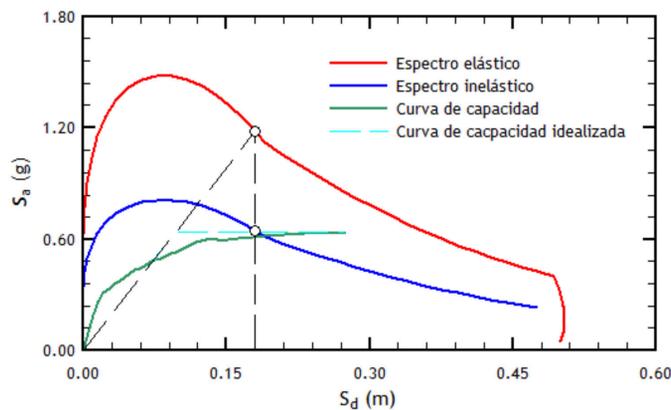


Figura 2: Determinación del performance point, método N2.

## Resultados y discusión Comparativa de técnicas de modelación

Una comparativa entre 2 técnicas de modelación expresadas en el modelo **M1** y **M2**, ha sido llevada a cabo para estudiar el comportamiento de la curva de capacidad.

La estructura fue analizada en ambas direcciones y sentidos, para ello fue necesario numerosas calibraciones en los parámetros de convergencia para la resolución de las ecuaciones no lineales y la obtención de la curva de capacidad. Principalmente se observa que la curva de capacidad del modelo **M1** sobrestima la capacidad resistente en comparación de la curva de capacidad del modelo **M2**. Comienza a ser prácticamente imposible, para el modelo **M2** de fibra distribuida, obtener la totalidad de la curva con degradación de resistencia. Precisamente cuando el modelo **M2** pierde la convergencia numérica simultáneamente se alcanza el peak de cortante basal en el modelo **M1** y degradando su resistencia.

## Análisis modal

Del análisis modal en la dirección Y, el periodo es de 0.56 s con un 64.89% de la masa traslacional. Para la dirección en X el periodo es de 0.65 s con un 64.40% de la masa traslacional. 50 modos fueron necesarios para mover el 95% de la masa participativa.

## Análisis de la curva de capacidad

Luego de aplicar el método N2 y obtener las demandas de diseño, estas se representarán gráficamente en la curva de capacidad (Figura 3). Las demandas de diseño se representan gráficamente mediante líneas continuas en color azul y rojo en los ejes Y e X, respectivamente. En cuanto a las líneas punteadas, estas reflejarán las demandas para el SMC, siendo en azul para el eje X y en rojo para el eje Y.

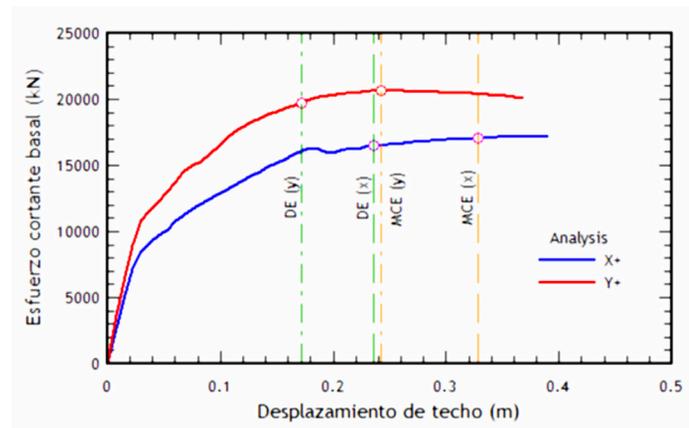
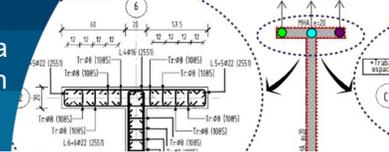


Figura 3: Análisis de la curva de capacidad en X (+) e Y (+)

Para la demanda de diseño, se registra una deriva global



en el eje X de 6.6‰ y de 4.8‰ en el eje Y. Mientras que para el SMC en X de 9.2‰ y 6.8‰. Para estos niveles de deformaciones se llevará a cabo el análisis a nivel local (deformaciones unitarias) y global (drift entrepiso). Se observa para drift cercanos al 5‰ el desempeño es de ocupación inmediata y para drift del 2‰ el desempeño es perfectamente operacional, con algunos elementos en fluencia, es decir, el comportamiento es prácticamente lineal. A través de caracterizaciones previas de edificios chilenos y el estudio dado la realidad sísmica, el desempeño exhibido es congruente con la investigación de Lagos *et al.* (2012), donde los edificios con índice de rigidez  $H_x/T$  entre 40 y 70 m/s y drift menores al 5‰ tuvieron una respuesta de ocupación inmediata para el terremoto del Maule del 2010.

### Nivel de desempeño a nivel global

Para evaluar el desempeño global estudiaremos los drift de entrepisos. Es necesario en primera instancia la modelación de un nodo de control en el centro de masa de cada nivel, conectado al muro más cercano mediante un cacho rígido. Esta técnica permite evaluar los drift para cada factor de carga. La línea verde y roja respectivamente representa drift del 5‰ y 7‰, que son los máximo valores para edificios con elementos no estructurales frágiles y dúctiles, respectivamente (Figura 4).

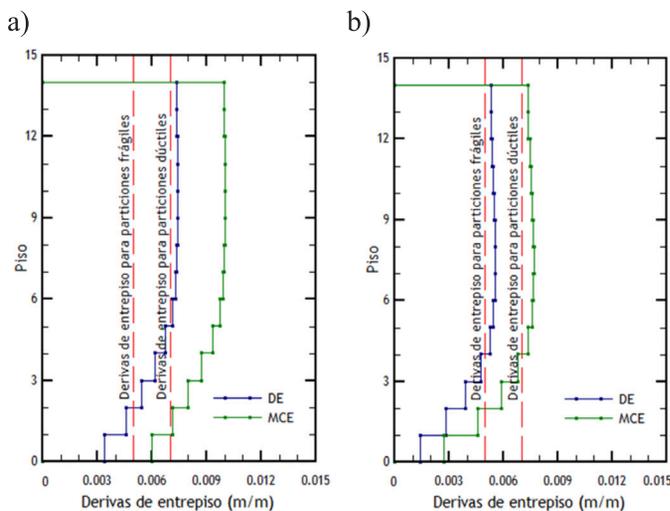


Figura 4: Derivas de entrepiso para SD y SMC, (a) para el análisis en dirección x y (b) para el análisis en la dirección y

Se observa que, para el SD en el eje Y (dirección rígida), se presentan drift menores al 7‰ y ligeramente más altos

que un 5‰, alcanzando los valores máximos en el piso 6 y 8. Mientras tanto, para la demanda MCE, los drift exceden los valores del 7‰. En la dirección X (dirección menos rígida), para el SD, los drifts exceden el límite de 7‰ para el estado de ocupación inmediata, concentrando los valores máximos en el 9no y 12avo piso. Los drift muestran un comportamiento inelástico con valores máximos en los pisos superiores, mientras que los drifts máximos elásticos ocurren a mediana altura.

### Nivel de desempeño a nivel de componentes

El análisis por deformaciones unitarias considera la redistribución de tensiones a medida que los elementos sufren daños. Este análisis pretende establecer conservadoramente la capacidad de deformación y resistencia para elevadas demandas sísmicas. Se presenta a continuación un sistema de muro estudiado en el cual se han medido las deformaciones unitarias en elevación en ciertos puntos específicos de la sección transversal (Figura 5).

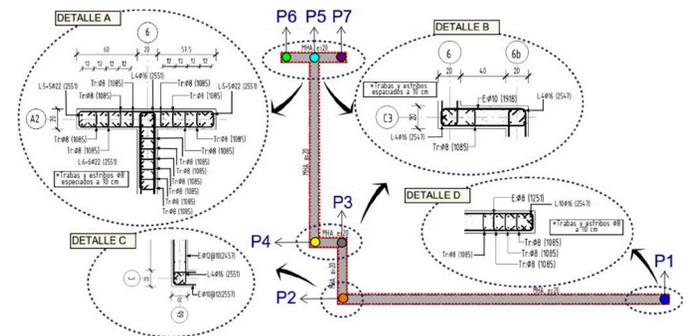
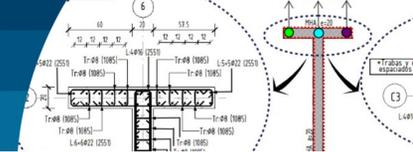


Figura 5: Muro con comportamiento desfavorable en X

Este muro ha sido seleccionado pues es el primer elemento estructural que inicia la fluencia en X, correspondiente al muro más largo en aquella dirección. Se verifica que en la dirección Y el muro cumple perfectamente los criterios de desempeño (limitación de deformaciones unitarias) para ambos niveles de demandas sísmicas. En otro escenario, en la dirección X+, dada la demanda sísmica, la cabeza de confinamiento P1 en el primer piso alcanza valores de deformación unitaria mayores que el 1.5%. Por tanto, es necesario estudiar esta sección que se considera la más desfavorable en el diseño estructural. Podría ser necesario aumentar el espesor de los muros para incrementar el nivel de confinamiento en la sección y así alcanzar un mejor



desempeño sísmico. Además, se realiza un análisis de la sección utilizando SAP2000 para determinar la capacidad de deformación, como lo dicta la práctica convencional. Aplicando el diseño basado en desplazamiento la demanda de drift alcanza un 8.2‰ en +X. Esto no es consistente con lo entregado en el análisis no lineal pues la punta P1 del muro alcanza el  $\epsilon_c = 0.008$  para un 5.2‰, es decir, el comportamiento no lineal acoplado infiere menor capacidad de deformación.

En la Figura 6, las líneas continuas ilustran las deformaciones unitarias a nivel SD, mientras que las líneas punteadas indican las deformaciones unitarias correspondientes al SMC. Mientras que, las líneas horizontales representan los valores de los estados límites (criterios de aceptación) definidos en el documento de ACHISINA. Para efectos de mejor visualización de las gráficas, se ha considerado la medición hasta el 9no piso, pues las deformaciones unitarias no representan daños significativos en pisos superiores.

La Figura 7 ilustra la progresión de los estados de daño en los complejos muros de corte del edificio estudiado a medida que se realiza un análisis de empuje en ambas direcciones X e Y, y en signos tanto positivos como negativos, a través de varios niveles de desplazamiento del centro de gravedad del techo. Nótese que, para edificaciones con muros de corte complejos, en los cuales no existe simetría ni regularidad estructural, es muy necesario que el análisis considere los dos signos (+ y -) ya que estos producen diferentes estados de daño a los muros de corte complejos. La Figura 7 presenta la evolución del daño producido en cada análisis, cada línea representa un análisis, con las derivas globales aumentando de izquierda a derecha.

## Conclusiones

El análisis no lineal trasciende las esferas ingenieriles, brindando un camino para alcanzar la resiliencia estructural y limitar los daños. El modelo físico no lineal desarrollado en SeismoStructure que permite una activación cromática de las secciones en respuesta al cumplimiento de estados límites de falla en los materiales, ofrece una manera efectiva y visualmente comprensible de identificar y resaltar zonas críticas afectas a daños. La aplicación del análisis no lineal podría conducir en una disminución sustancial de los

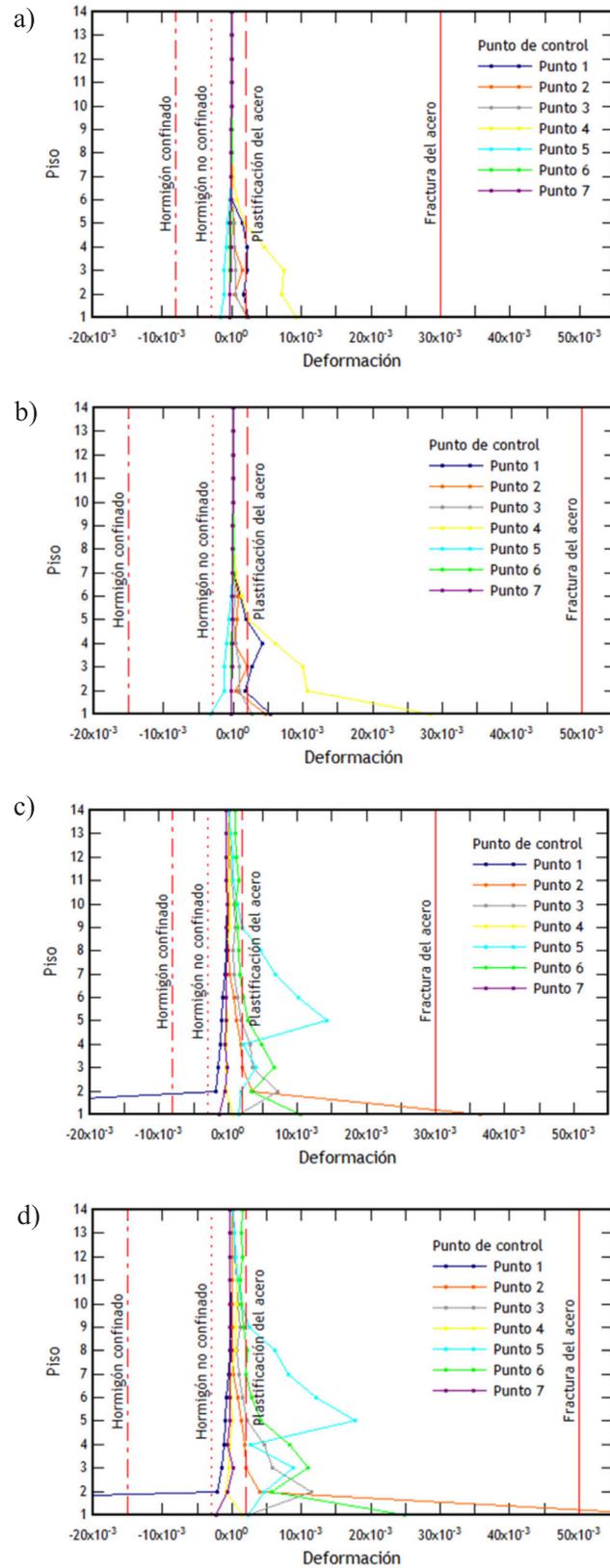


Figura 6: Deformaciones unitarias en elevación y comparación con estados límites para: (a) dirección X (+) bajo SD, (b) dirección X (+) bajo MCE, (c) dirección X (+) bajo SD y (d) dirección X (+) bajo MCE

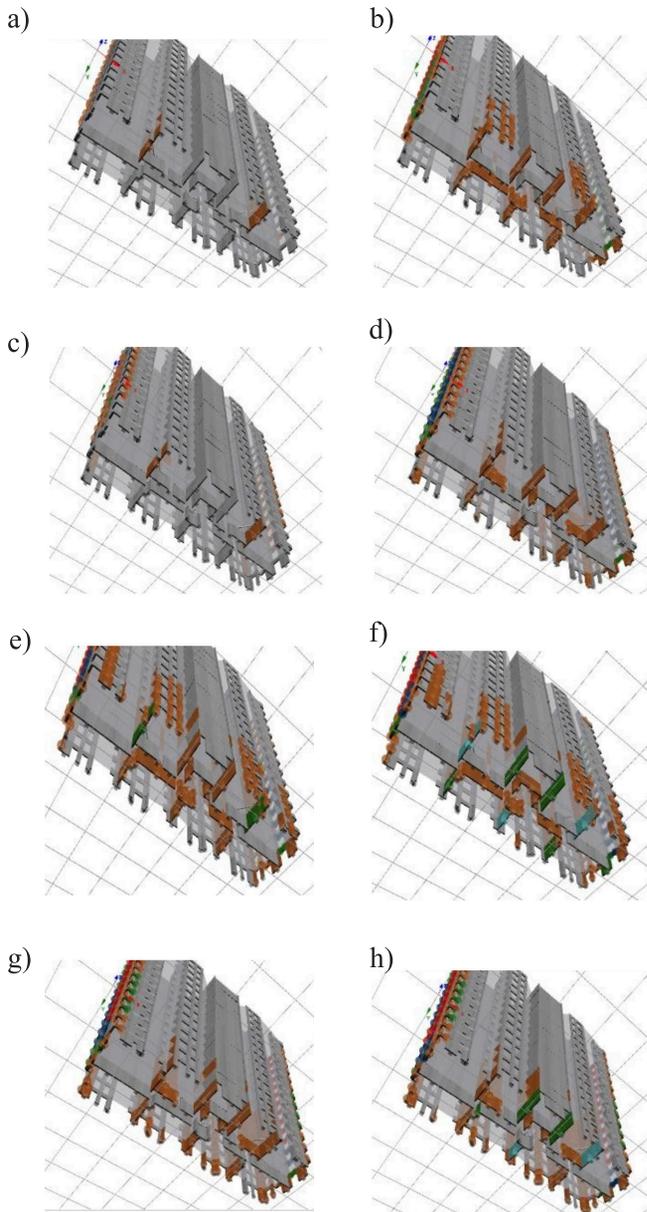
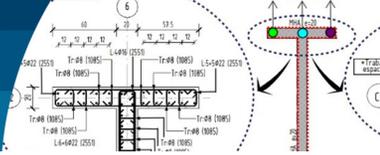


Figura 7: Activación cromática de las secciones para distintos niveles de deriva global. La gama de colores presentadas en los modelos es congruente con los colores de las gráficas de estados límites. (a) 0.002 in Y+, (b) 0.005 in Y+, (c) 0.006 in Y+, (d) 0.0068 in Y+, (e) 0.002 in Y-, (f) 0.005 in Y-, (g) 0.006 in Y-, (h) 0.0068 in Y-, (i) 0.002 in X+, (j) 0.005 in X+, (k) 0.0066 in X+, (l) 0.0092 in X+, (m) 0.002 in X-, (n) 0.005 in X-, (o) 0.0066 in X-, (p) 0.0092 in X-

costos asociados a daños y las tareas de restauración en la rehabilitación sísmica, considerando los daños como una variable de diseño.

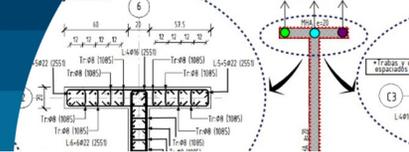
En la dirección asimétrica con respecto a X se exhibe una falla por flexión controlada por la compresión, mientras que en la dirección simétrica con respecto a Y, la flexión se ve influenciada por la tracción, aumentando la capacidad

de deformaciones en el techo, en contraposición a lo observado en X. Cuando la flexión es controlada por la tracción, proporcionamos un mayor nivel de seguridad de la vida. El estudio de la progresión de estados límites a nivel global permite entender el comportamiento sísmico en la degradación de rigidez, resistencia y ductilidad. Debido a los múltiples ajustes requeridos en los parámetros de convergencia para lograr la estabilización de las ecuaciones no lineales, se vuelve una tarea prácticamente inalcanzable para el modelo de fibra distribuida obtener la curva de capacidad con una degradación completa de la resistencia una vez que se ha alcanzado el peak máximo de cortante basal, a niveles de deriva global que rondan el 1%.

Considerando el análisis global de deformaciones en la dirección Y, el nivel de demanda de diseño lleva la estructura a un nivel de operación inmediata con drift de techos menor al 5%, consistente con el comportamiento global exhibido por los edificios de hormigón armado para el terremoto de Maule del 2010. Los desplazamientos de diseño disminuyen conforme aumenta la rigidez; en otras palabras, la rigidez constituye ser un factor principal para restringir los daños estructurales y lograr el nivel de ocupación inmediata para el SD, tal como ha sido demostrado por los edificios típicos chilenos de muros de hormigón armado. Además, las derivas inelásticas obtenidas del análisis no lineal al no estar controladas por factores de reducción ni de rigidez, permite establecer una limitación de daño de elementos no estructurales a elevados niveles de deformación.

Considerando el análisis local de las deformaciones unitarias, para la demanda sísmica de diseño determinada por el punto de desempeño (basado en el terremoto  $M_w = 8.8$  del Maule del 2010), es posible establecer que en la dirección desfavorable (X), el edificio exhibe un nivel de desempeño de seguridad de la vida, aunque existen ciertos niveles de daños que son congruentes con la definición de demanda sísmica definida en la NCh433 (seguridad de la vida). Por otro lado, en la dirección Y, las deformaciones unitarias no superan los límites establecidos en el documento de ACHISINA para los criterios de aceptación de ocupación inmediata. Es fundamental mencionar, que los estados de daños analizados no son representativos para sismos de naturaleza frecuente.

Basándonos en el estudio de la progresión del daño en la



estructura una vez que se han alcanzado los estados límites, se ha observado que el elemento estructural que inicia la fluencia en primer lugar es el muro más largo en cada dirección, seguido por la prematura fluencia de las vigas. A elevados niveles de deformación se comprometen en gran medida. Es importante que los diseñadores estructurales siempre diseñen de forma rigurosa el confinamiento en las cabezas a compresión, más allá de los límites mínimos normativos. Puesto que, en el análisis no lineal, los muros con asimetría complejas acoplados por un diafragma rígido presentan menor capacidad de deformación que lo reportado para el análisis convencional de diseño basado en desplazamiento establecidos en el DS61 (2011) que considera al muro con un comportamiento en cantiléver desacoplado.

Es importante enfatizar que el análisis no lineal tiempo historia, es la herramienta más precisa para determinar el desempeño sísmico de un edificio, pero presenta importantes limitaciones debido al extenso tiempo de procesamiento y post-procesamiento, siendo poco práctico para proyectos convencionales de diseño sismorresistentes. Por tanto, esta investigación presenta al análisis no lineal con empuje incremental como una alternativa con tiempos razonables de procesamiento de 45 a 30 min evaluando la capacidad de la estructura a elevados niveles de demanda sísmica y permitiendo verificar un adecuado diseño estructural con los métodos convencionales. Así garantizamos mayor seguridad sísmica en el diseño para edificios de cualquier altura, alejándonos de un panorama imprevisto de colapso.

## Referencias

ACHISINA (2017). Diseño sísmico basado en desempeño - Un procedimiento alternativo para el análisis diseño sísmico de edificios. Santiago, Chile

ASCE/SEI 7-16 (2017). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers ASCE, Reston VA, USA

Bertero, V. (1989). Lessons learned from recent catastrophic earthquakes and associated research. *First International Conference Torroja*, Madrid, Spain

Carvallo, J. and Alcaíno, P. (2012). Behavior of reinforced concrete buildings in Viña del Mar. Lessons of February 27<sup>th</sup> 2010 Earthquake. *15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal

Dautaj, A., Kabashi, N. and Sadiku, H. (2015). Method N2-According to Fajfar. *International Journal of Civil and Structural Engineering* 2(2), 363-369

DeMets, C., Gordon, R.G., Argus, D.F. and Stein, S. (1990). Current plate motions. *Geophysical Journal International* 101(2), 425-478

DS60 (2011). Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga el DS118 de 2010. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile

DS61 (2011). Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga el DS117 de 2010. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile

Fajfar, P. and Gašperšič, P. (1996). The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 25(1), 31-46

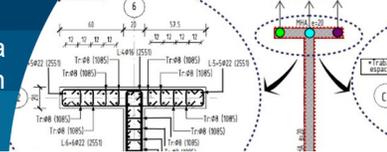
Huang, C.L., Li, Y.F., Lin, C.T. and Hsu, T.H. (2011). Analytical and pushover analysis for predicting nonlinear force-displacement relationships of slender RC walls. *Journal of the Chinese Institute of Engineers* 34(3), 415-428

Lafontaine, M. (2020). Diseño basado en desempeño de edificios. Seminario online Proyecto de actualización NCh433, ACHISINA, Santiago, Chile

Lagos, R., Lafontaine, M., Bonelli, P., Boroschek, R., Guendelman, T., Massone, L.M., Saragoni, R., Rojas, F. and Yañez, F. (2021). The quest for resilience: The Chilean practice of seismic design for reinforced concrete buildings. *Earthquake Spectra* 37(1), 26-45

Lagos, R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Guendelman, T., Massone, L., Boroschek, R. and Yañez, F. (2012). Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Buildings* 1(3), 181-194

Mander, J.B., Priestley, N. and Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering* 114(8), 1804-1826



Massone, L.M. and Bass, E. (2020). Dynamic shear amplification of reinforced concrete coupled walls. *Engineering Structures* **220**, 110867

Massone, L.M., Bonelli, P., Lagos, R., Lüders, C., Mohle, J. and Wallace, J.W. (2012). Seismic design and construction practices for RC structural wall buildings. *Earthquake Spectra* **28**(S1), 245-256

Menegotto, M. and Pinto, P.E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. *Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Lisbon, Portugal, 15-22

Montoya-Coronado, L.A., Biondini, F., Titi, A. y Bairán, J.M. (2017). Efecto de los modos altos de vibración en la respuesta sísmica no lineal de edificios de concreto. *2<sup>do</sup> Congreso Nicaragüense de Ingeniería Sísmica*, Managua, Nicaragua

NCh433 (2009). Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile

Park, R. (1988). Ductility evaluation from laboratory and analytical testing. *9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan, vol. 8, 605-616

Plaza, R.E. (2017). *Modelación no lineal, bidimensional y tridimensional de un edificio de hormigón armado*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile

SEAOC (2008). Performance based seismic engineering of buildings. SEAOC Vision Committee. Sacramento CA, USA

SeismoStruct (2020). A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures (V2020). Seismosoft, Pavia, Italy

Suquillo, B., Rojas, F. and Massone, L. (2018). Study of the seismic performance of a RC building with damage during the Mw 8.8 earthquake in 2010. *16<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, Thessaloniki, Greece

Telleen, K., Maffei, J., Willford, M., Aviram, A., Huang, Y., Kelly, D. and Bonelli, P. (2012). Lessons for concrete wall design from the 2010 Maule Chile earthquake. *International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake*, Tokyo, Japan, 1766-1777

Vielma, J.C., Barbat, A.H. y Oller, S. (2006). Factores de reducción de respuesta. Estado del arte y estudio comparativo entre códigos. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras* **11**(1), 77- 106

# Pedro Ortigosa de Pablo

## Ingeniero Civil

1942-2024



El 6 de enero del año 2024 falleció el destacado ingeniero geotécnico Pedro Ortigosa de Pablo, Ingeniero Civil de la Universidad de Chile, MSc del MIT, con más de 50 años de actividad en las áreas de geotecnia, dinámica de suelos e ingeniería de fundaciones, socio y Director de Sochige. Fue ingeniero

de la sección estructuras de ENDESA, ingeniero de investigación y director del Instituto de Investigaciones y Ensayos de Materiales IDIEM de la Universidad de Chile, *research assistant* en el MIT, Profesor titular de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones en la Universidad de Chile. Fundador de la empresa consultora Petrus. Autor y coautor de más de 1500 estudios geotécnicos para obras de ingeniería civil en las áreas de edificación, minería, industria e infraestructura vial y portuaria. Además, autor de numerosas publicaciones relacionadas con densificación de arenas por vibración, licuación de suelos, micro regionalización sísmica, empujes de tierra, fundaciones de grandes estructuras, entibaciones y socialzados, comportamiento de suelos finos bajo cargas cíclicas, suelos expansivos, comportamiento estático y sísmico de suelos granulares gruesos y varios otros temas. Tuvo una importante participación en el Metro de Santiago, tren Merval y varios puertos del país. Pedro Ortigosa fue uno de los más importantes ingenieros geotécnicos de Chile en los últimos 40 años, profesor de varias generaciones de ingenieros y un activo colaborador de la difusión del conocimiento de la geotecnia en el país. Fue miembro del Comité Organizador de la IX Conferencia Panamericana de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones realizada en Valparaíso, Chile en mayo de 1991.

Don Pedro Antonio Ortigosa de Pablo nació el 13 de junio de 1942, siendo el mayor de 5 hermanos. Creció con sus padres en la ciudad de Rancagua y su educación escolar la realizó en el colegio Hermanos Maristas Rancagua, donde adelantaba materia los veranos para salir unos años antes que sus compañeros. Posteriormente fue a la Escuela de Ingeniería de la Universidad de Chile donde obtuvo el título de Ingeniero Civil en 1966. Luego obtuvo un magister MSc en el Massachusetts Institute of Technology MIT en EEUU bajo la supervisión del Prof. Robert Whitman. Cabe indicar que sus trabajos de investigación en el MIT se encuentran citados en los clásicos libros *Mecánica de Suelos de Lambe y Whitman (1969)* y *Principles of Soil Dynamics de Das (1993)*. Es importante destacar que Don Pedro fue parte del inicio del desarrollo de la investigación en Dinámica de Suelos a nivel mundial, después de los grandes terremotos de Valdivia en Chile en 1960, Niigata en Japón en 1964 y Anchorage en Alaska EEUU en 1964. Don Pedro fue fundamental en la norma sísmica chilena de 1972, al incorporar efectos dinámicos del suelo en la respuesta sísmica. Por todo lo anterior, Don Pedro es considerado el fundador de la Dinámica de Suelos Sísmica en Chile.

Don Pedro, o “Perico” como le decían sus amigos, era una persona y un profesional con absoluta seguridad de sí mismo, con ética personal y de trabajo, voluntad de hierro y franqueza en el trabajo puro y duro, donde sus clientes de pequeños a grandes estaban seguros en fundar sus proyectos y sus alumnos seguros en sus enseñanzas. Siendo esta especialidad una mezcla de constantes dificultades, tanto por la variabilidad de las estratigrafías y parámetros del subsuelo, a muchos los dejaba ensimismados en el *zoom in* cuando se debe aplicar el *zoom out* primero. Como decía Don Pedro, hay que ver el animal en su conjunto y su entorno, y luego lo despostamos. Para problemas geotécnicos complejos de abordar para un ingeniero civil, asentaba soluciones inteligentes, factibles, claras, seguras y de acuerdo con las mejores prácticas de la ingeniería.

Don Pedro se consolidó como un hombre estudioso, ingeniero, un actor en sus clases y charlas, lúdico total, un maestro. Su arduo trabajo lo expandió al mito como profesor, mentor de tesis y contraparte de colegas, siendo un hombre intenso desde su amado ámbito de trabajo geotécnico a su carácter, a veces indómito, de ir y venir de sentimientos, pero cruzado ese camino existía un mar de recompensas de aprendizaje personal y de geotecnia inconmensurables.

Otra derivada corresponde a un ingeniero solucionando problemas de pequeña a gran envergadura, entregando con su grano de arena, riqueza y progreso a esta nación, más allá del justo cumplimiento de la profesión, tanto es así que obtuvo la Condecoración Presidente Balmaceda en grado de Gran Oficial otorgada por el Ministerio de Obras Públicas (2010). Además, recibió los premios a la excelencia otorgado por Achisina (2010), Ingeniero del año otorgado por la Asociación de Ingenieros Consultores de Chile (2015) y Socio Honorario de Sochige (2018).

Su obra está plasmada en sus cursos de la Universidad de Chile, en sus cursos dictados al MOP, en sus cursos a empresas, diversos artículos de investigación e informes de mecánica de suelos de Petrus, empresa que fundó en los años 1970s. Uno de sus últimos grandes proyectos fue el puente colgante sobre el Canal de Chacao. Entre sus obras más destacadas está la sección de diseño sísmico de puentes y estructuras sísmicas del Volumen 3 del Manual de Carreteras del MOP, la cual es un referente obligado en la ingeniería práctica.

Según su socio, Sr. Claudio Martínez, era impresionante como dejaba su visión en gráficos y dibujos a escala, detallaba en breve tiempo soluciones complejas que tomaría una semana de trabajo llegar a ellas. Sus conversaciones en Petrus de pocos minutos aclaraban conceptos y direcciones de análisis. Al detectar incoherencias paraba y obligaba a

averiguar e indagar más información, de lo contrario decía “hasta acá llegamos” (era su estrategia para desafiar y abordar el tema de manera correcta). En terreno cambiaba su carácter diametralmente al de un ingeniero de oficina, se sentía plenamente realizado, faenando, martillando, tocando, palmando y ejecutando sus pruebas de campo.

El Prof. Wesley recuerda que Don Pedro se unió a su curso sobre suelos residuales en la Universidad de Chile el año 2005 y menciona que él contribuyó enormemente al curso haciendo muchas preguntas relevantes dándole así vida al curso.

A partir del 2010 se alejó de las aulas, aunque siguió trabajando en consultoría. Él será muy recordado y extrañado por la comunidad académica y de la ingeniería.

Su funeral fue en el parque del recuerdo donde fue cremado y sus cenizas lanzadas al océano Pacífico en Quintay y en la bahía de Valparaíso.

**Antonio Barrios, Petrus**

**Rodolfo Saragoni, Universidad de Chile**

**Luis Valenzuela, Consultor Geotécnico (ex Presidente de SOCHIGE y ex Vicepresidente de ISSMGE)**

**Felipe Villalobos, Universidad Católica de la Santísima Concepción**

## Selección de publicaciones

Ortigosa, P. (2011). Seismic settlements and permanent tilting in shallow foundations. *5<sup>th</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering* 5ICEGE, ISSMGE and SOCHIGE, R. Verdugo (ed.), Santiago, Chile, 267-279

Ortigosa, P. (2005). Seismic earth pressure including soil cohesion. *16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, Japan, 2699-2702

Ortigosa, P. and Kort, I. (2001). Settlements of buildings in the gravel of Santiago (Chile). *15<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Istanbul, Turkey, vol. 4, 2833-2836

Ortigosa, P. (2001). Seismic densification in Antofagasta Harbour, Chile. *15<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Istanbul, Turkey, 2829-2832

Ortigosa, P. (1998). The Santiago subway: A geotechnical experience in coarse soil. Geotechnical Special Publication 86, ASCE – GEO Institute, USA

Ortigosa, P. y Hettich, A. (1997). Ensayos de resistencia pasiva a gran escala. *IV Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, UFSM y Sochige, Valparaíso, Chile

Kort, I. and Ortigosa, P. (1995). Foundation of the CTC building on the Santiago gravel. *10<sup>th</sup> Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Guadalajara, Mexico, vol. 2, 1218-1229

Retamal, E., Ortigosa, P. and Fernández, J.M. (1994). Three dimensional analysis of houses on expansive soils. *XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, India, 1507-1510

- Retamal, E., Ortigosa, P. y Fernández, J.M. (1993). Viviendas de albañilería sobre suelos expansivos. *III Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, Universidad de la Serena y Sochige, La Serena, Chile, vol. 1, 63-74
- Ortigosa, P. y Musante, H. (1993). Análisis de los corrimientos del Sitio Cero del Puerto de San Vicente. *III Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, Universidad de la Serena y Sochige, La Serena, Chile, vol. 2, 553-572
- Acevedo, P. and Ortigosa, P. (1992). Local soil modelling. *Revista Geofísica* **37**, 63-80
- Retamal, E., Rakela, M. y Ortigosa, P. (1989). Predicción de movimientos verticales en suelos finos bajo condiciones de humedad y cargas variables. *II Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, Sochige, Santiago, Chile, vol. 1, I-47-I-60
- Ortigosa, P. y Retamal, E. (1989). Densificación sísmica de rellenos: evaluación para proyecto en el puerto de Antofagasta. Homenaje a Rodrigo Flores Álvarez. *Anales de la Universidad de Chile* **21**, 159-190
- Retamal, E., Musante, H. and Ortigosa, P. (1989). The behaviour of earth dams in Chile during the 1985 earthquake. *12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, Brazil, 1995-2000
- Retamal, E., Ortigosa, P. and Acevedo, P. (1988). Swelling prediction compared with in-situ measurements in Santiago, Chile. *6<sup>th</sup> International Conference on Expansive Soils*, New Delhi, India, vol. 1, 115-120
- Ortigosa, P. (1987). Plate tests on gravels. *VIII Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cartagena, Colombia, vol. 3, 607-619
- Ortigosa, P., Retamal, E., Musante, H. y Quiroz, A. (1986a). Asentamientos por compactación de rellenos debidos a sollicitaciones sísmicas. *4<sup>as</sup> Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Viña del Mar, Chile
- Ortigosa, P., Retamal, E., Acevedo, P. e Hidalgo, E. (1986b). Aspectos geotécnicos en los malecones de los puertos de Valparaíso y San Antonio. *4<sup>as</sup> Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Viña del Mar, Chile
- Ortigosa, P., Musante, H. and Retamal, E. (1985). Cyclic plate tests on granular soils. *11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco CA, USA, 917-920
- Musante, H., Ortigosa, P. y Hasson, M. (1983). Asentamientos de viviendas en suelos finos por saturación post construcción. *Revista IDIEM* **22**(3), 111-132
- Acevedo, P., Ortigosa, P. y Vera, P. (1983). Primeras experiencias chilenas con el presiómetro. *Revista IDIEM* **22**(2), 57-70
- Ortigosa, P., Salsilli, R., Musante, H. y Retamal, E. (1983). Comportamiento de arcillas sometidas a cargas cíclicas. *Revista IDIEM* **22**(1), 17-36
- Retamal, E., Ortigosa, P. and Schulz-Poblete, M.V. (1981). Underpinning of buildings on the Santiago Gravel. *10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Sweden, 139-141
- Ortigosa, P., Musante, H. and Kort, I. (1981). Mechanical properties of the gravel of Santiago. *10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Sweden, 545-548
- Poblete, M., Ortigosa, P. y Retamal, E. (1981). Pruebas de carga a escala natural en rieles de grúas. *Revista IDIEM* **20**(2), 85-96
- Poblete, M., Ortigosa, P., Caiozzi, P. y Scholz, A. (1981). Características elásticas de la grava fluvial de Santiago determinadas por mediciones de asentamientos en edificios altos. *Revista IDIEM* **20**(2), 71-84
- Ortigosa, P. (1980). Análisis simplificado de desplazamientos por cargas cíclicas en fundaciones. *Revista IDIEM* **19**(1), 17-30
- Ortigosa, P. y Meza, M. (1980). Empujes sobre elementos de contención inducidos por compactación de rellenos. *Revista IDIEM* **19**(3), 123-140
- Ortigosa, P. y Daneri, A. (1979). Efecto del giro de fundación en marcos metálicos. *Revista IDIEM* **18**(2), 69-90
- González, R. y Ortigosa, P. (1977). Restricción lateral del suelo con pilas de fundación. *Revista IDIEM* **16**(2), 73-102
- Ferrel, O. y Ortigosa, P. (1975). Dispersión de resultados en ensayos de mecánica de suelos. *Revista IDIEM* **14**(3), 109-132
- Binder, R. y Ortigosa, P. (1975). Influencia de asentamientos diferenciales en un marco espacial: Parte III. *Revista IDIEM* **14**(2), 57-82
- Binder, R. y Ortigosa, P. (1975). Influencia de asentamientos diferenciales en un marco espacial: Parte II. *Revista IDIEM* **14**(1), 1-26

Fernández, A., Guendelman, T. y Ortigosa, P. (1974). Influencia de asentamientos diferenciales en un marco espacial: Parte 1. *Revista IDIEM* **13**(3), 129-154

Ortigosa, P., Fahrenkrog, C. y Musante, H. (1973). Mediciones de empuje de tierras en la línea 1 del Metropolitano de Santiago. *Revista IDIEM* **12**(2), 61-92

Ortigosa, P. (1972). Licuación de arenas sometidas a vibraciones horizontales. *Revista IDIEM* **11**(3), 137-162

Lee, K., Ortigosa, P., Diazo, C. y Vergara, R. (1972). Durante el sismo de mayo de 1960. *Revista IDIEM* **11**(2), 93-124

Musante, H. y Ortigosa, P. (1971). Efecto de las condiciones de borde en el ensayo triaxial de carga cíclica no drenada. *Revista IDIEM* **10**(1), 1-28

Ortigosa, P. and Whitman, R.V. (1968). *Densification of sand by vertical vibrations with almost constant stresses*. Publication 206, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, USA



# SISTEMAS FLEXIBLES PARA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

**Sistema TECCO®:  
Acero de alta Resistencia  
para taludes inestables**

**Geobrugg Andina SpA.**

Coronel Pereira N°72, OF 401  
CL Las Condes, Santiago  
[www.geobrugg.com](http://www.geobrugg.com)

**BRUGG**  
Geobrugg 

Safety is our nature

## Guía para publicar en Obras y Proyectos

1. Los artículos enviados deben ser originales y no haber sido publicados antes ni estar en proceso de revisión por otra publicación. Una vez que el artículo es recibido conforme a los puntos detallados más abajo, éste será enviado a revisores externos, expertos en los temas específicos que trata el artículo. Los autores tienen la responsabilidad de reconocer y declarar cualquier conflicto de intereses que pudiera sesgar su trabajo, por ejemplo, indicando fuentes de financiamiento y apoyo.
2. El artículo deberá tener una extensión máxima de 8000 palabras. No se exige un formato específico, pero se sugiere usar tamaño de letra 12, tipo de letra Times New Roman y espaciamiento doble. Se pide claridad tanto en lo escrito, o sea, buena redacción con una secuencia lógica de lo que se presenta, como en las figuras, gráficos, tablas y fotos.
3. Los artículos deberán tener en su primera página el título, el nombre y apellido del o los autores, además de la afiliación, dirección postal y electrónica de todos los autores. El título debe estar en castellano y en inglés.
4. El resumen o abstract no debe exceder las 250 palabras y debe apuntar a los aspectos claves del artículo y dar una síntesis de las aplicaciones y conclusiones más importantes que el artículo entrega. El abstract debe ser una traducción correcta del resumen al inglés. Se deben incluir palabras claves tanto en castellano como en inglés.
5. Las referencias deben estar completas y correctas. Las referencias citadas en el texto, figuras y tablas deben estar incluidas en las referencias al final del artículo y viceversa. En el texto, figuras y tablas, las referencias deben citarse como Martínez (2008) o (Goodell y Warren, 2006). Para más de dos autores deben indicarse como (Van Abeelen *et al.*, 2008). Al autor de un mismo año deben diferenciarse usando 2010a, 2010b, etc. El estilo de las referencias debe seguir los esquemas siguientes:

Moffat, R., Correia, N. and Pastén, C. (2016). Comparison of mean shear wave velocity of the top 30 m using downhole, MASW and bender elements methods. *Obras y Proyectos* **20**, 6-15

Escribano, D.E. and Nash, D.F.T. (2015). Changing anisotropy of  $G_0$  in Hostun sand during drained monotonic and cyclic loading. *Soils and Foundations* **55**(5), 974-984

Kausel, E. (2017). *Advanced structural dynamics*. Cambridge University Press

6. Las tablas y fórmulas (ecuaciones) deberán ser numeradas secuencialmente en el mismo orden en que aparecen en el texto, con números arábigos y haciendo referencia a ellas como: Tabla 1, Tabla 2; (1), (2)...etc. para fórmulas, según corresponda. En el caso de las tablas, ellas no deben duplicar los resultados presentados en gráficos y el título debe colocarse en la parte superior. El sistema de unidades a emplear será el Sistema Internacional (SI).
7. Las figuras pueden incluir gráficos, esquemas y diagramas. Las figuras deben enviarse en una condición lista para su publicación, con calidad de impresión láser. Si son fotografías, deben ser de alta calidad. Deben numerarse en forma secuencial: Figura 1, Figura 2 o Foto 1, Foto 2, etc. y su título deberá colocarse en la parte inferior. Las figuras deberán ser mencionadas dentro del texto antes de que aparezcan.
8. Las opiniones vertidas en los artículos publicados en Obras y Proyectos son de exclusiva responsabilidad del autor o los autores de los mismos y no reflejan necesariamente los puntos de vista del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de la Santísima Concepción, UCSC.
9. El envío de un artículo a la revista Obras y Proyectos implica que los autores aceptan transferir el derecho de autor de sus artículos a la UCSC siempre y cuando el artículo sea aceptado para publicación. El derecho de autor cubre los derechos exclusivos para la reproducción y distribución del artículo, incluyendo re-impresiones, reproducciones fotográficas, microfilms, escaneo de documentos o cualquier reproducción de naturaleza similar así como traducciones. Permisos para usar figuras que no son de propiedad de los autores deben ser obtenidos por el autor en forma previa al envío del artículo.

## Obras y Proyectos guidelines for authors

1. The articles submitted should be original and not have been published before nor be in a revision process for other publication. Once the article is received complying with the points detailed below, it will be sent to external reviewers, experts in the specific subject of the article. The authors are responsible for recognising any conflict of interest which might bias the work, for example, naming sources of funding and support.
2. Articles should not have more than 8000 words. No specific format is obligatory, but it is suggested the use of letter size 12, Times New Roman letter type and double spacing. It is required to write with clarity, which means to follow a logical sequence of what is written. It is also needed clear figures, plots, tables and pictures.
3. Articles should include in the first page the title, name and surname of the authors as well as the affiliation, postal and electronic address of all the authors. The title has to be written in Spanish and English.
4. The abstract should not exceed more than 250 words and should address the key points of the articles and gives a brief resume of the application and main article conclusion. The abstract has to be a correct translation from the Spanish. Keywords have to be included in English and Spanish.
5. The references have to be complete and correct. The references cited in the text, figures and tables have to be included in the reference list at the end of the article and vice versa. In the text, figures and tables, references should be written as Martínez (2008) or (Goodell and Warren, 2006). For more than two authors it should be cited as (Van Abeelen *et al.*, 2008). If the same authors cited have more than one publication the same year, it should be used 2010a, 2010b, etc. The style of the references should consider the following examples:

Moffat, R., Correia, N. and Pastén, C. (2016). Comparison of mean shear wave velocity of the top 30 m using downhole, MASW and bender elements methods. *Obras y Proyectos* **20**, 6-15

Escribano, D.E. and Nash, D.F.T. (2015). Changing anisotropy of  $G_0$  in Hostun sand during drained monotonic and cyclic loading. *Soils and Foundations* **55**(5), 974-984

Kausel, E. (2017). *Advanced structural dynamics*. Cambridge University Press, UK
6. Tables and formulae (equations) should be numbered sequentially in the same order as they appear in the text, with Arabic numbers and referring to them as: Table 1, Table 2, formula (1), formula (2)...etc., as appropriate. Tables should not repeat results presented in plots and the titles for tables put above the table. The unit system accepted is the International System IS.
7. Figures can include plots, sketches and diagrams. Figures should be sent ready for publication, laser print quality. Photographies and pictures should also be of high quality. Sequentially numbered as Figure 1, Figure 2 or Photography 1, Photography 2, etc. and the title for the figure put below the figure. Figures have to be mentioned in the text before they appear.
8. Opinions stated in the articles published in Obras y Proyectos are exclusive responsibility of the authors and they do not reflect necessarily the point of views of the Department of Civil Engineering of the Catholic University of Concepción, UCSC.
9. The submission of an article to Obras y Proyectos implicates that the authors accept to transfer the authors' rights of their articles to the UCSC only if the article is accepted for publication. The copyrights cover the exclusive rights for the reproduction and distribution of the article, including reprints, photographic reproductions, microfilms, scanning or any other similar production method as well as translations. Permissions to use figures which do not belong to the authors have to be obtained by the authors before submitting the article.



**30 años**  
al servicio de la región y el país

# EMPRO

Ensayos de Materiales y Prospecciones

**SUELOS - HORMIGONES - ASFALTOS**

## **Ingeniería**

Mecánica de Suelos  
Fundaciones  
Taludes  
Mejoramiento de Terreno

## **Control de Obras Civiles**

Densidad In Situ  
Hormigones  
Asfaltos

## **Prospección de Suelos**

Sondajes Marítimos  
Sondajes Terrestres  
Calicatas

## **Laboratorio Acreditado**

bajo NCh-ISO 17025 y  
registro vigente MINVU

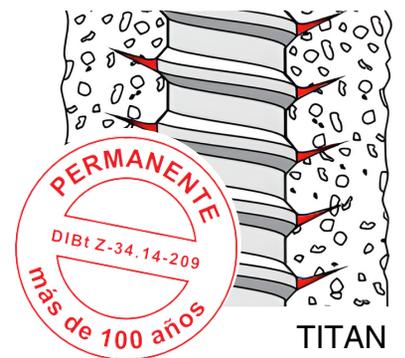
# Autoperforantes TITAN

¿Similar o equivalente?

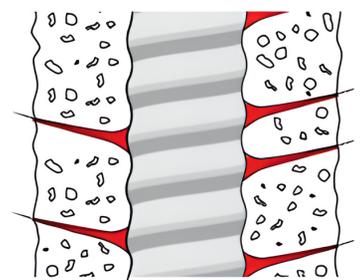
- Desde nuestra larga experiencia en la industria del acero y la geotecnia, hemos tenido conversaciones profundas con ingenieros sobre los términos "similar" y "equivalente". Hemos descubierto que una manera efectiva de entenderlos es comparándolos con la industria farmacéutica. Mientras que "equivalente" implica tener las mismas características que permiten la sustitución, "similar" se refiere a la semejanza sin la misma composición o dosis.

Esto es crucial en la industria del acero, un ejemplo de esto es que nuestros productos no pueden ser reemplazados por marcas similares, ya que es indispensable que sean equivalentes en su composición química y mecánicas para garantizar un rendimiento óptimo.

El Sistema de Barras Autoperforantes Ischebeck TITAN representa una solución de ingeniería innovadora, destacada por su eficacia y durabilidad. Este sistema se emplea principalmente en la instalación de micropilotes para cimentaciones y refuerzos de estructuras de contención, así como en la estabilización de taludes y otras aplicaciones especializadas.



TITAN



Similar

**FRIEDR. ISCHEBECK GMBH**

Avenida Echeñique 5839 oficina 504 La Reina - Santiago De Chile

[www.ischebeckchile.com](http://www.ischebeckchile.com)

Teléfono: (+56 2) 64690891





**Ferrara** sigue aumentando su abanico de soluciones geotécnicas, en esta ocasión les presentamos nuestra **Grúa Bauer MC32** para la ejecución de Muros Pantallas y Barrets. La ejecución de Muros Pantalla es una técnica ideal para entibación como también para la ejecución de paredes continuas impermeabilizantes.

En Chile su utilización es frecuente en obras como estacionamientos subterráneos, entibaciones, pasos bajo nivel, paredes de impermeabilización en embalses, sentinas de captación, etc.

En cuanto a los barrets, estas son la alternativa mecanizada a la ejecución de pilas y en ocasiones cuando los espacios son reducidos para la ejecución de pilotes.

**Ferrara** dispone de espesores desde 40cm hasta 80cm para la ejecución de esta tecnología.

## VENTAJAS

Permite ejecutar instalaciones en espacios reducidos.

Otorga impermeabilización y estanqueidad a las paredes de la excavación.

Se adapta a los sistemas típicos de anclajes postensados y pasivos.

Es posible utilizar el muro pantalla como muro perimetral del edificio, conectando losas, vigas, muros, etc al sistema de entibación.

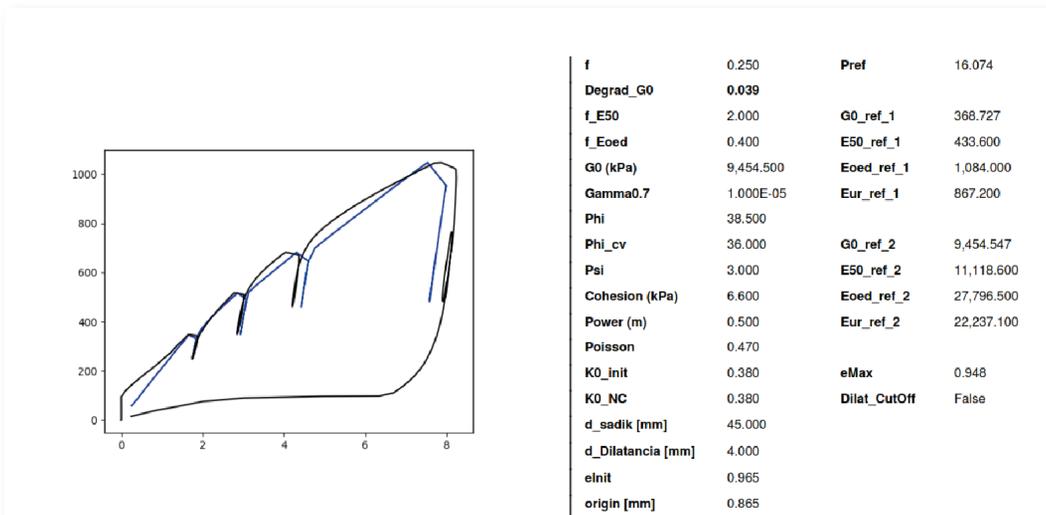


# Excelencia en Geotecnia



## Servicios

- > Estudios Geotécnicos
- > Diseño de Entibaciones y Socalzados
- > Modelación con Elementos Finitos
- > Diseño de Pilotes y Micropilotes
- > Estabilización de Taludes



Calibración de modelos constitutivos mediante presiómetro



Presiómetro