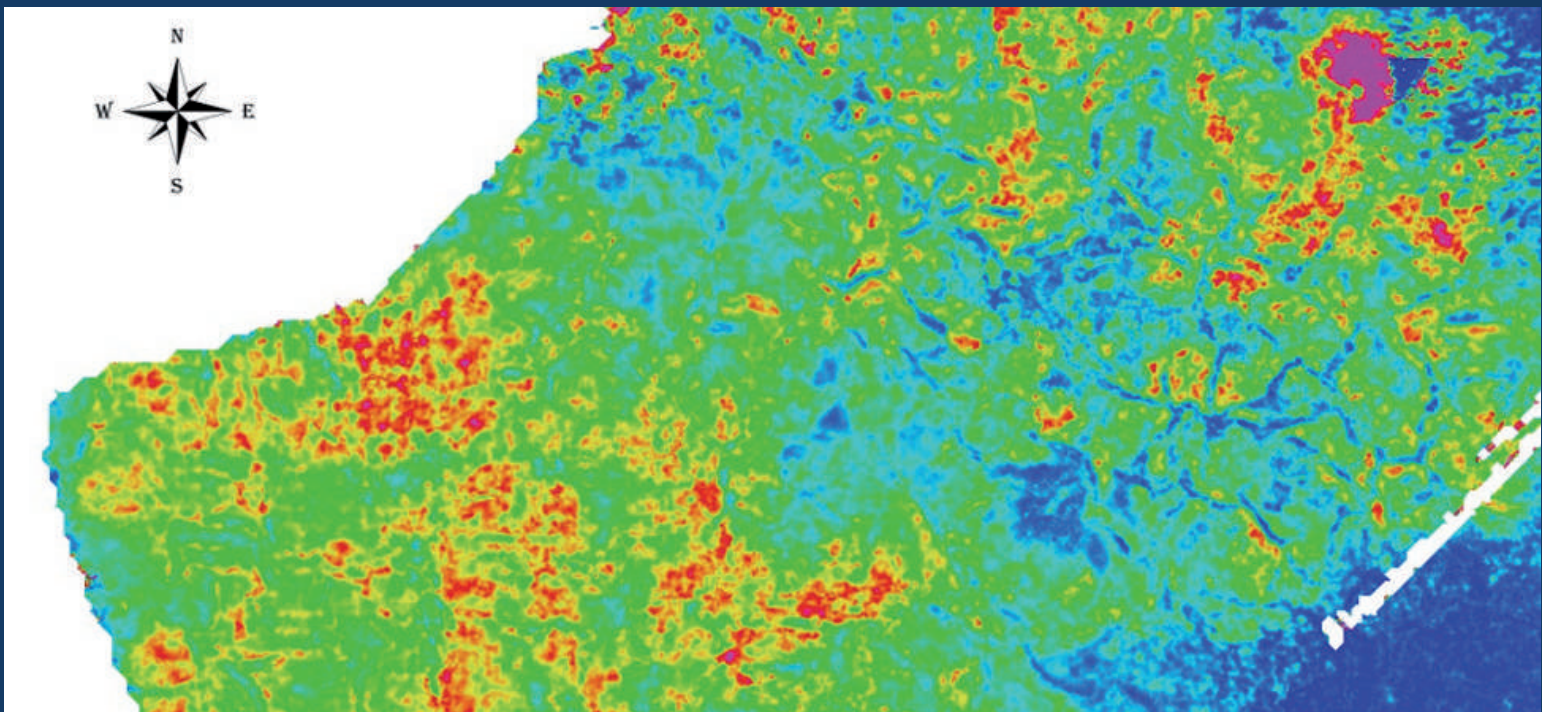




OBRAS Y PROYECTOS

REVISTA DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN



Evaluation of thickness estimation techniques in seismically thin beds

Evaluación de técnicas de estimación del espesor en estratos sísmicamente delgados

V. Ortiz, R. Abarca-del-Río, A. Belmonte-Pool and M. Miller

Nomographs to obtain three dimensional (3D) elastic displacements for deep circular tunnels

Nomogramas para obtener desplazamientos elásticos tridimensionales (3D) en túneles circulares

L. Equihua-Anguiano, M. Orozco-Calderón and V. Hernández-Madrigal

Scalping techniques in geomechanical characterization of coarse granular materials

Técnicas de corte para la caracterización geomecánica de materiales granulares gruesos

L. Dorador and F. Villalobos

Un método simplificado de predicción de hinchamiento de arcillas expansivas debido a cambios de humedad

A simplified method of swelling prediction for expansive clays due to moisture changes

P. Rodríguez

Método directo de diseño basado en desplazamientos (DDBD) aplicado a sistemas mixtos de hormigón armado

Direct displacement-based design method (DDBD) applied to reinforced concrete frame-wall systems

A. Morales

Análisis de la eficiencia de un amortiguador combinado sintonizado con incertidumbre en los parámetros sometido a una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias

Analysis of the efficiency of a combined tuned damper with uncertainty in the parameters subject to a high frequency content seismic excitation

G. Espinoza, G. Sagredo y A. Suazo

Análisis de la eficiencia de un amortiguador combinado sintonizado con incertidumbre en los parámetros sometido a excitaciones sísmicas de bajo contenido de frecuencias

Analysis of the efficiency of a combined tuned damper with uncertainty in the parameters subject to seismic excitations of low frequency content

G. Espinoza, S. Rivas y A. Suazo

Comportamiento térmico de mampostería de bloques de yeso hidrófugo con variación del espesor de revestimiento

Thermal behaviour of hydrofugated plaster block masonry with variation of coating thickness

J. Cavalcanti, P. Bezerra, Y. Póvoas y J. Aquino

Soluciones Geotécnicas

Obras civiles y Movimiento de tierras



SOENCO
SOLUCIONES GEOTÉCNICAS



Montaje Industrial

info@soenco.cl
www.soenco.cl

T: 41 2139 231
D: Jaime Repullo 326, Talcahuano - Chile

Edificio de Laboratorios Facultad de Ingeniería UCSC



MARCANDO PRESENCIA EN LA REGIÓN, CONSTRUCCIÓN DE GRANDES OBRAS EDUCACIONALES, HOSPITALARIAS E INDUSTRIA

icas **LTDA**
INGENIERIA Y CONSTRUCCION

CONTACTO

Bio Bío 12, San Pedro de la Paz

Fono: 41 3228226 - 984174632 / icas06@gmail.com

✓ **PROFESIONALES Y TÉCNICOS CALIFICADOS**

Más de 20 años de experiencia internacional nos avalan, profesionales altamente capacitados y reconocidos.



SONDAJES

ESTUDIOS

MONITOREO IN SITU

SONDAJE CPTu

SONDAJE DIAMANTINA HQ/HQ3

ENSAYOS IN-SITU

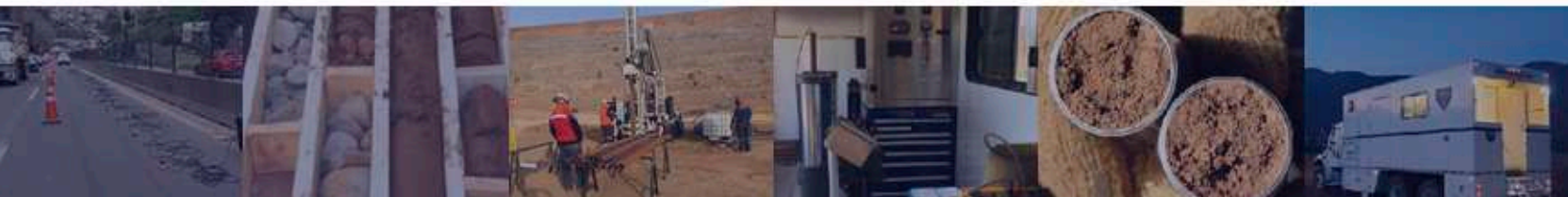
- Camiones CPTU de alta capacidad
- Equipos portátiles CPTu para zonas de difícil acceso
- Sondajes a rotación HQ/ HQ3
- Toma de muestras de suelo/agua
- Ensayos SPT
- Ensayos de placa de carga
- Instalación de piezómetros de casagrande y de cuerda vibrante
- Geofísicos (MASW, Remi, SPAC, Refracción)

Consúltanos por tu proyecto para evaluar alternativas

+569 87580155

contacto@Lmmg.cl

www.Lmmg.cl



Universidad Católica de la Santísima Concepción
Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil
Alonso de Ribera 2850, Campus San Andrés
Casilla 297, 4090541 Concepción, Chile

Editor

Dr. Felipe Villalobos
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Comité asesor

Dr. Óscar Link
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Arsenio Negro
Bureau de Projotos e Consultoria Ltda., 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
Dra. Luisa Equihua
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, 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
Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia
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

VCR Publicidad
vcrpublicidad@gmail.com
56 9 88823187

Contacto y envío de artículos

Contacto y envío de artículos
oyp@ucsc.cl
www.oyp.ucsc.cl

Avisos comerciales y suscripciones

Dr. Rafael Aránguiz
ranguiz@ucsc.cl
56 41 234 5310
\$15.000 bianual (US\$30, €30, £20)
Estudiantes \$5.000 (US\$ 10, €10, £7)
Valor ejemplar \$4.500 (US\$ 9, €9, £6)
Consultar promociones y ofertas

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.

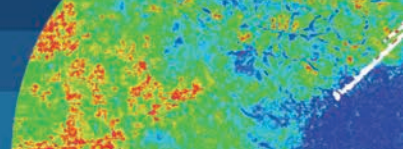
Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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, el editor envía la versión final a imprimir para luego aprobar la prueba de impresión.

Contenidos



- 6** Evaluation of thickness estimation techniques in seismically thin beds
Evaluación de técnicas de estimación del espesor en estratos sísmicamente delgados
V. Ortiz, R. Abarca-del-Río, A. Belmonte-Pool and M. Miller
- 12** Nomographs to obtain three dimensional (3D) elastic displacements for deep circular tunnels
Nomogramas para obtener desplazamientos elásticos tridimensionales (3D) en túneles circulares
L. Equihua-Anguiano, M. Orozco-Calderón and V. Hernández-Madrigal
- 24** Scalping techniques in geomechanical characterization of coarse granular materials
Técnicas de corte para la caracterización geomecánica de materiales granulares gruesos
L. Dorador and F. Villalobos
- 35** Un método simplificado de predicción de hinchamiento de arcillas expansivas debido a cambios de humedad
A simplified method of swelling prediction for expansive clays due to moisture changes
P. Rodríguez
- 45** Método directo de diseño basado en desplazamientos (DDBD) aplicado a sistemas mixtos de hormigón armado
Direct displacement-based design method (DDBD) applied to reinforced concrete frame-wall systems
A. Morales
- 58** Análisis de la eficiencia de un amortiguador combinado sintonizado con incertidumbre en los parámetros sometido a una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias
Analysis of the efficiency of a combined tuned damper with uncertainty in the parameters subject to a high frequency content seismic excitation
G. Espinoza, G. Sagredo and A. Suazo
- 66** Análisis de la eficiencia de un amortiguador combinado sintonizado con incertidumbre en los parámetros sometido a excitaciones sísmicas de bajo contenido de frecuencias
Analysis of the efficiency of a combined tuned damper with uncertainty in the parameters subject to seismic excitations of low frequency content
G. Espinoza, S. Rivas and A. Suazo
- 78** Comportamiento térmico de mampostería de bloques de yeso hidrófugo con variación del espesor de revestimiento
Thermal behaviour of hydrofugated plaster block masonry with variation of coating thickness
J. Cavalcanti, P. Bezerra, Y. Póvoas and J. Aquino



Evaluation of thickness estimation techniques in seismically thin beds

Evaluación de técnicas de estimación del espesor en estratos sísmicamente delgados

Fecha de entrega: 31 de enero 2020

Fecha de aceptación: 3 de septiembre 2020

Valentina Ortiz Bustos¹, Rodrigo Abarca-del-Río², Arturo Belmonte-Pool²
and Matthew Miller²

¹ Departamento de Ingeniería Mecánica, Facultad de Ingeniería, Universidad de Magallanes, Av. Bulnes 01855, Punta Arenas, Chile, valeortizbustos@gmail.com

² Departamento de Geofísica, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Concepción, Av. Esteban Iturra s/n, Casilla 160-C, Concepción, Chile, roabarca@udec.cl (Orcid: 0000-0002-2724-7754), abelmonte@dgeo.udec.cl, mmiller@dgeo.udec.cl

The quantitative estimation of rock strata thickness below the vertical seismic resolution limit is a great challenge for seismic exploration. Most previous studies are focused on thin layers interspersed within an infinite homogeneous rock which does not exhibit interference effects due to the presence of other rock strata. These cases are not representative of most real-life situations, so their results cannot be considered to be general. In this paper we experimentally evaluate the use of the peak instantaneous frequency, dominant frequency, and spectral decomposition attributes in the quantification of thin layers by using two simple isolated-layer wedge models and a third multilayer wedge model which simulates a stratified formation. We conclude that, in the presence of interference, only spectral decomposition would allow us to estimate the thickness of a thin layer, and even the thicker ones. However, its relationship with layer thickness is inverted when varying the elastic properties of the formation under evaluation, so this attribute should only be used in rock strata whose elastic properties remain approximately constant.

Keywords: seismic thickness, tuning, thin beds, peak instantaneous frequency, peak spectral frequency, spectral decomposition

La estimación cuantitativa de un estrato de roca bajo el límite de resolución sísmica vertical es un gran desafío para la exploración sísmica. La mayoría de los estudios se centran en capas delgadas intercaladas en una roca homogénea infinita, la cual no presenta efectos de interferencia desde otros estratos de roca. Estos casos no son representativos de la mayoría de las situaciones reales, por lo cual sus resultados no pueden considerarse generales. En este artículo se evalúa experimentalmente la utilización de los atributos peak de frecuencia instantánea, frecuencia dominante, y descomposición espectral en la cuantificación de capas delgadas mediante dos sencillos modelos de cuña de capa aislada y un tercer modelo de cuña multicapa, el cual, simula una formación estratificada. Concluyendo que bajo la presencia de interferencia, solo la descomposición espectral nos permitirá estimar el espesor de una capa delgada, incluso de capas gruesas. Sin embargo, su relación con el espesor se invierte al variar las propiedades elásticas de la formación evaluada, por lo cual, este atributo sólo debe ser utilizado en estratos de roca cuyos propiedades elásticas se mantengan aproximadamente constantes.

Palabras clave: espesor sísmico, tuning, estratos delgados, peak de frecuencia instantánea, frecuencia espectral máxima, descomposición espectral

Introduction

Seismically-thin layer reservoirs¹ are one of the most important targets in the exploration and exploitation of

hydrocarbons, but their identification, and the quantitative estimation of their thickness, is always a great challenge (Sun *et al.*, 2009). Above the vertical seismic resolution threshold, the quantitative estimation of layer thickness is made from the apparent thickness measurement (Kallweit and Wood, 1982), but in seismically-thin layers this

¹thinner than $\lambda/4$, where λ corresponds to the dominant wavelength

interval apparently stabilizes or decays as a result of the interference between the reflections from the top and the base of the rock stratum, a phenomenon known as the tuning effect. This phenomenon commonly occurs when a downgoing wave is reflected by multiple slightly-spaced interfaces. If the resulting upward reflections are superimposed, the reflected seismic energy will be altered and this interference changes the amplitude of the real geological response (Hamlyn, 2014).

Widess (1973) established that the detectable limit of thickness for an isolated layer corresponds to $\lambda/8$, but, in practice, $\lambda/4$ is usually considered as the limit of vertical seismic resolution in real rock strata, taking into account the influence of noise and the wavelet (Sun *et al.*, 2009).

Below the vertical seismic resolution limit, Widess (1973) showed that it is possible to quantitatively estimate, from the linear relationship between thickness and the reflection amplitude, the thickness of a thin layer in reservoirs formed by a thin layer of rock interspersed in an infinite homogeneous rock.

However, this technique is error-prone and highly dependent on the magnitude and phase determination of the reflection (Partyka *et al.*, 1999). Partyka *et al.* (1999) proposed a novel method to delineate the temporal thickness of a rock stratum and the geological discontinuities, by transforming the seismic data to the frequency domain, through the Fourier transform, in a more robust and phase-independent approach than the pioneering method developed by Widess (1973). Marfurt and Kirlin (2001), using an extension of the algorithm presented by Partyka *et al.* (1999), developed a set of attributes that permits a rapid quantification of the thickness of a thin layer. Liu and Marfurt (2006) determined experimentally that the thickness of a thin bed can be quantified by the instantaneous frequency peak attribute.

However, the cases considered by Widess (1973), Partyka *et al.* (1999), Marfurt and Kirlin (2001) and Liu and Marfurt (2006) are not representative of most real situations, because they only consider isolated rock strata, *i.e.* rock layers that do not present interference effects from other strata. Therefore, their results and conclusions cannot be considered to be general.

In order to observe and assess the different methodologies

in rock strata that present interference effects from other rock layers, this article evaluates the techniques to quantify the thickness of seismically thin layers proposed by Partyka *et al.* (1999), Marfurt and Kirlin (2001) and Liu and Marfurt (2006), using two simple wedge models and a third multilayer model, which simulates a stratified reservoir made up of several rock layers.

Spectral decomposition

Spectral decomposition is the representation or analysis of a seismic trace in the frequency and time domain. Time-frequency analysis, resulting from spectral decomposition, is the superposition of the wavelet spectra that occur as a function in time (Castagna *et al.*, 2003).

Partyka *et al.* (1999) and Partyka (2005), demonstrated the interpretative application of spectral decomposition in the characterization of a reservoir. The basic concept behind this technique is that seismic reflections from a thin layer have a characteristic expression in the frequency domain that is indicative of the temporal thickness of the layer. In this way, the thickness of a rock layer can be obtained from the amplitudes extracted from the discrete Fourier components.

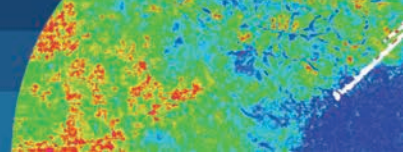
The value of the frequency component determines the period of nodes in the amplitude spectrum with respect to the thickness of a thin layer, in the form:

$$P_t = \frac{1}{f} \quad (1)$$

where P_t corresponds to the period of nodes in the amplitude spectrum with respect to the temporal thickness, and f represents the discrete Fourier frequency. Each thickness/velocity/frequency combination exhibits a characteristic relationship in the frequency spectrum. By choosing appropriately-low frequency components, the entire range of possible thicknesses is forced under the tuning thickness ($\lambda/4$), and therefore can be quantified using only the variability of the amplitude spectrum.

Dominant frequency

Marfurt and Kirlin (2001) developed an attribute that allows the simplification of the information provided by the spectral decomposition, the spectral frequency peak or dominant frequency. The spectral frequency peak is extracted from the spectrally-decomposed seismic data



and corresponds to the frequency, f , at which the amplitude $a_j(f, t)$, defined as:

$$a_j(f, t) = [u_j^2(f, t) + v_j^2(f, t)]^{1/2} \quad (2)$$

is maximum (Marfurt and Kirilin, 2001). This attribute, which captures the essence of the spectrum as a result of the intonation of the thin layers, is inversely related to the thickness of the rock layer, where low tuning frequencies will illuminate the thicker layers, and high tuning frequencies will highlight the thinner layers. However, in the same way as for the spectral decomposition method, the thickness estimate from the dominant frequency is limited by the seismic bandwidth (Partyka, 2001).

Instantaneous frequency peak

Instantaneous frequency is one of the basic seismic attributes derived from a seismic trace. The seismic trace can be considered as the real component of a complex trace, whose imaginary component can be generated by using the Hilbert transform. If $x(t)$ is a seismic trace and $y(t)$ is its Hilbert transform, then the complex trace is defined as:

$$z(t) = x(t) + iy(t) = R(t)e^{i\theta(t)} \quad (3)$$

where $R(t)$ denotes the instantaneous amplitude and $\theta(t)$ corresponds to the instantaneous phase. The instantaneous frequency is defined as:

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \frac{d\theta(t)}{dt} \quad (4)$$

(Taner *et al.*, 1979; Zeng, 2010).

The advantage of considering a seismic section as the real part of a complex function is that the seismic signal is decomposed into functions that distinguish the amplitude information of the original trace from the angular amplitude, phase and frequency information (Robertson and Nogami, 1984).

Liu and Marfurt (2006) proposed the use of the instantaneous frequency peak to quantify thickness, demonstrating experimentally (from a simple wedge model) that the instantaneous frequency peak, calculated in a small window around the thin layer response, has an inverse linear relationship with thickness (Liu and Marfurt, 2006).

Wedge models

In order to visualize, illustrate and compare how the above attributes relate to the thickness of a seismically thin layer, three models are constructed. Two models are of an isolated wedge layer, whose thickness varies from 0 to 65 m, interspersed between two rock layers. The first model, defined as Type I (according to Chung and Lawton, 1995), is constituted in such a way that the coefficients of reflection from the layer top and base present equal magnitude and opposite polarity. The second model, defined as Type IV, is constructed so that these reflection coefficients are of equal magnitude and equal polarity.

And a third multilayer wedge model simulates a stratified reservoir, similar to the Type I model but with two thin layers of porous sand attached above and below the wedge. The models are presented in Figure 1, the speeds and densities considered in each case are described in Table 1.

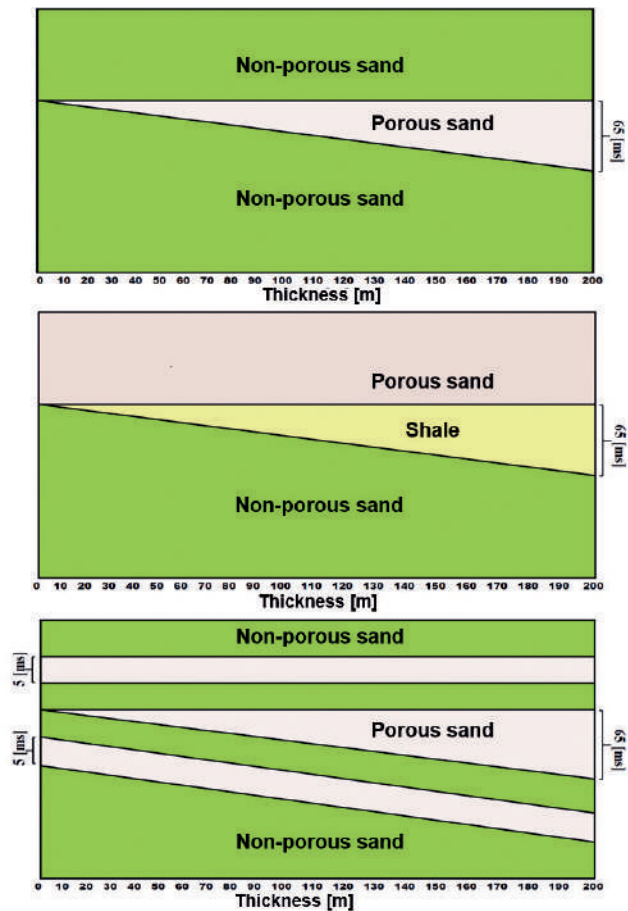


Figure 1: Different wedge models used to evaluate the different methods for estimating thickness in thin layers (top) type I wedge model, (middle) type IV wedge model, (bottom) multilayer wedge model, consisting of three layers of porous sand interspersed with non-porous sand.

Table 1: Lithologies, velocities and densities of the rock layers representing the fundamental reflective series I and IV.

Reflective series I/IV	I	IV
Top layer V1, m/s - ρ_1 , kg/m ³	Non-porous sand 4270 - 2505	Porous sand 3050 - 2303
Intermediate layer V2, m/s - ρ_2 , kg/m ³	Porous sand 3050 - 2303	Shale 3350 - 2359
Bottom layer V3, m/s - ρ_3 , kg/m ³	Non-porous sand 4270 - 2505	Non-porous sand 4270 - 2505

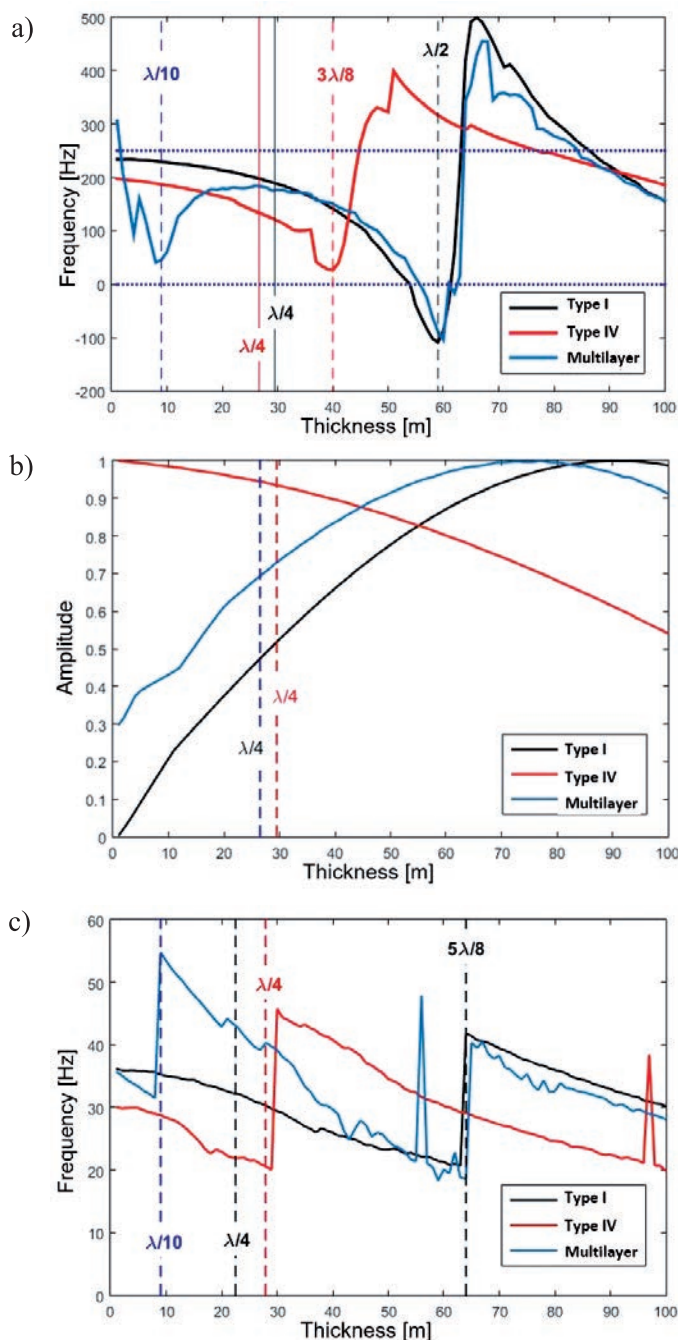


Figure 2: Attribute behaviour: (a) instantaneous frequency peak, (b) spectral magnitude and (c) spectral frequency peak as a function of wedge thickness, evaluated in the centre of the model. For the reflective series Type I (black), Type IV (red) and Multilayer (blue).

Figure 2 shows the responses of the instantaneous frequency peak, spectral decomposition and spectral frequency peak, as a function of the thickness of the rock stratum, for the three wedge models evaluated. By comparing Figures 2a and 2c, it is possible to appreciate that the instantaneous frequency peak and spectral frequency peak attributes are inversely related to the thickness for the isolated layer models (Types I and IV). This shows that, for isolated seismically thin layers, both attributes can provide a good estimate of the thickness of the reservoir studied. However, for the multilayer wedge model both attributes are related in a non-linear way to thickness, even for thin layers (lower than $\lambda/4$). This shows that for cases where the reservoir displays interference effects from other thin layers, it is not possible to quantify the thickness by using the instantaneous frequency peak and spectral frequency peak attributes. In contrast, the amplitude spectrum of an appropriately-low frequency component (as presented in Figure 2b) is linearly related to the thickness for all three cases evaluated, allowing the thickness to be quantified even in thick layers. But their relationship is reversed as the acoustic properties of the evaluated rock strata vary.

Application to field data

The instantaneous frequency peak, spectral decomposition and spectral frequency peak attributes are evaluated in the Lower Glauconitic Zone formation, in the northern sector of the Primavera commune, located in Tierra del Fuego, Chile (see Figure 3). The formation extends across the evaluated area, and presents thicknesses, decreasing towards the northeast, that are at the limit of vertical seismic resolution. These attributes are then compared to 60 well logs, distributed throughout this area.



Figure 3: Location of the evaluated area, corresponding to the northern sector of the commune of Primavera, Tierra del Fuego, Chile.

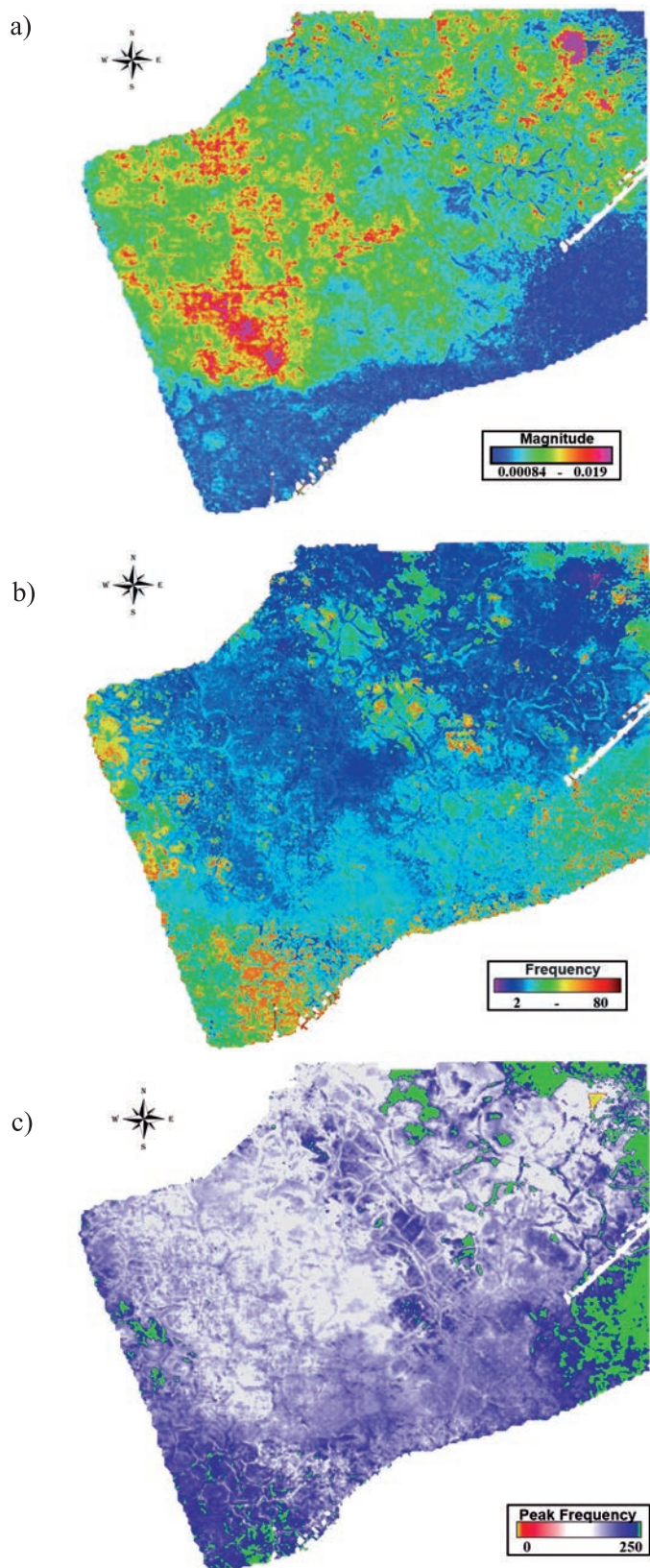


Figure 4: Plan view of (a) the instantaneous frequency peak, (b) the spectral magnitude of the 10 Hz component and (c) the spectral frequency peak, over the horizon Lower Glauconitic Zone top.

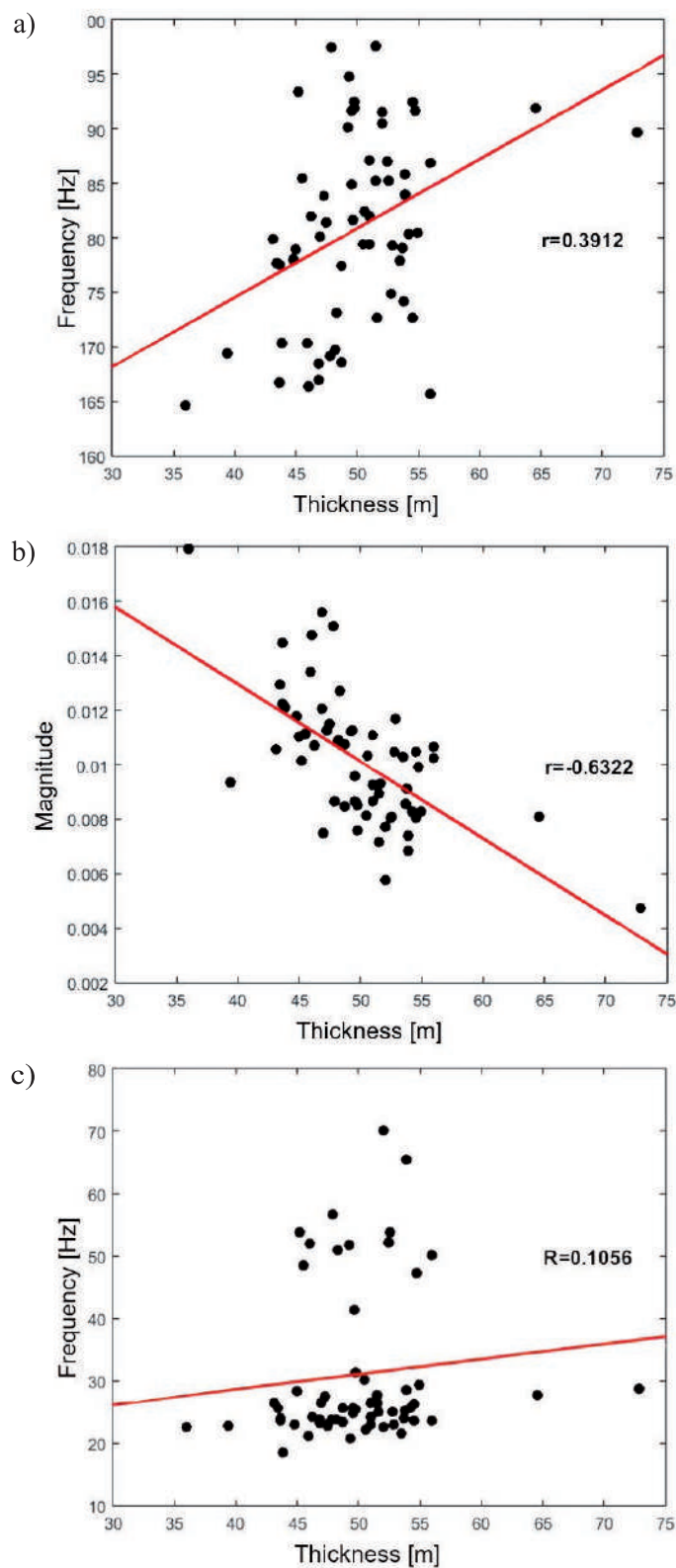


Figure 5: Scatter diagram between the attribute: (a) instantaneous frequency peak, (b) 10 Hz component and (c) spectral frequency peak and the thicknesses of the Lower Glauconite Zone, estimated from well logs.

In Figure 4, the response of the evaluated attributes from the seismic data of the Lower Glauconitic Zone is presented. These results are compared with the thicknesses of the Lower Glauconitic Zone formation obtained from the well logs, presented in Figure 5.

As it is possible to appreciate in the scatter diagram comparing the attribute of instantaneous frequency peak to the thickness (see Figure 5a), a clear relationship is not observed, presenting a low correlation coefficient, and they are related in an inverse way to that established in Figure 2a. Similarly, the scatter diagram between the attribute of spectral frequency peak and the thickness of the stratum exhibits an almost null correlation coefficient and a high degree of dispersion in the data, as is shown in Figure 5c. The magnitude spectrum of the 10 Hz frequency component, on the other hand, is inversely related to the thickness with a good correlation coefficient ($r = -0.63$), see Figure 5b.

Discussion

From the results obtained from the wedge models, it is possible to infer that the instantaneous frequency peak and spectral frequency peak attributes have a linear relationship with thickness only for the isolated layer wedge models, that is, only in the ideal cases where there are no interference effects from other rock layers. Therefore, they cannot be considered as reliable indicators when assessing the thickness of a formation. This is evidenced in the application of these attributes to the seismic data of the Lower Glauconitic Zone, as it is possible to observe in Figures 5a and 5c, in which the dispersion diagrams between these attributes and the formation thickness estimated from well logs are presented. The diagrams show the poor relationship between instantaneous frequency peak, spectral frequency peak and estimated thickness.

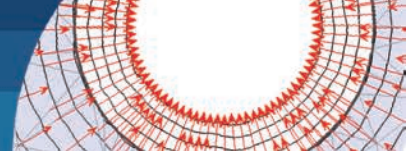
On the other hand, the magnitude spectrum of a 10 Hz frequency component has a linear relationship with the thickness for the three wedge models, even evaluated with thick layers, which would allow us to quantify the entire thickness range. The application of this attribute to the seismic data of the Lower Glauconitic Zone shows a linear relationship with the thickness, presenting a good correlation coefficient ($r = -0.63$). But, as presented in Figure 2b, the relationship of this attribute to thickness is reversed by changing the elastic properties of the evaluated rock stratum. Therefore, it is not suitable for the mission of estimating the thickness of a thin layer of rock.

Acknowledgements

The authors would like to thank the management of ENAP Magallanes for allowing the publication of this document. And we would also like to thank the reviewers for their comments and in particular the editor for his advice on the previous and final versions.

References

- Castagna, J.P., Sun, S. and Siegfried, R.W. (2003). Instantaneous spectral analysis: Detection of low-frequency shadows associated with hydrocarbons. *The Leading Edge* 22(2): 120-127
- Chung, H.M. and Lawton, D.C. (1995). Amplitude responses of thin beds: Sinusoidal approximation versus Ricker approximation. *Geophysics* 60(1): 223-230
- Hamlyn, W. (2014). Thin beds, tuning, and AVO. *The Leading Edge* 33(12):1394-1396
- Kallweit, R.S. and Wood, L.C. (1982). The limits of resolution of zero-phase wavelets. *Geophysics* 47(7): 1035-1046
- Liu, J. and Marfurt, K.J. (2006). Thin bed thickness prediction using peak instantaneous frequency. *Society of Exploration Geophysicists SEG Technical Program Expanded Abstracts*, 968-972
- Marfurt, K.J. and Kirilin, R.L. (2001). Narrow-band spectral analysis and thin-bed tuning. *Geophysics* 66(4): 1274-1283
- Partyka, G. (2005). Spectral decomposition. Society of Exploration Geophysicists distinguished lecturer
- Partyka, G.A. (2001). Seismic thickness estimation: three approaches, pros and cons. *Society of Exploration Geophysicists SEG Technical Program Expanded Abstracts*, 503-506
- Partyka, G., Gridley, J. and Lopez, J. (1999). Interpretational applications of spectral decomposition in reservoir characterization. *The Leading Edge* 18(3): 353-360
- Robertson, J.D. and Nogami, H.H. (1984). Complex seismic trace analysis of thin beds. *Geophysics* 49(4): 344-352
- Sun, L., Zheng, X., Li, J. and Shou, H. (2009). Thin-bed thickness calculation formula and its approximation using peak frequency. *Applied Geophysics* 6(3): 234-240
- Taner, M.T., Koehler, F. and Sheri, R.E. (1979). Complex seismic trace analysis. *Geophysics* 44(6): 1041-1063
- Widess, M.B. (1973). How thin is a thin bed?. *Geophysics* 38(6): 1176-1180
- Zeng, H. (2010). Geologic significance of anomalous instantaneous frequency. *Geophysics* 75(3): 23-30



Nomographs to obtain three dimensional (3D) elastic displacements for deep circular tunnels

Nomogramas para obtener desplazamientos elásticos tridimensionales (3D) en túneles circulares

Fecha de entrega: 13 de marzo 2020

Fecha de aceptación: 10 de septiembre 2020

Luisa N. Equihua-Anguiano¹, Marcos Orozco-Calderón² and V. Manuel Hernández-Madrugal³

¹ Faculty of Civil Engineering, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Felicitas del Río, Morelia, Michoacán, CP 58030, Mexico, lequihua@umich.mx (Orcid: 0000-0001-8295-8041)

² Research, Instituto Mexicano del Petróleo IMP, Camino de Terracería No. 800, Col. San José Novillero, Boca del Río, Veracruz, CP 94286, Mexico, morozcoc@imp.mx (Orcid: 0000-0002-9365-9511)

³ Institute of Earth Sciences, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Felicitas del Río, Morelia, Michoacán, CP 58030, Mexico, victor.hernandez@umich.mx (Orcid: 0000-0003-1287-0911)

Finite element (FEM) based software is frequently used in practice for tunnel design, alongside the traditional analytical and empirical solutions. Design is not the only challenge in this kind of projects, there are other important factors such as considering what is necessary to develop an efficient construction plan under a schedule and foreseeing possible changes that modify the original design. The use of two-dimensional (2D) FEM is one of the main tools used in the industry. However, 2D results yield not an entirely accurate analysis, since the behaviour of the infrastructure is considered as three-dimensional (3D). This paper presents nomographs and a 3D and 2D relationship, to rapidly estimate values of elastic 3D and 2D displacements produced in the periphery of a deep circular tunnel, inside soils of different rigidities. Graphics given correspond to five different radii and for a 100 m excavation length. Nomographs were obtained from RS3© and RS2© FEM simulations and according to the elastic theory. Geotechnical parameters correspond to a constant friction angle, cohesion and soil specific weight. FEM analysis was made using the Mohr-Coulomb model, considering isotropic conditions.

Keywords: nomograph, finite element method FEM, circular tunnel, elastic analysis

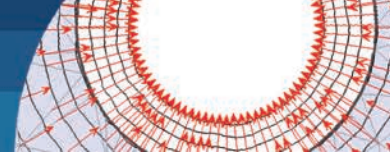
El método de elementos finitos (FEM) se utiliza frecuentemente en la práctica para el diseño de túneles, junto con las soluciones analíticas y empíricas tradicionales. El diseño no es el único desafío en este tipo de proyectos, existen otros factores importantes como considerar lo necesario para desarrollar un plan constructivo eficiente bajo un cronograma y prever posibles cambios que modifiquen el diseño original. El uso de FEM bidimensional (2D) es una de las principales herramientas utilizadas en la industria. Sin embargo, los resultados 2D proporcionan un análisis no del todo preciso, ya que el comportamiento de la infraestructura se considera tridimensional (3D). Este trabajo presenta nomogramas y una relación entre 3D y 2D para estimar valores de desplazamientos elásticos 3D y 2D, producidos en la periferia de un túnel circular profundo, dentro de suelos de diferentes rigideces. Los gráficos corresponden a cinco radios diferentes de túneles y para una longitud de excavación de 100 m. Los nomogramas se obtuvieron a partir de simulaciones FEM RS3© y RS2© y de acuerdo con la teoría elástica. Los parámetros geotécnicos corresponden a un ángulo de fricción constante, cohesión y peso específico del suelo. El análisis FEM se realizó utilizando el modelo de Mohr-Coulomb, considerando condiciones isotrópicas.

Palabras clave: nomograma, método de elementos finitos, túnel circular, análisis elástico

Introduction

Tunnel techniques have been developed in soils and rocks for several thousands of years. Although there are reports

of modern tunnelling theories, the first challenges to set up design methods and techniques for tunnel construction were initiated by Terzaghi (1942, 1946), through implementing



design rules for primary supports. In the same manner Broms and Bennermark (1967) contributed with the study of vertical excavations and Peck (1969) established other concepts related to tunnel support, as well as for the evaluation of the superficial settlements. Subsequently, criteria of analysis were developed to establish analytical and empirical methods, which focused on reviewing the face and in the general stability of the tunnel. On one side, empirical methods which are established on the experience gained in practice provide a useful solution, such as those by Bieniawski (1989) and Hoek and Brown (1980, 1997), among others. On the other hand, the analytical methods in addition to the experience formulation, include the soil mechanics principles, for example methods applied in soils by Tamez (1984) and Moreno and Schmitter (1981). Analytical solutions for stress and displacement fields around a tunnel and in the lining are presented by Pérez and Auvinet (2012) for soils under drained conditions. The references that apply to rocks are Hoek and Marinos (2000) and Duncan Fama (1993). Nevertheless, it is important to understand the limitations of rock mass classification schemes (Palmstrom and Broch, 2006). Nowadays, tunnel design employs two (2D) and three (3D) dimensional software, based on numerical methods. In general these methods are used to study particular tunnel cases (e.g. Sánchez *et al.*, 2014; Farias *et al.*, 2004, Martínez *et al.*, 2015). In the same way, 3D numerical models develop a more realistic and efficient design than 2D models. However, low computer resources and design exigency do not make 3D one of the preferred methods for the construction industry. Thus, to avoid long calculations,

there is a methodology based on the finite element method FEM which allows obtaining a 3D response from 2D FEM analyses (Vlachopoulos and Diederichs, 2014). This methodology was obtained from a 2D FEM numerical model which is established under the constitutive model principles of Hoek *et al.* (2002). Moreover, it is necessary to study possibilities to interpolate results from 2D to 3D models in soils, given that the infrastructure development has increased demands for the construction of large tunnels (Hoek, 2001).

Considering the previous statements, this article presents a parametric study that allow obtaining nomographs to estimate 3D elastic displacements in a rapid way, for a circular tunnel under drained conditions. The presented graphs have also the importance of revealing the 3D effect since the 3D deformations are not the same that those obtained from a 2D analysis along a certain excavation length. It is also possible to calculate the 2D-3D relationship from the 3D tunnel displacements for the first meters of the tunnel excavation. Undrained conditions and the presence of groundwater table are not included in this study.

Tunnel characteristics and numerical FEM considerations

Tunnel geometry, dimensions and numerical characteristics are presented in this section, as well as the soil parameters and the field pressure variation used in the FEM models.

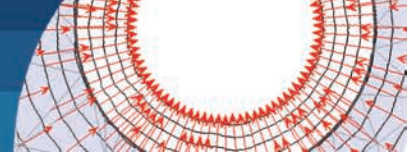
Geometry models

The considered tunnel geometry corresponds to a simulation of a deep tunnel, taking into account FEM

Table 1: Tunnel radii and FEM geometries modeled, $K_0 = 1$ (isotropic conditions)

Radii R, m		7	6	5	4	3
Dimensions	Boundaries	$B \times B \times L$, m	$B \times B \times L$, m	$B \times B \times L$, M	$B \times B \times L$, m	$B \times B \times L$, m
2D • Uniform mesh • 6 node triangles	External: zero-displ. $x-y$ Tunnel: default zero-displ. $-z$	140×140*	120×120*	100×100*	80×80*	60×60*
3D • Uniform mesh • 10 node tetrahedron	External: zero-displ. $-x, -y, -z$ Tunnel: zero-displacement $-z$	140×140×1*	120×120×1*	100×100×1*	80×80×1*	60×60×1*
		140×140×100	120×120×100	100×100×100	80×80×100	60×60×100

* Study for equivalent meshes



model dimensions of width and total depth that do not affect numerical convergence or results. A square geometry was assumed as the analysis domain with $B \times B$ dimensions, where $B = 20R$ as represented in Figure 1a. The depth H_0 from the ground surface to the center of the excavation in function of the tunnel radius R and different excavation lengths L until $L = 100$ m for the 3D-model were simulated. Axes convention are shown in Figure 1b. Table 1 presents geometries and the studied radius variation as well as the FEM numerical characteristics.

Numerical analysis

Numerical analysis corresponds to the stresses and strains generated in the soil around the tunnel using RS2 (2016) and RS3 (2017) as depicted in Figure 2. 3D uniform discretization meshes were generated using 500 elements for $L = 1$ m (see later on in equivalent mesh study section) and 50000 finite elements for $L = 100$ m. For the 2D mesh discretization, 1000 elements were generated for all R and considering uniform meshes as for the 3D simulations. For 3D and 2D modelling, special care was taken in the tunnel mesh discretization in all cases, trying to keep a number of equal elements in the tunnel periphery (y - x plane) and considering an appropriate refinement in the tunnel area to ensure more accurate results. External boundary conditions in both, 2D and 3D models are zero-displacement in the vertical and horizontal planes (y , x and z axis). In the tunnel periphery only zero-displacement is considered in the z - axis. This last condition is automatic for the plane strain deformation case (see Figures 3 and 4). Table 1 summarizes the numerical characteristics for the 2D and 3D simulations.

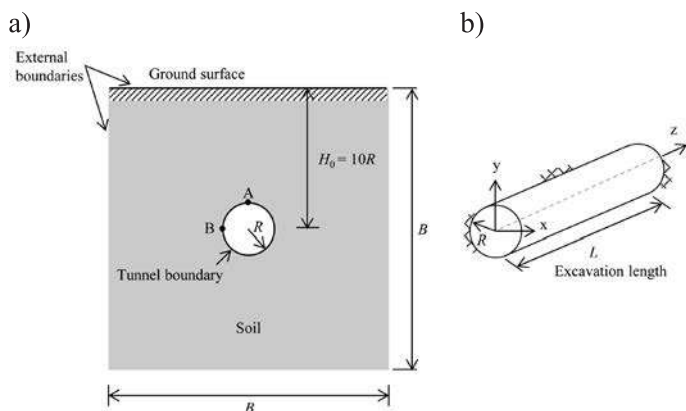


Figure 1: a) Tunnel boundary and external boundaries and b) 3D axes convention

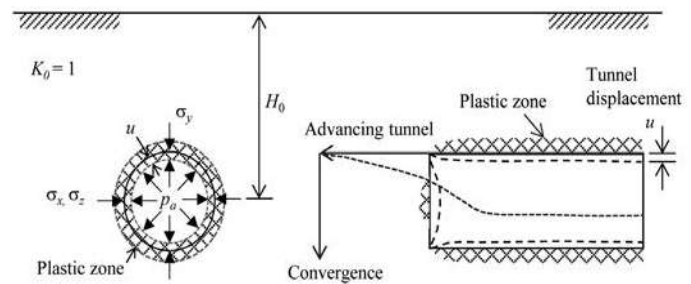


Figure 2: Scheme of the tunnel showing displacement u and convergence considering isotropic conditions

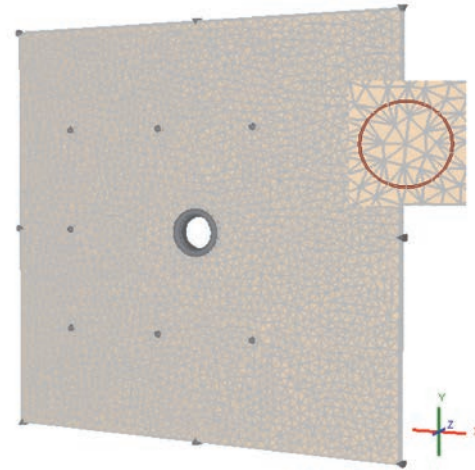


Figure 3: 3D equivalent mesh by $100 \times 100 \times 1$ m, $R = 5$ m, 500 elements with 10 nodes tetrahedron showing a close-up on the top right corner

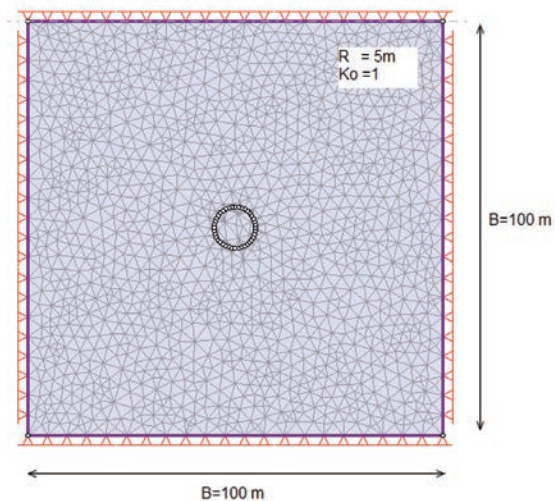
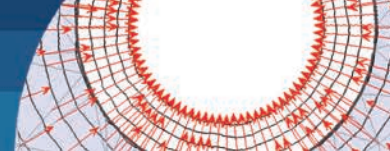


Figure 4: 2D equivalent mesh by 100×100 m, $R = 5$ m, 2750 elements with 6 node triangles

Tunnel radial pressures

It is important to remark that tunnel support was not considered in FEM simulations, however a characteristic curve used in practice (e.g. Lombardi and Amberg, 1974; Panet, 1995; Alonso *et al.*, 2003) was adopted to



obtain a pressure-displacement relationship and generate a first numerical simulation to the point in time when it is necessary to place the tunnel support. Variation of the pressure p_a was defined by a Pressure Reduction Factor *PRF* (see Figure 2). *PRF* pressure values are showed in Table 2 for $R = 5$ m. Only this geometry was evaluated because with the resulting nomographs it is possible to obtain displacements for any *PRF*.

Table 2: Pressure Reduction Factor *PRF* for $R = 5$ m simulated in FEM under isotropic conditions

<i>PRF</i>	1	2	3	4	5	6
p_a , kPa§	in situ	783	696	609	522	435
<i>PRF</i>	7	8	9	10	11	-
p_a , kPa§	348	261	174	87	0	-

§ Soil radial stress

Soil parameters

A Mohr-Coulomb model was used by considering an elastic behaviour for isotropic conditions. The soil friction angle ϕ , cohesion c and unit weight γ correspond to a typical clay of the city of Morelia, Mexico. In the parametric study the soil elastic modulus E was varied from a soft to a rigid clay and the Poisson's ratio ν was taken as constant. Table 3 shows the parameter values used.

Table 3: Soil parameters using a Mohr-Coulomb and elastic constitutive model

Soil	γ , kN/m ³	ϕ , °	c , kN/m ²	ν	E , kN/m ²
Clay	17.4	22	12	0.35	24000 15000 5000

The ground water table was not considered in the numerical model. Field stresses in the FEM model were designated as constant and the effects due to the material weight were neglected to avoid unreal deformations in the numerical results, due to the depth of the tunnel. Therefore, field mean stresses are calculated as a function of γ and H_0 .

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \gamma H_0 \quad (1)$$

where σ is the normal stress in the x , y and z planes; γ is the soil unit weight and H_0 is the depth from the ground surface to the center of the excavation.

Elastic solution

Although the behaviour of the soil or rock is not always elastic, solutions based on this criterion are useful to calculate the quasi elastic displacements that occur immediately after excavation of a tunnel (Cording, 1968). In this way, the elasticity theory was used in this study to achieve and validate the proposed nomographs, in order to simplify the analysis and to compare it with traditional equations used in practice for tunnel design. The elasticity expressions for tunnels are solved through the Airy function (Timoshenko and Goodier, 1970). Constitutive elastic law and displacement tunnel equations are presented in the next paragraphs.

Constitutive elastic law for soil

Required elastic parameters of the soil to calculate deformations are used through equations (2), (3), (4) and (5) (Levy, 1980):

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E_h} \sigma_x - \frac{\nu_{vh}}{E_v} \sigma_y - \frac{\nu_{hh}}{E_h} \sigma_z \quad (2)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\nu_{hv}}{E_h} \sigma_x - \frac{1}{E_v} \sigma_y - \frac{\nu_{hv}}{E_h} \sigma_z \quad (3)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\nu_{hh}}{E_h} \sigma_x - \frac{\nu_{vh}}{E_v} \sigma_y - \frac{1}{E_h} \sigma_z \quad (4)$$

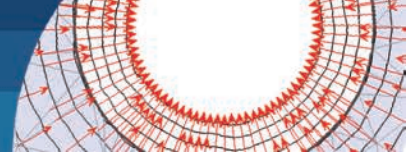
$$\gamma_{xy} = \frac{1}{G_{vh}} \tau_{xy} \quad (5)$$

where ε is the normal strain in the x , y and z planes; γ is the shear strain in the x and y planes; E is the elastic soil modulus; G is the shear strain modulus; ν is the Poisson's ratio; and σ is the normal stress. The suffixes h and v are used to distinguish the horizontal and vertical directions and x , y and z are the coordinate system used for the finite element software RS2 and RS3 (see Figure 1).

On the other hand, elastic analysis requires only the specification of the ν_{vh} and not of the ν_{hv} because the elastic constitutive law has the next relationship (6):

$$\frac{\nu_{hv}}{E_h} = \frac{\nu_{vh}}{E_v} \quad (6)$$

where ν is the Poisson's ratio in the vertical v and horizontal h planes.



Analytical solution for the tunnel displacements

The expression by Deere *et al.* (1969) was used to obtain the analytical tunnel displacement (see Figure 2) and results were compared with the displacements obtained in RS2 and RS3.

$$u = (\gamma H_0 - p_a) \frac{(1+\nu)D}{2E} \quad (7)$$

where u is the elastic displacement in the tunnel periphery; γ is the soil unit weight; H_0 is the depth from the ground surface to the center of the tunnel; p_a is the soil radial stress in the tunnel periphery; ν is the Poisson's ratio; D is the tunnel diameter; and E is the soil elastic modulus. In other way, the characteristic curve of the primary support of the tunnel used to define the pressure in order to place the support and to obtain first FEM simulations, was obtained with the expression by Tamez-González *et al.* (1997):

$$u_c = \frac{p_a D_m^2}{4t E_c} \quad (8)$$

where p_a is the soil radial stress in the tunnel periphery; D_m is the annular medium diameter of the support; t is the support thickness and E_c is the elastic modulus of concrete. Parameters considered for the structural primary support in expression (8) are stated in Table 4. The elastic radial tunnel displacement, before of the support placement was considered as $u_{i_0} = 0.15$ m (Tamez-González *et al.*, 1997) to build the characteristic curve of the primary support. This displacement u_{i_0} depends on the pressure exerted on the tunnel front at the time of excavation.

Table 4: Structural parameter values for the tunnel primary support

Parameter	Value
Support thickness t , m	0.10
Elastic modulus of the concrete E_c , MN/m ²	21707.9
Annular medium diameter of the support D_m , m	9.95
Elastic radial tunnel displacement before support u_{i_0} , m	0.15

Kondner principle

Kondner (1963) principle states that load-displacement curves can be adjusted with a hyperbola. This method was applied to results obtained from triaxial tests using soft soils (*e.g.* Giraldo-Sierra, 1996). In this article expressions (9), (10), (11) and (12) will allow displacements to be obtained for different length of the tunnel excavation.

$$\frac{L}{\delta} = a + bL \quad (9)$$

$$\frac{d\delta}{dL} = \frac{a}{(a+b\delta)^2} \quad (10)$$

$$\delta \rightarrow 0 \quad \lim \frac{d\delta}{dL} = \lim \frac{a}{(a+b\delta)^2} = \frac{a}{a^2} = \frac{1}{a} \quad (11)$$

Inverse of the initial gradient

$$\delta \rightarrow \infty \quad \lim \frac{d\delta}{dL} = \lim \frac{a}{(a+b\delta)^2} = \frac{a}{b^2} = \frac{1}{b} = L \quad (12)$$

Ultimate excavation length

Where δ is the displacements in the tunnel periphery; L is the excavation length; a and b are the constants from the hyperbole equation.

Results of analytical and numerical simulations

The first stage shows the results obtained with the equivalent meshes in 2D and 3D and subsequently they are compared with the analytical results. Finally, a parametric study was carried out to obtain the proposed nomographs for different excavation lengths L under isotropic conditions ($K_0 = 1$).

Equivalent 2D and 3D FEM meshes

First of all, comparisons among numerical results were undertaken for the 2D and 3D meshes as indicated in Table 1 as * Study for equivalent meshes. The purpose was to simulate the 3D mesh with a length $L = 1$ m, to reproduce 2D conditions, to obtain meshes that gave the same results and then to simulate the effect of the length L of the tunnel excavation (Equihua-Anguiano *et al.*, 2017). In Figure 5 we can observe the two numerical responses in 2D and 3D in the tunnel's point A, represented respectively with filled circles and void squares. Graph's curves present a linear behaviour due to the PRF variation (Table 2) and for the modelled elastic constitutive law. Both results present similar displacements. In the same way, analytical displacements (rhombuses) obtained from expression (7) were compared with the 2D and 3D displacements. The numerically obtained displacements match comparatively well with the analytical displacement.

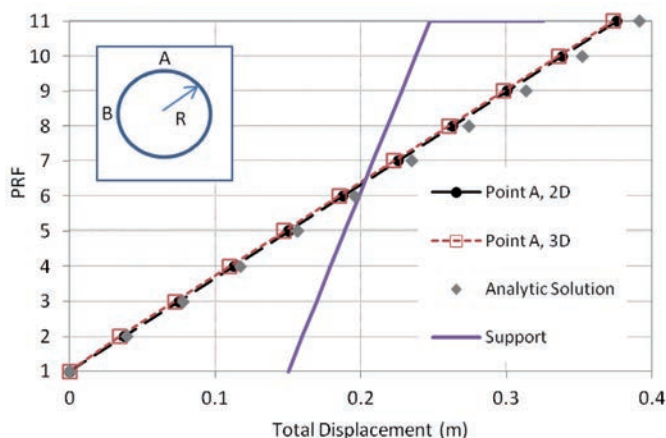
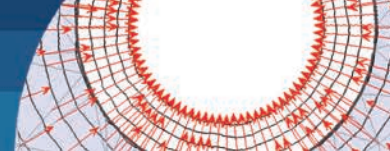


Figure 5: Numerical 2D, 3D and analytical displacements versus PRF at the tunnel periphery in point A showing characteristic curve of the primary support ($R = 5$ m, $K_0 = 1$, $L = 1$ m)

Analogous results were also observed in the B point due to the isotropic condition considered in the numerical simulations. As a result, tunnel closure is a circumference with a decrease of the diameter as can be observed in Figures 6 and 7. Thus, these 2D and 3D meshes are considered equivalent according to the analytical results. Final 2D and 3D equivalent mesh discretization for a radius $R = 5$ m are depicted in Figures 3 and 4. Figures 6a and 6b show the kinematic characteristics of the displacements and the vectors obtained in RS2 for $R = 5$ m under isotropic condition for $PRF = 11$. This condition represents the maximal displacement obtained using the elasticity theory. In Figure 7a total displacements in 3D conditions are shown, which are very similar to those presented in 2D conditions.

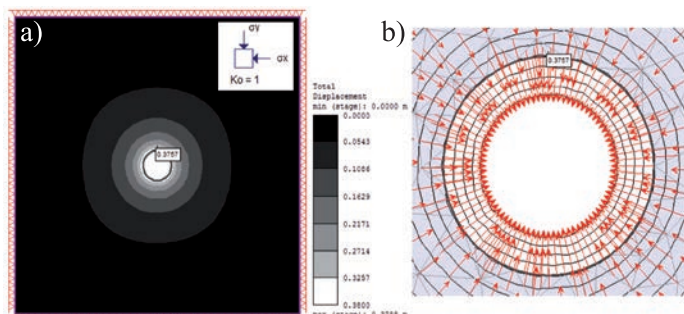


Figure 6: a) 2D total displacements and b) tunnel vectors for $R = 5$ m, $K_0 = 1$ and $PRF = 11$

Characteristic curve of the tunnel support

As it is known, elasticity theory does not present an evident failure for a material response. Therefore, it is important to choose a starting point, where it is possible to define a

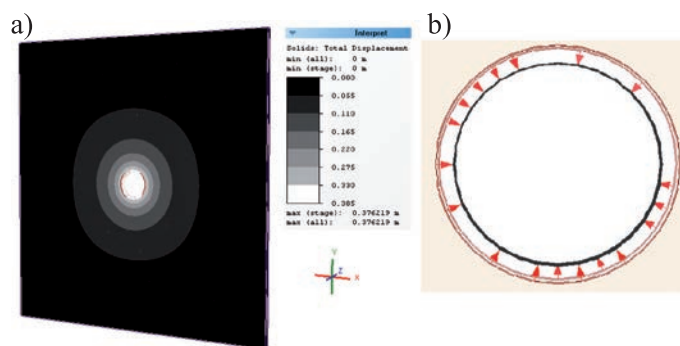
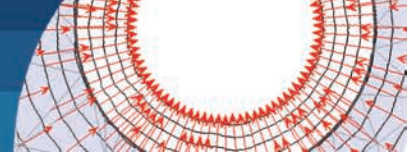


Figure 7: a) 3D total displacements and b) tunnel vectors for $R = 5$ m, $K_0 = 1$ and $PRF = 11$

displacement for the design. In accordance with results of the equivalent meshes, Figure 5 presents the characteristic curve obtained with expression (8) for the primary support (continuous line). This allowed to choose the PRF for the 3D numerical modelling for the excavation length $L = 100$ m. Therefore, the corresponding pressure value was taken for $PRF = 6$ (Table 2), since this presents the intersection among soil displacement and the characteristic support curve.

Displacement nomograph in isotropic conditions

3D numerical simulations using $L = 100$ m for five R were performed under isotropic conditions ($K_0 = 1$) as can be seen in Figure 8, and using $PRF = 6$ as described before. A sequence of excavation of every meter was simulated up to the total length L . Elastic modulus E was varied according to Table 3 for all radii modelled. Maximal elastic soil modulus considered was $E_{max} = 24000$ kN/m², that corresponds to a rigid clay and $E_{min} = 5000$ kN/m² for a soft clay. Figure 9 presents the total length excavation L versus total displacement δ developed in the tunnel's A point for $R = 5$ m in isotropic conditions and for three elastic modulus E in 2D and 3D conditions. It is clear to note that displacements are larger for a minor E value than for a higher E value. From approximately $L = 12$ m similar displacement were developed for 3D and 2D simulations, where it is possible to observe an inflexion point in which for the larger E displacements stabilized before than for the lower E . Furthermore, it can be appreciated that this similar displacement is the maximum displacement developed in the tunnel periphery. Then, 2D simulations over estimate the displacements developed in the first meters of the excavation when compared with 3D results



shown in the same figure. This result is very important since support design generally is performed in function of the 2D displacements or applying the elasticity theory and therefore the support is over designed by not taking into account the influence of the 3D excavation length L .

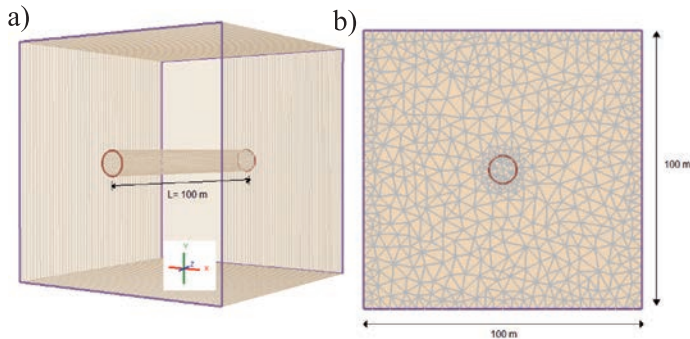


Figure 8: a) 3D-FEM simulation and b) mesh for $L = 100$ m, $R = 5$ m, $K_0 = 1$ and $PRF = 6$

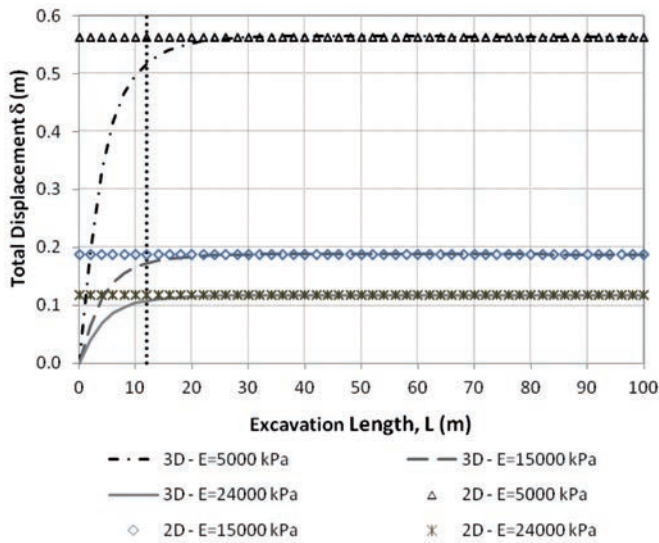


Figure 9: Excavation length L versus 3D total displacement δ at the tunnel's A point for $R = 5$ m, $PRF = 6$ and $K_0 = 1$

Figure 10 presents the 3D and 2D total displacement δ from Figure 9's curves, but normalized respect to R , E and E_{max} for $R = 5$ m, and $PRF = 6$ in isotropic conditions ($K_0 = 1$). Note that the three 3D responses as well as the two 2D numerical results match perfectly. From this figure it is possible to conclude that whichever the value of elastic modulus E the same curve will be obtained when δ and E are normalized by R and E_{max} , respectively. In the same way, the displacement inflection point concur with the same position independently of E . This step allowed obtaining the nomograph for different tunnel radii, which is presented in Figure 11 from the consideration that any E shows the same behaviour for a given radius R .

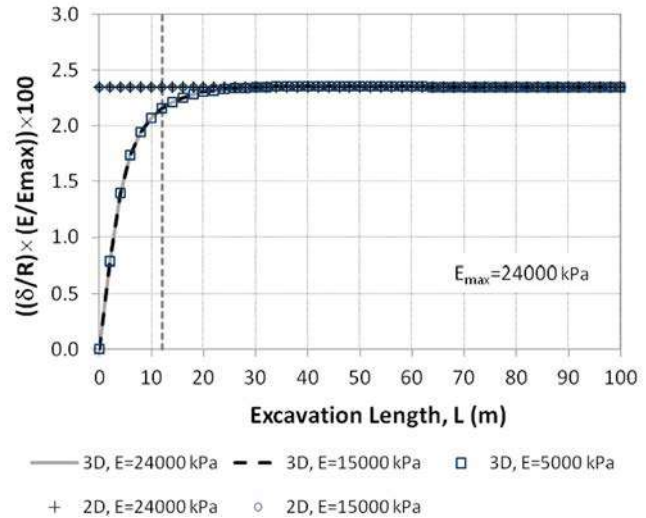


Figure 10: Excavation length L versus total displacements δ normalized by R , E and E_{max} , at the tunnel's A point, $R = 5$ m, $PRF = 6$, $K_0 = 1$

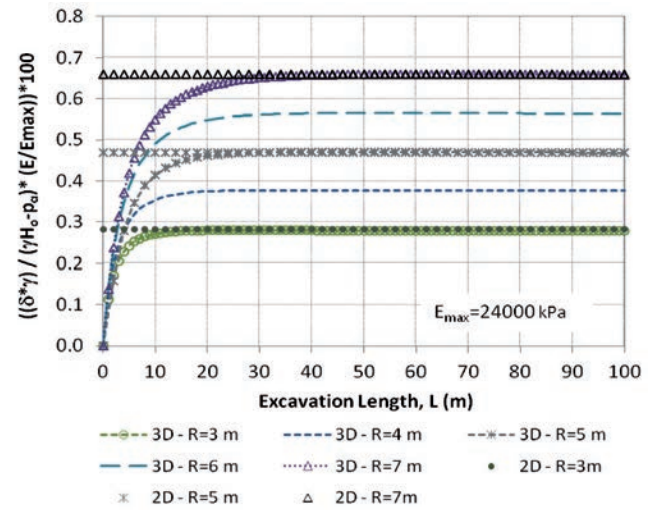


Figure 11: Nomograph to obtain 2D and 3D displacements in for elastic and isotropic conditions

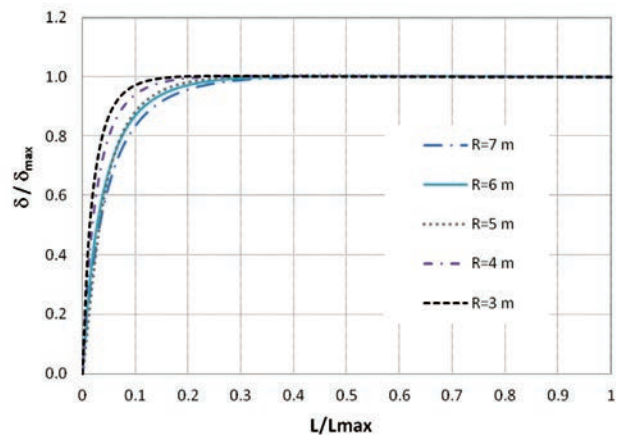


Figure 12: Normalized 3D excavation length versus displacements for the isotropic conditions

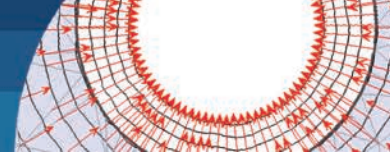


Figure 11 presents the nomograph calculated from the parametric study. This graphic allows obtaining 3D and 2D displacements δ in the tunnel periphery without the need to carry out a 3D-FEM analysis. Displacements can be obtained considering different lengths of excavation L and for any combination of p_a , E , H_0 , γ and for different tunnel radii ($R = 3, 4, 5, 6$ and 7 m), based on the elasticity theory and considering isotropy. In this figure it can be seen that for a wide radius R displacements are larger than for undersized tunnels. The inflexion point observed for the $R = 5$ m (Figures 9 and 10), is also presented for different radii R . Lengths L in which displacements are the same in 2D and 3D dimensions are different and depends on the radius R considered, for example, for $R = 7$ m the length $L_{2D-3D} = 25$ m and for the $R = 3$ m, $L_{2D-3D} = 10$ m. In this way, Figure 12 shows normalized curves corresponding to the five 3D responses presented in the nomograph. Results show punctual differences in the inflexion slope zone, observing that for $R = 7, 6$ and 5 m, a similar behaviour manifests itself and for smaller R a different trend in the slope change is found.

3D and 2D displacements relationship

In concordance with previous results and in order to obtain a relationship between 3D and 2D displacements δ with L along the excavation since displacements have a 3D effect around the tunnel periphery, the nomograph was normalized by R_{max}/R . Figure 13 shows the normalization results where it can be observed as in Figure 12 that the same trends are found for $R = 5, 6$ and 7 m; and for $R = 3$ and 4 m the slope is more pronounced than for the other analysed radii. In this way, Kondner (1963)'s expression was used for fitting the obtained normalized curves. Figures 14, 15a and 15b submit the obtained fitting curves. In the cases of $R = 5, 6$ and 7 m the same expressions (13) and (14) are applicable to obtain the displacements in the first $L = 18$ m, in which 3D simulation has an effect on the 3D results, respect to the 2D simulations. The expression to obtain displacements δ in tunnels with $R = 5$ to 7 m and for L from 1 m until 18 m is:

$$y_{R=5-7m} = \frac{L}{5 + 1.3489y} \quad (13)$$

where L is the excavation length in m, and y is obtained from (14):

$$y = \frac{\delta\gamma}{(\gamma H_0 - p_a)} \times \frac{E}{E_{max}} \times \frac{R_{max}}{R} \times 100 \quad (14)$$

where δ is the displacement in the tunnel periphery; γ is the soil unit weight; H_0 is the depth from the ground surface to the centre of the tunnel; p_a is the soil radial stress in the tunnel periphery; ν is the Poisson's ratio; $R_{max} = 7$ m, R is the tunnel radius; $E_{max} = 24000$ kPa; and E is the soil elastic modulus. In the same way, adjustments were done for the $R = 4$ and 3 m respectively, displacements for each case can be obtained from (15) and (16). The expressions to obtain the displacement δ in tunnels with $R = 4$ and 3 m until $L = 15$ m are:

$$y_{R=4m} = \frac{L}{3 + 1.3277L} \quad (15)$$

$$y_{R=3m} = \frac{L}{2 + 1.4115L} \quad (16)$$

The previous expressions allow the calculation of elastic 3D displacements in the first meters of the excavation which has an important influence respect to 2D displacements. In the case of lengths in which 2D and 3D-FEM displacements are the same, expressions to calculate are the same taking into account the maximal L considered in the expressions (13), (15) and (16).

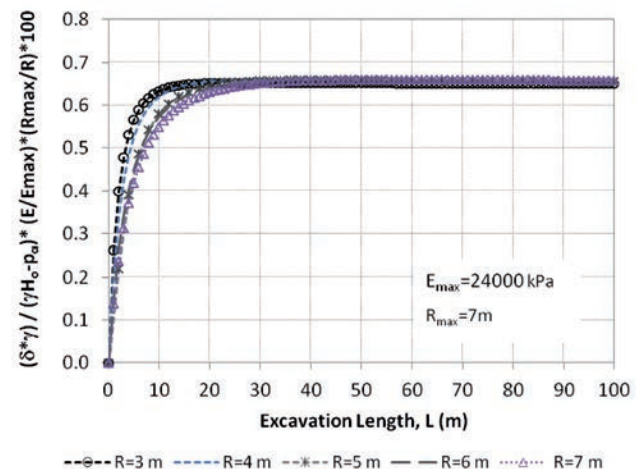


Figure 13: Normalized displacement nomograph respect to the R_{max}/R versus length excavation L

Conclusions

Tunnels are facilities of great importance that require the development of tools that improve and make their design more efficient in practice. In this article, an analysis using

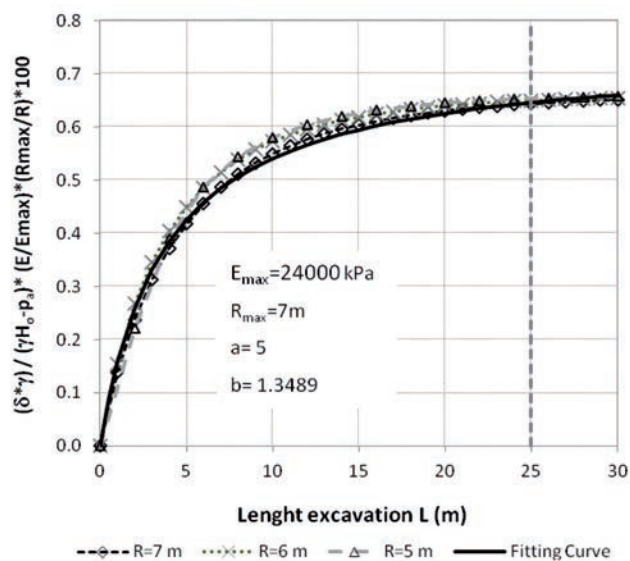
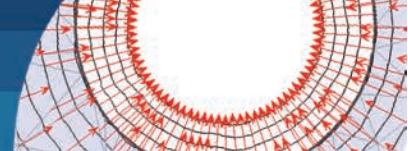


Figure 14: Fitting curve obtained from Kondner expression for $R = 5, 6$ and 7 m

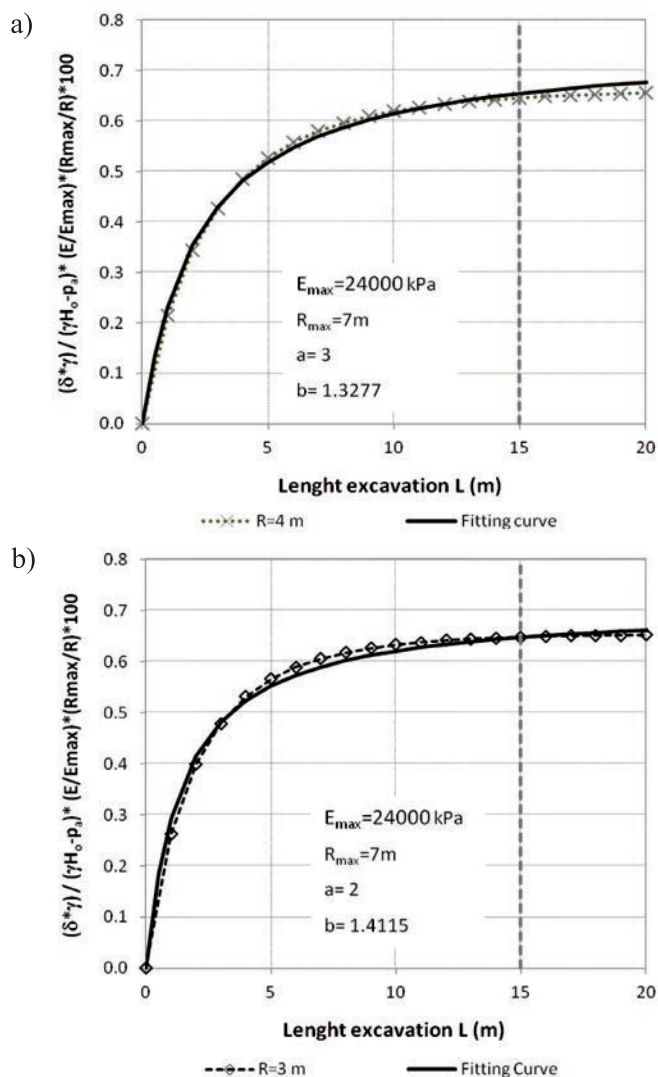


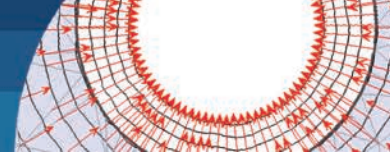
Figure 15: Fitting curve obtained from Kondner expression for: a) $R = 4$ m and b) $R = 3$ m

FEM was carried out using Rocscience programs RS2 and RS3. In this paper we have presented equivalent FEM meshes from 2D to 3D for a deep circular tunnel in clay under elastic and isotropic conditions. A good agreement between 2D and 3D results in terms of displacements was obtained as well as with the analytical solution provided by the theory of elasticity. Besides, 3D-FEM results of the tunnel show that displacements are smaller than in 2D-FEM analyses for the initial length of the excavation. From this excavation advance, the displacements achieve their maximum value and remain constant regardless of the increase in the length of the excavation. This result is very important since support design generally is performed in function of 2D displacements or applying the elasticity theory and therefore the support is over designed by not taking into account the influence of the 3D excavation length L .

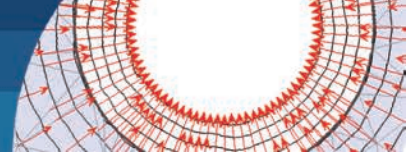
The nomographs obtained from RS2 and RS3 as well as relationships that allow the calculation of elastic 3D and 2D displacements were presented. The proposed nomographs give 3D displacements in elastic and isotropic conditions for different pressures acting in the tunnel periphery and considering different soil parameter values such as the unit weight γ , elastic modulus E and in situ stresses depending on the depth of the tunnel H_0 . The nomographs presented allow 3D displacements to be obtained without the need to carry out a 3D-FEM analysis. Displacements can be obtained for different excavation lengths L and also for any pressure PRF applied into the tunnel. Different values for γ , H_0 , PRF , and E can be applied. Finally, results from ongoing numerical research on tunnel response considering plasticity analysis including groundwater and anisotropic conditions will allow comparisons with the elastic results presented in this study.

References

- Alonso, E., Alejano, L.R., Varas, F., Fdez-Manín, G. and Carranza-Torres, C. (2003). Ground response curves for rock masses exhibiting strain-softening behaviour. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 27: 1153–1185
- Bieniawski, Z.T. (1989). Engineering rock mass classifications: A complete manual for engineers and geologist in mining, civil, and petroleum engineering. John Wiley & Sons, USA



- Broms, B.B. and Bennermark, H. (1967). Stability of clay at vertical openings. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations* **93**(1): 71–94
- Cording, E.J. (1968). The stability during construction of three large underground openings in rock. Technical Report 1-813, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, USA
- Deere, D.U, Peck, R.B., Monsees, J.E. and Schmidt, B. (1969). Design of tunnel liners and support systems. Department of Civil Engineering Final Report, University of Illinois, Urbana for the office of High Speed Transportation, U.S. Department of Transportation. Contract No. 3-0152.
- Duncan Fama, M.E. (1993). Numerical modeling of yield zones in weak rock. *Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practice and Projects*. Vol. 2: Analysis and Design Methods. Fairhurst, C. ed., Pergamon Press, Oxford, UK, 49–75
- Equihua-Anguiano, L.N., Viveros-Viveros, F., Pérez-Cruz, J.R., Chávez-Negrete, C., Arreygüe-Rocha, J.E. and Orozco-Calderón, M. (2017). Displacement nomograph from two (2D) to three (3D) dimensions applied to circular tunnels in clay using finite element. *19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Seoul, South Korea, 733–736
- Farias, M.M., Moraes, A.H. and Assis, A.P. (2004). Displacement control in tunnels excavated by the NATM: 3-D numerical simulation. *Tunnelling and Underground Space Technology* **19**(3): 283–293
- Giraldo-Sierra, M.C. (1996). *Evaluación de un modelo elasto-plástico para predecir el comportamiento de la arcilla de la ciudad de México*. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, México
- Hoek, E. (2001). Big tunnels in bad rock. The 36th Karl Terzaghi lecture. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **127**(9): 726–740
- Hoek, E. and Brown, E.T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of Geotechnical Engineering Division* **106**(9): 1013–1035
- Hoek, E. and Brown, E.T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* **34**(8): 1165–1186
- Hoek, E. and Marinos, P. (2000). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels and Tunnelling International* **32**(11): 45–51
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion—2002 edition. *5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunnelling Association of Canada Conference NARMS-TAC*, Toronto, Canada, vol. 1, 267–273
- Kondner, R.L. (1963). Hyperbolic stress-strain response: cohesive soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division* **89**(1): 115–144.
- Levy, E. (1980). *Elementos de mecánica del medio continuo*. LIMUSA, México
- Lombardi, G. et Amberg, W.A. (1974). Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine. *3rd ISMR Congress*, Denver, USA, 1049–1060
- Martínez, R., Schroeder, F. and Potts, D. (2015). Numerical study of long-term settlement following twin tunnel construction. *Obras y Proyectos* **17**, 23-29
- Moreno, A. and Schmitter, J.J. (1981). Failures of shafts and tunnels in soft soils. *Soft-ground tunnelling: failures and displacements*. Resendiz and Romo eds. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 23–32
- Palmstrom, A. and Broch, E. (2006). Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system. *Tunnelling and Underground Space Technology* **21**(6): 575–593
- Panet, M. (1995). *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées. Paris
- Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. General report. *VII International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Mexico, 147–150
- Pérez, M.A. y Auvinet G. (2012). Solución analítica para la determinación de campos de esfuerzos y desplazamientos alrededor de un túnel circular. *XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, Cancún, Quintana Roo, México
- RS2 (2016). 9 Modeler, Version 9.020 64-bit, Copyright © 1990-2016 Rocscience Inc., Toronto, Ontario, Canada
- RS3 (2017). Version 1.022 64-bit, Copyright © 2013-2017 Rocscience Inc., Toronto, Ontario, Canada
- Sánchez, F., Suárez, F. y Maceo, V. (2014). El colapso del túnel Xicotepec I; una investigación sobre sus causas y un estudio para su reconstrucción. *IV Congreso Mexicano de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas*. Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas AMITOS, México, 87–96



Tamez, E. (1984). Estabilidad de túneles excavados en suelos. Academia Mexicana de Ingeniería, México

Tamez-González, E., Rangel-Núñez, J.L. and Holguín, E. (1997). *Diseño geotécnico de túneles*. Ed. TGC, México

Terzaghi, K. (1942). Shield tunnels of Chicago Subway. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers* **29**(3): 163–210

Terzaghi, K. (1946). Rock defects and loads on tunnel support. In Proctor, R.V. and White, T.L., eds., *Rock Tunneling with Steel Supports*, Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown, Ohio, USA

Timoshenko, S.P. and Goodier, J.N. (1970). *Theory of elasticity*. Third edition, Mc Graw Hill, New York, USA

Vlachopoulos, N. and Diederichs, M.S. (2014). Appropriate uses and practical limitations of 2D numerical analysis of tunnels and tunnel support response. *Geotechnical and Geological Engineering* **32**(2): 469-488



www.geobrugg.com/mining

GEOBRUGG®
BRUGG

Safety is our nature



Atenuación de desprendimientos de rocas, estabilización de taludes y soporte de superficies

SOLUCIONES EXPECÍFICAS PARA LA MINERÍA

Geobrugg Andina SpA. | Coronel Pereira N°72, OF 401 | CL Las Condes, Santiago |
Phone: +56 2 2 225 84 00 | www.geobrugg.com



Scalping techniques in geomechanical characterization of coarse granular materials

Técnicas de corte para la caracterización geomecánica de materiales granulares gruesos

Fecha de entrega: 24 de junio 2020

Fecha de aceptación: 9 de noviembre 2020

Leonardo Dorador¹ and Felipe A. Villalobos²

¹ EGSciences SpA, Santiago, Chile, info@egsciences.com

² Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Concepción, Chile, avillalobos@ucsc.cl (Orcid: 0000-0002-5419-3958)

The study of materials with large particle size has been a great challenge in geotechnical engineering. Despite the current work around the world using coarse-grained materials CGM in rockfill dams and mining waste rock dumps, for instance the geotechnical characterization of these materials is still an important issue in geotechnical engineering practice which deserve more research. There are standards covering CGM in a few particular applications and scaling methods have been proposed to deal with large particle sizes. However, scaling methods are appropriate only under certain conditions. The scalping techniques consist in a simple approach for the geotechnical characterization of CGM. In this article, the scalping techniques analysed are divided in: the scalping method, the matrix method and the scalping/replacement, which are studied in detail in terms of its effectiveness, focusing on the geomechanical characterization of CGM. As a main conclusion, these three techniques are limited in its use under small scalping ratios ($3 < r < 8$) which is the ratio of maximum particle size of both original and scalped gradation. Finally, recommendations for the use of percentages and ratio of scalping are provided.

Keywords: coarse granular materials, scalping method, geotechnical characterization, size-scaling, shear strength

El estudio de materiales granulares gruesos ha sido un gran desafío para la ingeniería geotécnica. A pesar del uso intensivo de materiales granulares gruesos MGG alrededor del mundo, por ejemplo en presas de enrocado y lastres de mina, la caracterización geotécnica de estos materiales sigue siendo un tema importante en la ingeniería práctica que requiere más investigación. Existen normas sobre MGG para aplicaciones muy particulares y se han propuesto métodos de escalamiento de tamaño. Sin embargo, los métodos de escalamiento de tamaño son adecuados solo bajo ciertas condiciones. En este artículo se analizan las técnicas de corte, las cuales permiten realizar una caracterización geotécnica de forma simple. Las técnicas de corte se puede dividir en: el método de corte, método de matriz y corte/reemplazo, los cuales son analizados en detalle en términos de su efectividad para la caracterización geomecánica de MGG. Como conclusión principal, estas tres técnicas están limitadas en su uso bajo razones de corte pequeñas ($3 < r < 8$), que es la razón del tamaño máximo de partícula de la gradación original y la muestra cortada. Finalmente, se proporcionan recomendaciones para el uso de porcentajes y razones de corte.

Palabras clave: materiales granulares gruesos, método de corte, caracterización geotécnica, escalamiento de tamaño, resistencia al corte

Introduction

The geotechnical characterization of very coarse-grained materials (CGM) such as coarse-grained soils, rockfills, mine waste rock and related materials is one of the key themes in the practice of geotechnical engineering despite being least studied and developed. Although there are some geotechnical standards related to CGM (e.g. ASTM

D4718, 2015; ASTM D5030, 2013) there is not a standard for scaling large particle sizes, which is a critical step in advanced stage engineering such as the detailed design of large structures containing this type of materials (e.g. rockfill dams, mining waste rock dumps). Applications in Geotechnical Engineering cover materials from large dams and embankments in civil engineering; crushed ballast in

pavement and railway engineering; rockfill, waste rock, stockpiles and dump leached materials in surface mining, as well as broken ore materials in underground mining are some examples of Coarse Granular Materials (CGM), which can be defined as granular materials containing particles larger than 75 mm. Two main types of CGM have been defined, namely sedimentary CGM and rockpiles (Dorador *et al.*, 2018; Dorador and Villalobos, 2020). The first group refers to soil-rock mixtures (fluvial and alluvial materials, glacial till) affected by external geological processes, while rockpile materials refer to ensembles of rock particles, which are not affected significantly by geological erosion processes (quarry rockfill, mine waste rock, heap leached materials).

A key property of CGM to be considered in the scalping techniques is that particles of a CGM can change their physical characteristics with size. A qualitative description of particle strength as a function of CGM particle size have been proposed by Dorador and Villalobos (2020), where four categories are defined. In the first category, strength and stiffness do not change with the average particle size D_{50} . Alluvial and fluvial materials can be considered in category 1. In the second category strength and stiffness do reduce with D_{50} due to rock fracturing. Most of the rockpiles (quarry rockfill, mine waste rock and broken ore materials in underground mining) are represented by category 2. In the third category, strength and stiffness reduce with D_{50} on one side for sand particle sizes owing to mineralogical effects and on the other side for much larger particle sizes caused by rock fracturing, while for particles in between there is no change. Category 3 can be applied to heap leach materials and rockpiles affected by segregation of smaller and weaker particles. Finally, in category 4 strength and stiffness increase with D_{50} , which could be a mixture scenario for rockpiles with smaller but weaker particles and larger but stronger particles such as the case of contaminated rockfill materials. Other properties such as particle shape and roughness can also change with size and it should be considered when conducting a geotechnical characterization of CGM.

For practical purposes, it is considered that a scalping technique is effective in the representation of the CGM if the scalped material does not have a difference greater than 3 degrees of internal friction angle. A similar criterion can

be adopted when analyzing the effectiveness of the parallel gradation method, also known as homothetic grain size distribution (*e.g.* Dorador and Villalobos, 2020; Dorador, 2010, 2018; De la Hoz, 2007).

A comprehensive evaluation of CGM geotechnical parameters is critical for detailed engineering stages in civil and mining projects. Numerous embankment and tailings dams around the world have been reported higher than 200 m, while waste rock dumps could reach heights of up to 500 m (*e.g.* Valenzuela *et al.*, 2008; Hawley and Cuning, 2017). Unfortunately, the evaluation of the geotechnical properties of this type of materials is an arduous task due to the high cost, lack of equipment, time and availability for testing large samples of material (*e.g.* Ovalle *et al.*, 2020). Moreover, there are major difficulties in terms of size-scaling techniques to reproduce geotechnical properties of large samples to smaller particles, because laboratory tests are commonly performed on small specimens due to equipment size limitations. Currently, there are several methods reported in the literature for scaling the particle size of CGM, but each has limitations on its use.

Among these methods, the Parallel Gradation Method (PGM) is the most reliable method for scaling the geomechanical properties of coarse-grained materials, although it is limited on its use (Dorador *et al.*, 2018; Dorador and Villalobos, 2020). This leads to the consideration of additional scaling procedures for geotechnical characterization of CGM. In this line, Scalping Techniques appear as an attractive alternative, which relies on removing the largest particles of a CGM sample, in order to use the scalped (or finer) samples for laboratory testing. In addition, this technique is preferred by geotechnical companies who provide laboratory testing services (Dorador, 2018).

Thus, the analysis of the scalping techniques is addressed in terms of assessing the mechanical properties of CGM, specifically under the maximum internal friction angle. The scalping techniques discussed in detail through this work are: a) the scalping method, b) the matrix method and c) the scalping and replacement method.

The scalping method

The scalping method, also referred to as clipping by Seif El Dine *et al.* (2010) and cut method by Bard *et*



al. (2012), consists of removing the oversize particles with the finer material being tested in a conventional shear testing device, *i.e.* direct shear or triaxial shear, which is a common practice in geotechnical testing laboratories (Dorador, 2018). The idea of scalping on coarse granular materials was probably first reported by Zeller and Wullimann (1957). Since then, many authors have analyzed and applied this method (*e.g.* Leslie, 1963; Donaghe and Cohen, 1978; Al-Hussaini, 1983; Simoni and Houlsby, 2006; De la Hoz, 2007; Bareither *et al.*, 2008; Flora and Modoni, 1997). After conducting the scalping procedure, the final particle size distribution PSD is finer and more uniform, which directly affects the estimation of shear strength and deformation modulus of the coarse material. Consequently, several authors, as shown in Table 1, have recommended a maximum percentage of scalping in order to reproduce the mechanical properties of CGM based on smaller (scalped) samples. Nevertheless, some authors have said that scalping is not a problem in terms of evaluating the shear strength of large samples (McCarter, 1985).

Table 1: Maximum percentage of scalping recommended by different authors

Authors	Scalping % recommended	Based on
Donaghe and Cohen (1978)	10	CIU triaxial tests using the scalping and replacement method
Fragazsy <i>et al.</i> (1992)	30	CID and CIU triaxial tests using the matrix method
Jernigan (1998)	25	CID triaxial tests using the matrix method
De la Hoz (2007)	20	CID triaxial tests using the scalping method
Bareither <i>et al.</i> (2008)	30	direct shear tests using the scalping method

The ratio of scalping r is defined as:

$$r = \frac{D_{100}(\text{original PSD})}{D_{100}(\text{scalped PSD})} \quad (1)$$

where D_{100} is the largest particle size of the material. Figures 1a and 1b show graphically the percentage of scalping.

To scalp a large particle from a matrix of smaller particles is still a topic under study. According to this, Lambe and Whitman (1969) have stated that:

In many soils, a few particles of relatively large size make up a large fraction of total weight of the soil. If these particles are numerous enough so that they interlock with each other, it is important that these large particles be present in the test specimen. However, if these larger particles are just embedded into a matrix of much smaller particles so that the shearing takes place through the matrix, then the large particles can be safely omitted from the specimen. Unfortunately, the profession is still lacking definitive guidelines as to what constitutes a satisfactory test upon a gravelly soil.

In addition, McLemore *et al.* (2009) indicated that although the scalping technique has been a center of discussion, there is no common agreement on the effect of scalping on the shear strength of soils. Hereafter the most significant experimental studies are discussed.

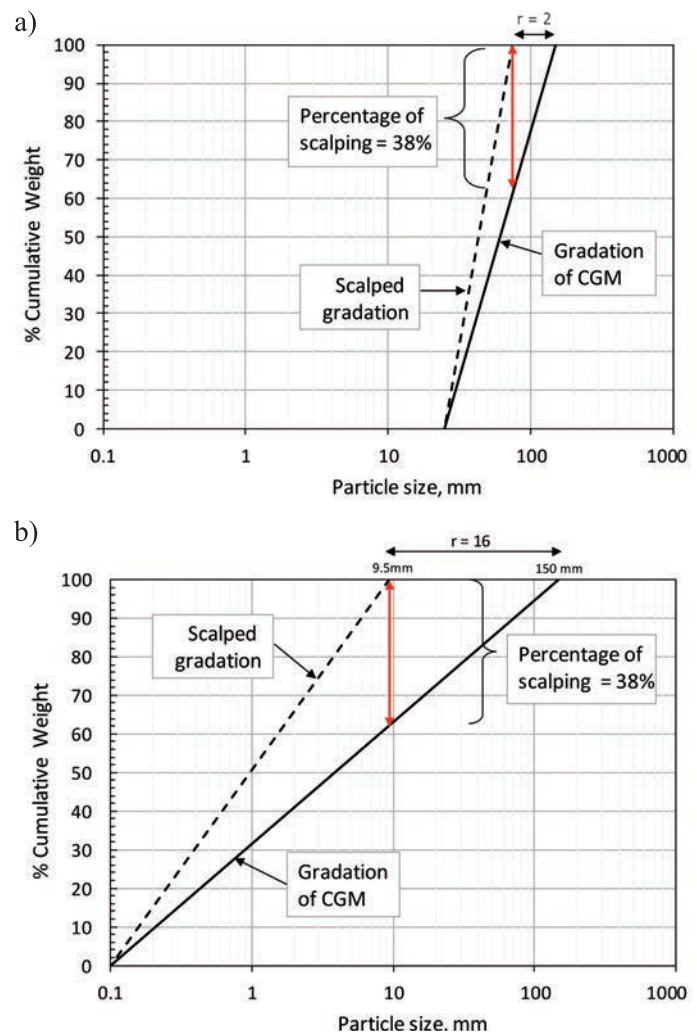


Figure 1: Comparison of scalping for the same percentage of scalping and different ratio of scalping r for two gradations: a) uniform and b) well graded (not uniform)

Leslie (1963) reported results from alluvial soils with subrounded to subangular particles. Specifically, four PSD depicted in Figure 2a were analyzed, with a maximum ratio of scalping r of 8. Also, the author indicated that each specimen was compacted by vibration to attain the maximum density. The results indicated that the scalping affected in less than 3 degrees the angle of internal friction between the original and scalped gradations (Figure 2b).

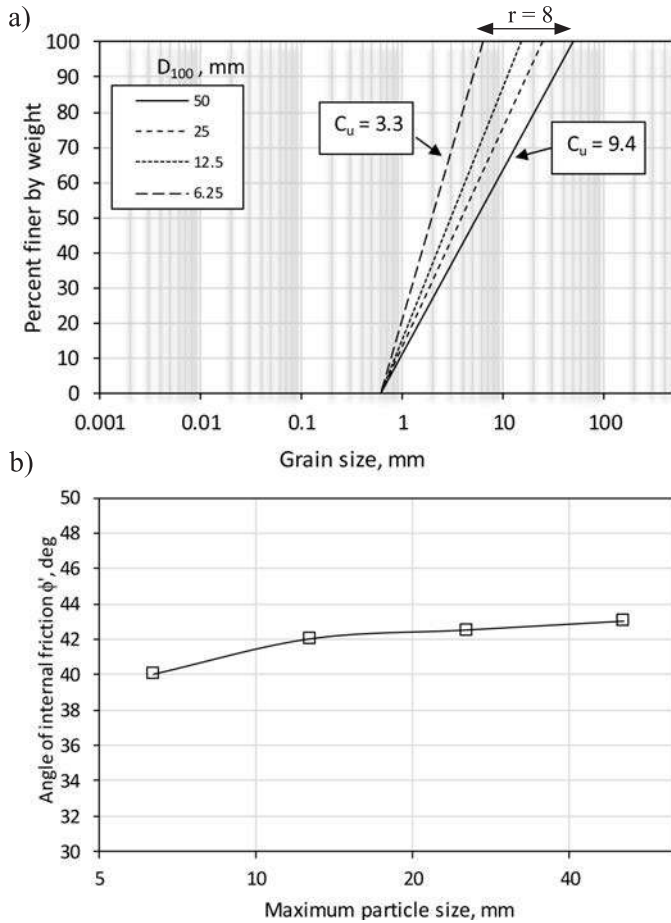


Figure 2: a) PSDs tested and b) internal friction angle versus maximum particle size (Leslie, 1963)

Considering a different material and gradations as shown in Figures 3a and 3b, Donaghe and Cohen (1978) found an increase in the friction angle ϕ' when increasing the particle sizes up to 5 degrees for $r = 12$, and 3 degrees for $r = 6$.

Al-Hussaini (1983) reported results from a triaxial testing programme on a crushed basalt material. The original and scalped PSD are shown in Figure 4a including a maximum scalping of $r = 12$. The testing programme included specimens with a relative density of 75 and 100%. Internal friction angles ϕ' for a relative density RD of 75%,

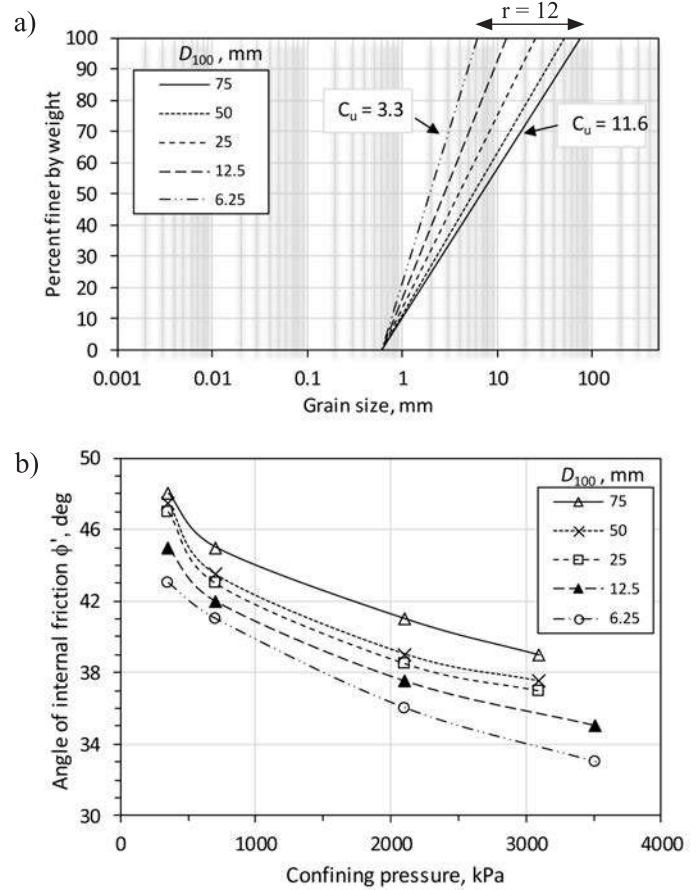


Figure 3: a) PSDs tested and b) internal friction angle versus confining pressure and maximum particle size (Donaghe and Cohen, 1978)

between confining pressures of $\sigma_c = 400$ kPa and 3000 kPa, are presented in Figure 4b. These results agree with the findings by Donaghe and Cohen (1978) with an increase of up to 7 degrees of ϕ' for $r = 12$, and 3 degrees for $r = 6$.

De la Hoz (2007) also studied the scalping method based on triaxial compression tests using a fluvial gravel under a relative density RD of 70%. De la Hoz (2007) suggested to scalp up to 20% to reproduce the shear strength parameters of CGM when the scalping method is applied. Figures 5a and 5b present gradations and internal friction angles, respectively. It is interesting to note that the ratio of scalping used in this investigation was 2.6, and gradations up to 80% of scalping resulted in a difference of internal friction angle lower than 3 degrees. As it will be explained later, this large amount of scalping is explained by the ratio of scalping employed.

Continuing the research by De la Hoz (2007), Dorador (2010) analyzed the scalping method using a fluvial gravel with gradations and internal friction angles as shown in

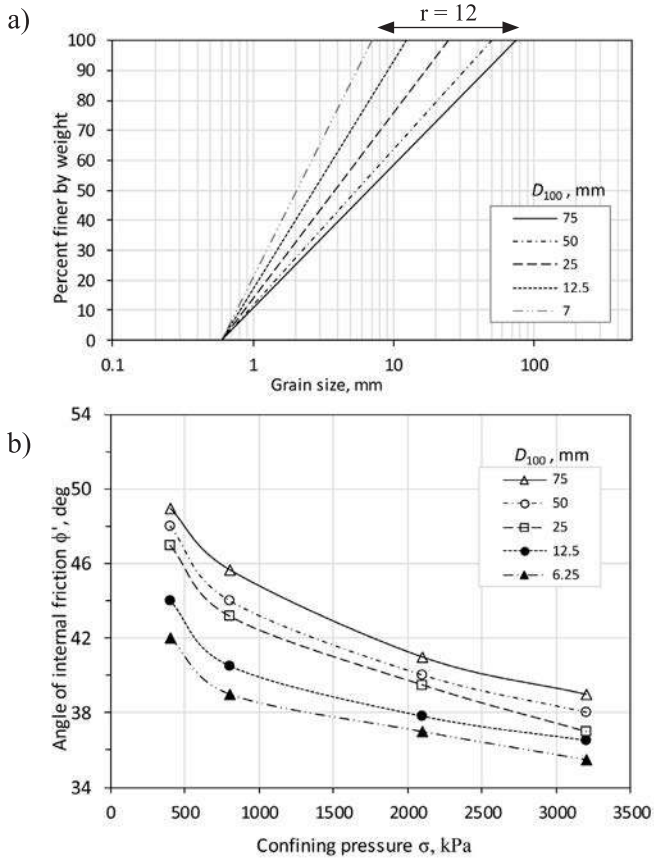


Figure 4: a) PSDs tested and b) internal friction angle versus confining pressure and maximum particle size for tests under RD = 75% (Al-Hussaini, 1983)

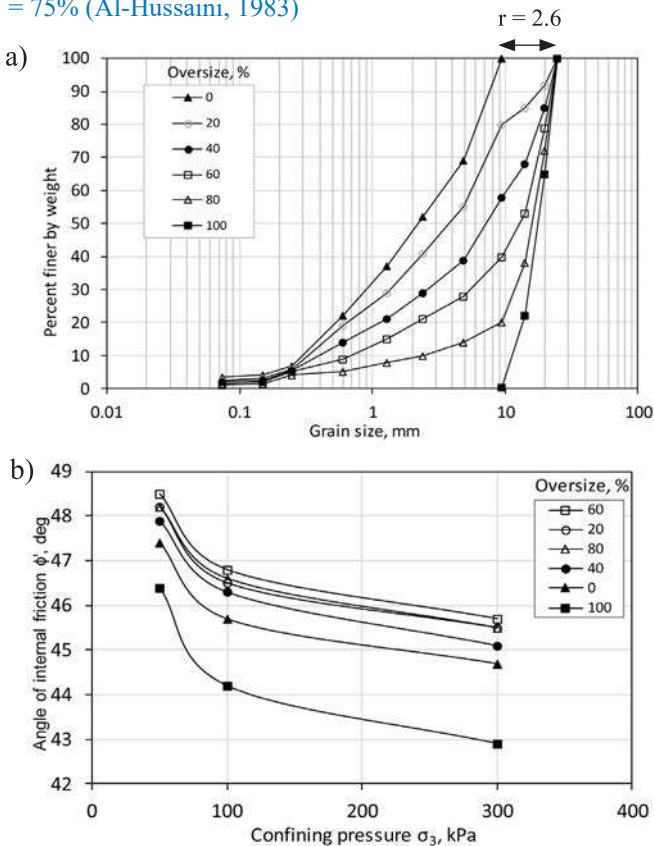


Figure 5: a) PSDs tested and b) internal friction angle versus confining pressure and oversize (De la Hoz, 2007)

Figures 6a and 6b. Using a scalping ratio of 5.3, a maximum scalping percentage of 35% was obtained.

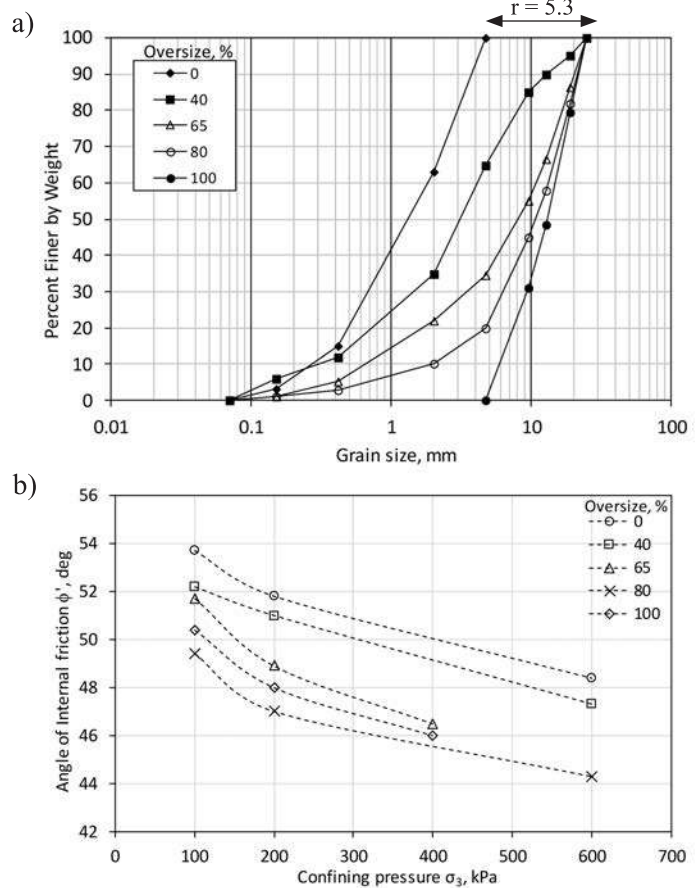


Figure 6: a) PSDs tested and b) internal friction angle versus confining pressure and oversize (Dorador, 2010)

According to the previous results, these authors have recommended that the percentage of scalping should be up to 30%. However, as it will be discussed later, a percentage of scalping is not an optimal way to define the amount of scalping, because it depends on the particle size distribution of the CGM. As shown in Figures 1a and 1b, a uniform and well graded (not uniform) gradations can have the same scalping value of 38% but under a very different ratios of scalping. In addition, the use of this method will also depend on the engineering stage of the laboratory tests. For example, a difference of 3 degrees of internal friction angle can be important in a detailed engineering project, but perhaps not in a conceptual or feasibility stage project.

The matrix method

The second method analysed in this paper is the matrix method, initially proposed by Siddiqi (1984) and continued by Su (1989), Fragaszy *et al.* (1990, 1992), Bolton *et al.*

(1991) and Jernigan (1998). This method relies on a solid background which considers that the oversize particle floats into a matrix of fine particles when compression and shear stresses are applied on the material as depicted in Figure 7a. Intuitively, the finer the matrix, the more effective the method would be as the shear band would be thinner and then, oversize particles would not participate in shear band formations. Thus, soil-rock mixtures (alluvial and fluvial materials, glacial till) which could contain significant fines contents are better candidates for use. The other case shown in Figure 7b, is when oversized particles are in contact with each other, which is also referred to as non-floating state.

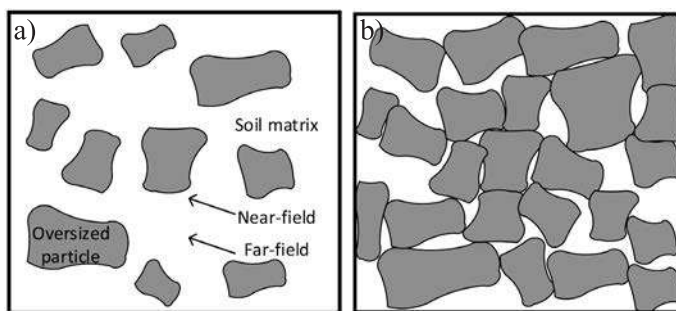


Figure 7: Matrix method with oversize particles: a) floating and b) in contact

Siddiqi (1984) introduced the matrix method, which is based on the hypothesis that in a granular material containing large and small particles, large particles will float into a matrix of small particles, and therefore, the latter will control the shear strength of the granular material. Siddiqi (1984) studied experimentally the effectiveness of this method in terms of static undrained triaxial tests and was able to corroborate the matrix method using a material from Lake Valley Dam in California, USA, for a specific gradation type shown in Figure 8a. The main concern of the results is that the ratio between the maximum particle size of the prototype and model gradation was only $r = 4$, which is limited in use, regarding typical particle sizes of CGM obtained in practice. Figure 8b presents two sets of tests, the former with 305 mm diameter (prototype) and the latter with 71 mm diameter (soil matrix), both with comparable relative density on specimens. The former resulted in lower maximum shear strength than the latter. Thus, the study recommended a density to be calculated as the average of the prototype relative density and the average density of the soil matrix. This issue motivated Su

(1989) to propose a methodology to evaluate the far field density (soil matrix far from oversized particles).

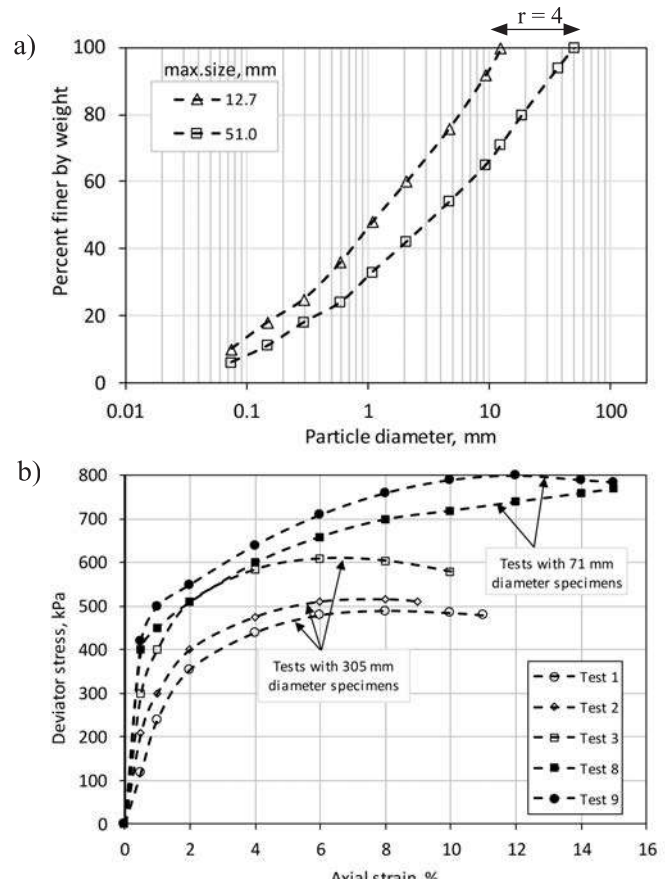


Figure 8: Lake Valley Dam material: a) PSDs tested and b) deviator stress versus axial strain and specimen diameter (Siddiqi, 1984)

Su (1989) extended the experimental work carried out by Siddiqi (1984), conducting static drained triaxial tests, as well as undrained triaxial tests. The matrix method was corroborated for triaxial CID tests. However, as depicted in Figures 9a and 9b, the scalping ratio was lower than that used by Siddiqi (1984), reaching only $r = 2$. The works by Siddiqi (1984) and Su (1989) demonstrating the effectiveness of the matrix method were confirmed by Fragaszny *et al.* (1990, 1992).

Bolton *et al.* (1991) also used the matrix model to evaluate the shear strength of sandy soils with some percentage of gravel sizes as oversize material (15 and 30% of oversize). Regarding the two type of materials tested (Fill A & B and Fill C & D), they found differences between 1.5 and 3 degrees from the matrix soil material to the prototype under comparable relative density on specimens (Figures 10 and 11). The interesting point is that Bolton *et al.* (1991)

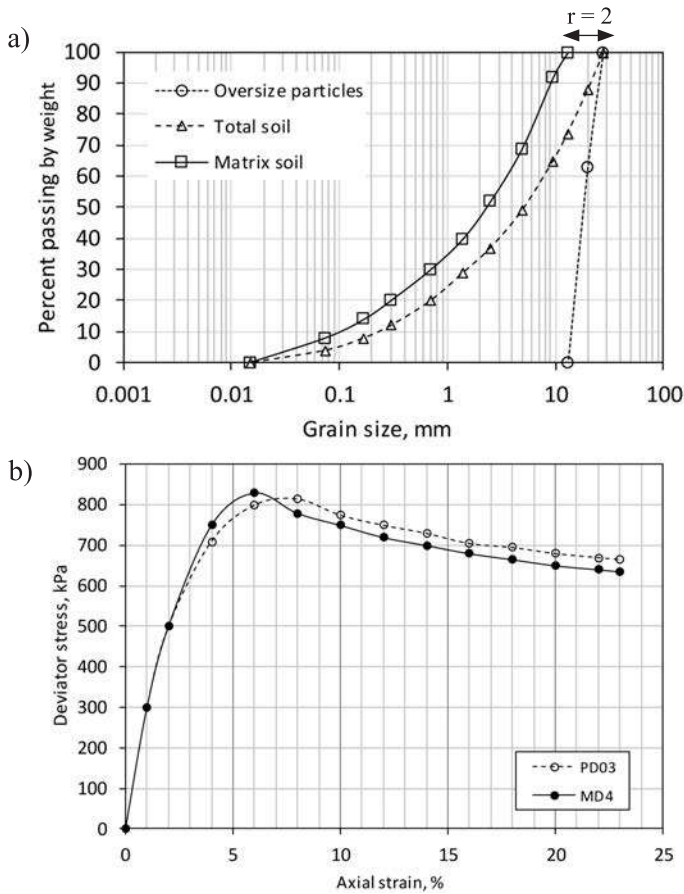


Figure 9: Lake Valley Dam material: a) PSDs tested and b) deviator stress versus axial strain, where PD03: RD = 47.1%, density $\rho = 2.04 \text{ Mg/m}^3$ and specimen diameter $D = 152 \text{ mm}$ and for MD4: RD = 40.5%, $\rho = 1.92 \text{ Mg/m}^3$ and $D = 71 \text{ mm}$ (Su, 1989)

indicated that oversize material could act as a reinforcement under the shear strain developed during testing.

Jernigan (1998) conducted triaxial compression CID tests, similar to the tests carried out by Su (1989). As presented in Figure 12, Jernigan (1998) conducted tests on a scalping of up to 30% for reproducing the mechanical properties of both original and model gradation, under a ratio of scalping of 7.9. In addition, Jernigan (1998) stated that the presence of oversized particles changes the shear strength characteristics of a soil, adding that this change depends upon the shape, surface texture, and angularity of the oversized particles. Based on experimental results, the presence of small amounts of oversized materials does not affect the peak shear strength of the soil as compared to the strength of the matrix material. However, the increase in the amount of oversized materials may reach a point where the peak shear strength rises rapidly once the matrix material strength is surpassed.

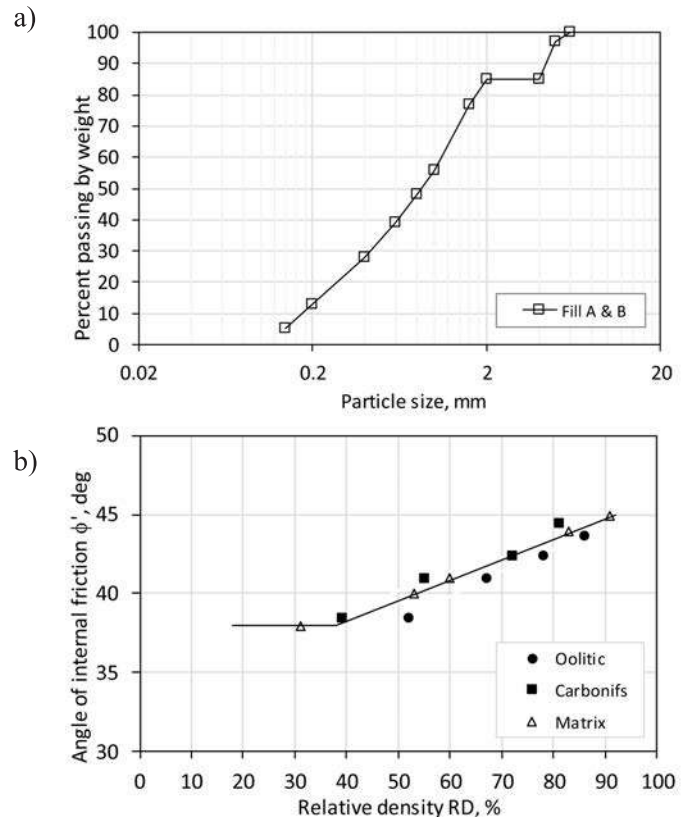


Figure 10: a) PSD tested and b) internal friction angle versus relative density for Fill A & B (Bolton *et al.*, 1991)

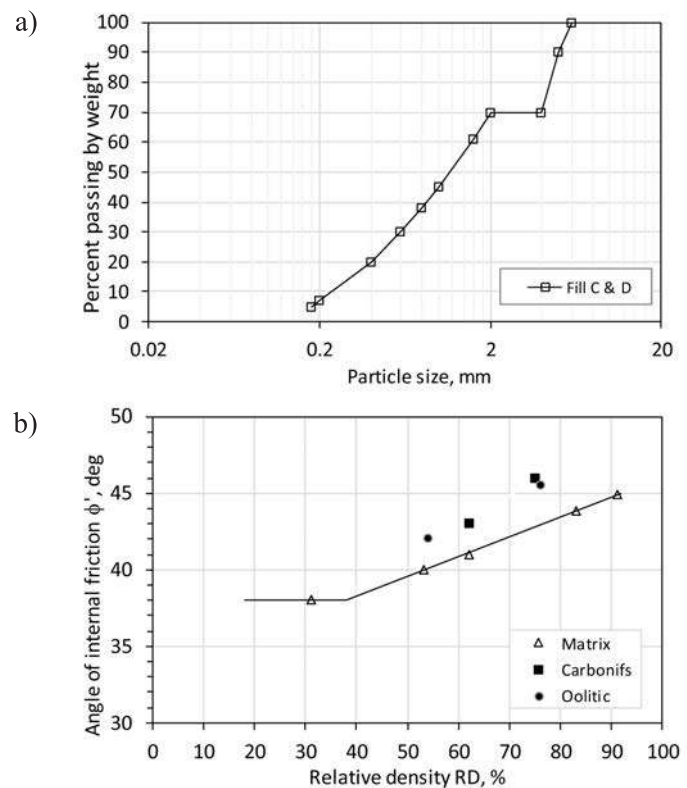


Figure 11: a) PSD tested and b) internal friction angle versus relative density for Fill C & D (Bolton *et al.*, 1991)

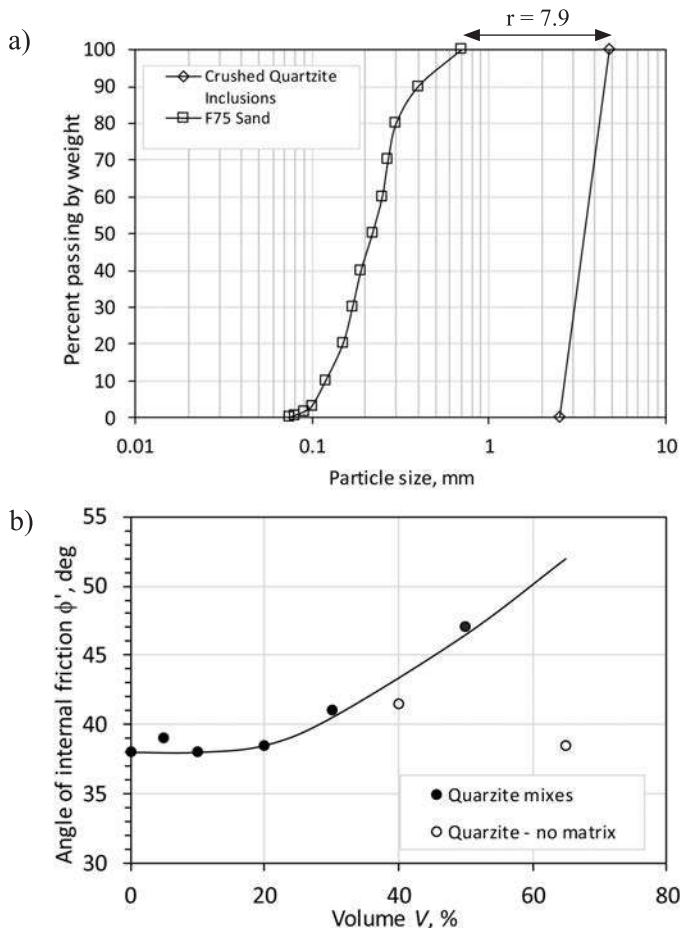


Figure 12: a) PSDs tested and b) internal friction angle results for Quartzite material (Jernigan, 1998)

The matrix method needs some improvements for rough and elongated large particle (Fragaszy *et al.*, 1992; Bolton *et al.*, 1991; Jernigan, 1998). The experiments by Siddiqi (1984) and Su (1989) considered small ratio of scalping (up to 6), which are not representatives of typical particle size distributions of CGM. Finally, the matrix method is ideal for samples with fines content higher than 10% and gap graded gradations, where oversize and soil matrix can be clearly defined, in other words, larger particle in comparison to small particles.

The scalping and replacement method

The scalping and replacement method was presented by Donaghe and Townsend (1973, 1976), and it was focused on the evaluation of compaction characteristics of earthfills. Later on Donaghe and Torrey (1979) extended this method to evaluate mechanical properties. The method aims in scalping an original gradation but keeping the same sample density of both original and scalped gradations.

As the scalped gradation is finer, the minimum and maximum density of a scalped gradation are lower than the original. As keeping the same density on both gradations, the relative density RD on scalped gradation is higher, which should generate different shear strength and compressibility results. In addition, the experiments published by Donaghe and Torrey (1979, 1985) were conducted on samples with more than 10% of fines content and under undrained conditions.

It is important to highlight the work by Su (1989), although limited to a few laboratory tests to study the effectiveness of this method, the triaxial tests were carried out under drained conditions based on gradations shown in Figure 13a. The results depicted in Figure 13b were inconclusive because of the large scatter of shear strength between the original 152 mm specimen diameter and scalped 71 mm specimen diameter gradations.

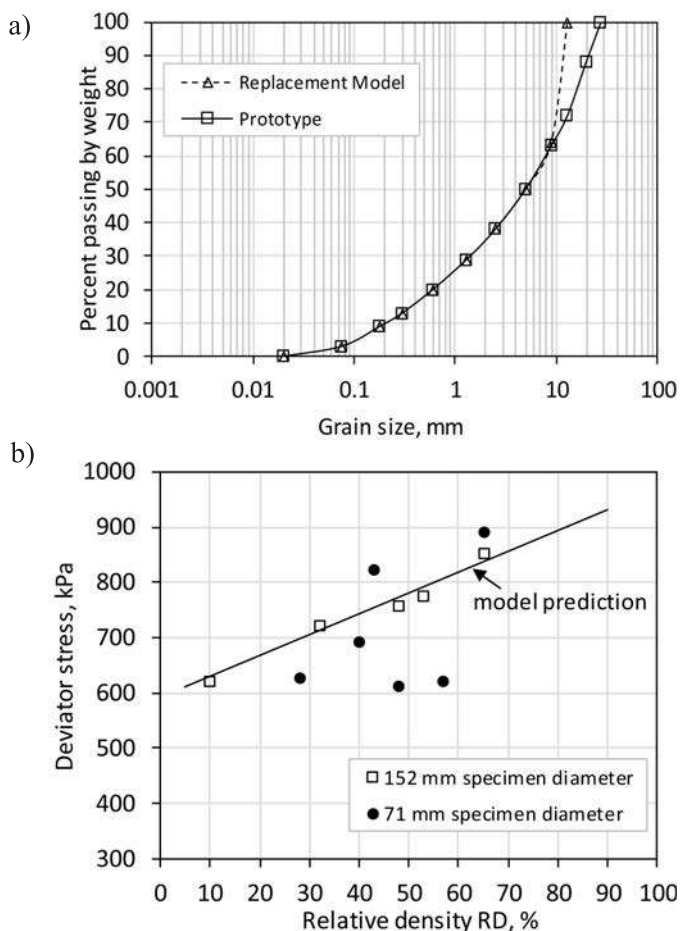


Figure 13: a) PSDs tested and b) deviator stress versus relative density (Su, 1989)



Discussion on scalping techniques

The major issue of considering a percentage of oversize in the scalping techniques is that the scalping depends on how the particle size distribution is. As presented in Figures 1a and 1b, a comparison of a uniform and well graded PSD indicates that under a same scalping percentage, the maximum particle size is reduced 16 times for the well graded PSD against twice for the uniform gradation. This example illustrates that the scalping cannot be expressed as a percentage of the total material only, but also in terms of how the PSD is. Another important issue is that large particles act as a reinforcement, specially when the difference of particle size between the matrix and oversize particles is increased.

Three scalping techniques have been discussed, focused on evaluating the geomechanical properties of CGM. It was found that the percentage of scalping cannot be used solely when employing the scalping method, and then, the ratio of scalping needs to be considered in the analysis. Thus, Figure 14 presents a graph of scalping percentage versus ratio of scalping based on results from different authors. Moreover, Figure 14 depicts two regions where scalping can be applied. As these regions are limited to low ratio of scalping ($r < 8$), it is recommended the use of large-scale shear tests (triaxial or direct shear tests), which is in line with geomechanical recommendations of soils with oversize's by Charles (1991), Parkin (1991) and Nicks *et al.* (2015). Some coarse granular materials that

can be characterized by the scalping method are rockfill materials, crushed stone for ballast materials, colluvium, alluvial and fluvial soils, waste rock dump and heap leach materials in mining.

Conclusions

The scalping techniques, *i.e.*, scalping method, matrix method and scalping and replacement, were analyzed in detail in terms of its effectiveness, focusing on the mechanical properties of Coarse Granular Materials (CGM), with fines content lower than 10%. Regarding the scalping techniques, the scalping method considers removing the oversized particles and using the remaining material for geotechnical characterization tests. The matrix method rests on the same idea of removing large particles, however, it focuses on soils in which the oversized particles are floating in a fine matrix. Finally, the scalping and replacement method, in addition to considering the removal of oversized particles, replaces the oversized fraction with an equal weight of material at a smaller size portion.

To conduct the analysis, it was necessary to define the ratio of scalping r , which is the ratio of maximum particle size of both prototype and scalped gradation. The analysis conducted in this paper indicated that these three methods are limited on its use, especially under small ratio of scalping. One of the reasons to explain this finding, is that as using any scalping technique, the scalped gradation will be finer, and then, the minimum and maximum density of the scalped gradation will be lower than the original gradation, being the material density a difficult parameter to define for testing.

It can be concluded that the percentage of scalping depends on the particle size distribution of the prototype gradation. Thus, a graph of percentage of scalping versus ratio of scalping is proposed. As the ratio of scalping is limited until 8, it is recommended to conduct as large-scale shear tests as possible in order to apply the scalping method within the ranges of ratio of scalping and scalping percentage recommended. Scalping should consider variations of physical properties of CGM in size, such as shape, strength and roughness of particles. Further research is needed to evaluate the effectiveness of the scalping method in terms of others relevant properties of CGM such as cyclic shear strength, deformation modulus (static and dynamic) and permeability.

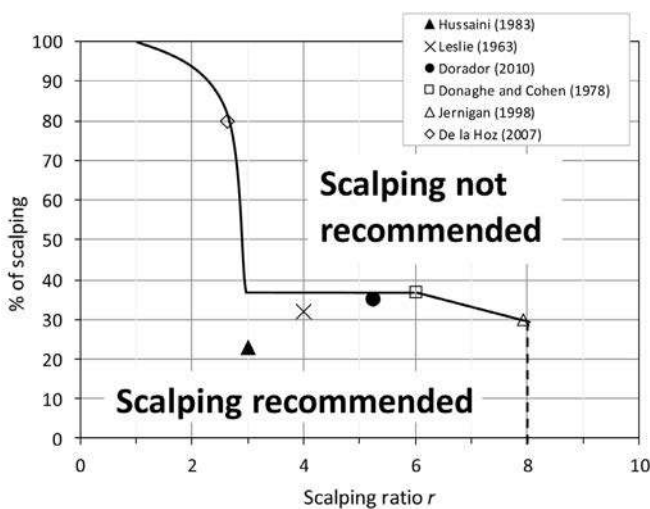


Figure 14: Experimental results of the variation of the scalping percentage with the scalping ratio and recommendation depending on scalping ratio and percentage of scalping

Acknowledgements

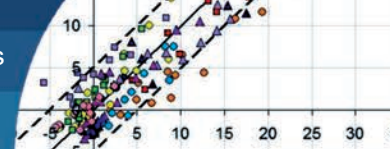
The second author would like to acknowledge the funding provided by the academic activities fund FAA 01/2018 UCSC (Financiamiento de Actividades Académicas) from the Office of Research and Innovation (Dirección de Investigación e Innovación) at the Universidad Católica de la Santísima Concepción.

References

- Al-Hussaini, M. (1983). Effect of particle size and strain conditions on the strength of crushed basalt. *Canadian Geotechnical Journal* 20(4), 706-717
- ASTM D4718 (2015). Standard practice for correction of unit weight and water content for soils containing oversize particles. ASTM International, West Conshohocken, USA
- ASTM D5030 (2013). Standard test methods for density of soil and rock in place by the water replacement method in a test pit. ASTM International, West Conshohocken, USA
- Bard, E., Anabalón, M.E. and Campaña, J. (2012). Waste rock behavior at high pressures: dimensioning high waste rock dumps. In: *Multiscale Geomechanics: From Soil to Engineering Projects*, P.Y. Hicher (ed.), ISTE/Wiley, UK, chapter 4, 86-112
- Bareither, C.A., Benson, C.H. and Edil, T.B. (2008). Comparison of shear strength of sand backfills measured in small-scale and large-scale direct shear tests. *Canadian Geotechnical Journal* 45(9), 1224-1236
- Bolton, M.D., Fragaszy, R.J. and Lee, D.M. (1991). Broadening the specification of granular fills. *Transportation Research Record* 1309, 35-41
- Charles, J.A. (1991). Laboratory shear strength tests and the stability of rockfill slopes. In *Advances in Rockfill Structures*, das Neves E.M. (ed.), NATO ASI Series (Series E: Applied Sciences), vol. 200. Springer, Dordrecht, 53-72
- De la Hoz, K. (2007). *Estimation of the shear strength parameters of coarse granular materials*. MSc thesis, University of Chile, Santiago, Chile (in Spanish)
- Donaghe, R.T. and Townsend, F.C. (1976). Scalping and replacement effects on the compaction characteristics of earth-rock mixtures. Soil Specimen Preparation for Laboratory Testing, American Society for Testing and Materials ASTM, Philadelphia, USA, ASTM STP 599, 248-277
- Donaghe, R.T. and Townsend, F.C. (1973). Compaction characteristics of earth-rock mixtures. Report 1, Vicksburg Silty Clay and DeGray Dam Clayey Sandy Gravel. Miscellaneous paper No. S-73-25, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, USA.
- Donaghe, R.T. and Cohen, M.W. (1978). Strength and deformation properties of rock fill. Technical Report No. WES-TR-S-78-1. US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Soils and Pavement Laboratory, Vicksburg, USA
- Donaghe, R.T. and Torrey, V.H. (1985). Strength and deformation properties of earth-rock mixtures. Technical Report GL-85-9, Geotechnical Laboratory, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, USA
- Donaghe, R.T. and Torrey, V.H. (1979). Scalping and replacement effects on strength parameters of earth-rock mixtures. *7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: Design Parameters in Geotechnical Engineering*, Brighton, UK, vol. 2, 29-34
- Dorador, L. (2010). *Experimental analysis of the methodologies of homothetic and shear curves in the geotechnical property evaluation of coarse soils*. MSc thesis, University of Chile, Santiago, Chile (in Spanish)
- Dorador, L. (2018). A revision of the parallel particle size distribution methodology or homothetic curves applied to the geotechnical characterization of coarse granular materials. *X Chilean Geotechnical Conference*, Valparaíso, Chile, paper ID1259 (in Spanish)
- Dorador, L. and Villalobos, F.A. (2020). Analysis of the geomechanical characterization of coarse granular materials using the parallel gradation method. *Obras y Proyectos* 27, 50-63
- Dorador, L., De la Hoz K., Salazar F. and Urbina F. (2018). Considerations in the geotechnical characterization of coarse granular materials. *X Chilean Geotechnical Conference*, Valparaíso, Chile, paper ID1315 (in Spanish).
- Flora, A. and Modoni, G. (1997). Upgrading equipment and procedures for stress path triaxial testing of coarse-grained materials. *Geotechnical Testing Journal* 20(4), 459-469
- Fragaszy, R.J., Su, J., Siddiqi, F.H. and Ho, C.L. (1992). Modeling strength of sandy gravel. *Journal of Geotechnical Engineering* 118(6), 920-935



- Fragaszy, R.J., Su, W. and Siddiqi, F.H. (1990). Effects of oversize particles on the density of clean granular soils. *Geotechnical Testing Journal* **13**(2), 106-114
- Hawley, M. and Cuning, J. (2017). Introduction. In *Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design*. Hawley, M. and Cuning, J. (eds.), CSIRO Publishing, Australia, 1-12
- Jernigan, R.L. (1998). *The physical modeling of soils containing oversized particles*. PhD thesis, University of Colorado at Boulder, USA
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1979). *Soil mechanics*. SI version. John Wiley & Sons, New York, USA
- Leslie, D.D. (1963). Large scale triaxial tests on gravelly soils. *Second PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brazil, vol. 1, 181-202
- McCarter, M.K. (ed.) (1985). Design of non-impounding mine waste dumps. Society of Mining Engineering and the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, New York, USA
- McLemore, V.T., Fakhimi, A., van Zyl, D., Ayakwah, G.F., Anim, K., Boakye, K., Ennin, F., Felli, P., Fredlund, D., Gutierrez, L.A.F., Nunoo, S., Tachie-Menson, S. and Viterbo, V.C. (2009). Literature review of other rock piles: characterization, weathering, and stability. Questa Rock Pile Weathering Stability Project. New Mexico Bureau of Geology and Mineral Resources. New Mexico Tech, USA
- Nicks, J.E., Gebrenegus, T. and Adams, M.T. (2015). Strength characterization of open-graded aggregates for structural backfills. Publication No. FHWA-HRT-15-034. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, USA
- Ovalle, C., Linero, S., Dano, C., Bard, E., Hicher, P.Y. and Osses, R. (2020). Data compilation from large drained compression triaxial tests on coarse crushable rockfill materials. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **146**(9), 06020013
- Parkin, A.K. (1991). Rockfill modelling. In *Advances in Rockfill Structures*, das Neves E.M. (ed.), NATO ASI Series (Series E: Applied Sciences), vol. 200. Springer, Dordrecht, 35-51
- Seif El Dine, B., Dupla, J.C., Frank, R., Canou, J. and Kazan, Y. (2010). Mechanical characterization of matrix coarse-grained soils with a large-size triaxial device. *Canadian Geotechnical Journal* **47**(4), 425–438
- Siddiqi, F.H. (1984). *Strength evaluation of cohesionless soils with oversize particles*. PhD thesis, University of California Davis, USA
- Simoni, A. and Houlsby, G.T. (2006). The direct shear strength and dilatancy of sand-gravel mixtures. *Geotechnical and Geological Engineering* **24**(3), 523–549
- Su, W. (1989). *Static strength evaluation of cohesionless soils with oversize particles*. PhD thesis, Washington State University, USA
- Valenzuela, L., Bard, E., Campaña, J. and Anabalón, M.E. (2008). High waste rock dumps—Challenges and developments. *First International Seminar on the Management of Rock Dumps*, Perth, Australia, 65-78.
- Zeller, J. and Wullimann, R. (1957). The shear strength of the shell materials for the Göschenenalp Dam, Switzerland. *4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, UK, vol. 2, 399-415



Un método simplificado de predicción de hinchamiento de arcillas expansivas debido a cambios de humedad

A simplified method of swelling prediction for expansive clays due to moisture changes

Fecha de entrega: 3 de julio 2020

Fecha de aceptación: 7 de noviembre 2020

Patricia C.A. Rodríguez

Ferrara - Proyectos Especiales, Hannover 5686, Oficina 1140, La Reina, Chile, patricia.rodriguez@ferrara.cl

Los cambios volumétricos inducidos en suelos arcillosos expansivos debido a variaciones en su contenido de humedad han generado daños estructurales significativos en diversos países, y Chile no ha sido una excepción en este aspecto. Usualmente las primeras estimaciones del potencial de expansión se realizan en base a información relativamente limitada, previo al desarrollo de una campaña geotécnica más completa. Como alternativa a esta última se propone aquí un método sencillo que cuenta con una amplísima base experimental para predecir el hinchamiento de estas arcillas al aumentar su humedad, pudiendo incluso llegar a saturarse el suelo que es la situación eventual más crítica. A modo de ejemplo de utilización de este simple método se incluye en este artículo su aplicación al cálculo del movimiento vertical de una cimentación corrida, típica, en uno de los sitios investigados.

Palabras clave: arcillas expansivas, contenido de humedad, hinchamiento

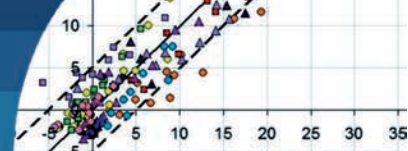
Volumetric changes induced in expansive clays due to variations in their moisture content have originated significant structural damage in several countries. Chile has not been an exception in this matter. Preliminary assessments of these soils' potential volumetric changes is usually based on limited technical information before developing a complete geotechnical exploration. As an alternative to such estimations, a simple method based on extensive experimental data is herein proposed to predict the swelling potential of these clays when their moisture content increases, even until complete saturation of the soil, which is their most critical situation. An example of this simple method is its application to the calculation of the vertical movement of a typical strip foundation in one of the investigated sites.

Keywords: expansive clays, moisture content, swelling potential

Introducción

La expansión o contracción volumétrica experimentada por las arcillas debido a cambios de humedad ha sido causa de importantes daños estructurales en edificaciones y caminos, transformándose en un problema de enorme importancia práctica. La problemática de suelos expansivos se ha presentado en diversos países alrededor del mundo, tales como México, Estados Unidos, Australia, Sudáfrica, Turquía, Arabia Saudita, Inglaterra, España, Israel, Egipto e India (Abduljawad *et al.*, 1992; Juca *et al.*, 1992; Carillo, 1969; Erguler y Ulusay, 2003; Sabtan, 2005; Rodríguez, 2007; Vanapalli y Lu, 2012; Puppala *et al.*, 2013; Elbadry, 2016; Cantillo *et al.*, 2017).

En Chile se ha detectado la presencia de arcillas expansivas en algunas comunas de la Región Metropolitana como Colina, Lo Barnechea, parte de Lampa, Las Condes, y Quilicura. En las ciudades de El Salvador (III Región), Malloa (VI Región), Talca (VII Región), y en los centros mineros de El Teniente y Chuquicamata (Rodríguez, 2007; Rodríguez-Roa, 1982). Dada su importancia en nuestro país, se encuentra actualmente en desarrollo la norma prNCh3608 (2020) sobre este tipo de suelos cuyo objetivo es dar a conocer esta problemática, incorporar algunas recomendaciones para la exploración geotécnica, y entregar soluciones de cimentaciones típicas.



En la literatura técnica se encuentran diferentes criterios propuestos para evaluar el potencial expansivo de este tipo de suelos, principalmente en función de sus propiedades índice (Altemeyer, 1956; Holtz y Gibbs, 1956; Raman, 1967; Chen, 1975). Uno de los más usados ha sido el criterio propuesto por Holtz y Gibbs (1956), presentado en la Tabla 1.

Tabla 1: Clasificación de suelos expansivos según Holtz y Gibbs (1956)

Contenido coloidal (% menor a 1 μ m)	Índice de Plasticidad IP	Límite de Contracción LC	Grado de expansión
> 28	> 35	< 11	Muy alto
20-31	25-41	7-12	Alto
13-23	15-28	10-16	Medio
< 15	< 18	> 15	Bajo

Estos criterios, si bien entregan una información de tipo cualitativa, no permiten cuantificar los movimientos esperados en el terreno. Para tal efecto, algunos autores han propuesto distintos métodos a fin de poder predecir la magnitud del hinchamiento (Lambe, 1960; Seed *et al.*, 1962; Komornik y David, 1969; Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973; Chen, 1975; Rao y Tripathy, 2003; Çimen *et al.*, 2012). Sin embargo, dichos métodos han demostrado ser poco aplicables, puesto que algunos fueron generados en base a ensayos sobre probetas remoldeadas de arcillas, o bien no consideraron factores de vital importancia, como son la presión vertical aplicada por la cimentación y/o la humedad inicial del suelo. Otros, requieren ser complementados con ensayos previos de hinchamiento, consolidación, o mediciones de succión (Jiménez-Salas *et al.*, 1980; Mckeen y Hamberg, 1981; Araya, 1993). Algunos métodos incorporan ensayos sobre muestras inalteradas como base para la calibración de sus modelos, además de requerir de parámetros difíciles de estimar en etapas tempranas de un proyecto, como son la succión de la matriz, información mineralógica de las arcillas presentes en el suelo, pH, conductancia superficial o módulo de contracción-expansión (Aitchison, 1973; Johnson y Sneath, 1978; Mitchell y Avalue, 1984; Hamberg y Nelson, 1984; Dhowian, 1990; McKeen, 1992; Briaud *et al.*, 2003; Ito y Hu, 2011; Lin y Cerato, 2012; Puppala *et al.*, 2013).

Otros métodos basados también en ensayos sobre muestras inalteradas han incluido, además, variables relevantes asociadas al comportamiento de suelos expansivos que

sean de fácil obtención en una caracterización inicial de suelos (Brackley, 1975; Rakela, 1987; Elbadry, 2016).

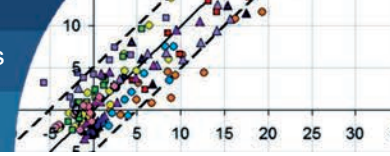
De todos estos métodos solamente el criterio propuesto por Rakela (1987) ha sido aplicado a suelos chilenos. Este criterio está limitado a aquellos suelos expansivos que se encuentran dentro de tres grupos definidos gráficamente, según su ubicación en la carta de plasticidad de Casagrande (Araya, 1993). Para cada grupo de suelos se propusieron curvas de hinchamiento diferentes en términos del nivel de saturación inicial del suelo y de la presión vertical aplicada. Esta consideración de grupos de suelos discretos, desconectados entre sí, impide su aplicación para el caso más general.

Se propone aquí un método general basado en la evidencia experimental, para predecir el hinchamiento de estratos de arcillas expansivas al saturarse. Situación eventual que es la condición más crítica que puede producirse durante la vida útil de una obra. A fin de ilustrar el uso de este método en la práctica profesional, se presenta aquí su aplicación al cálculo del movimiento vertical de una cimentación corrida, típica, en uno de los sitios investigados. En la presente investigación se han considerado los movimientos del terreno debidos solo a aumentos del contenido de humedad.

Base experimental

El programa experimental consistió, inicialmente, en una serie de ensayos de clasificación de las muestras de arcilla estudiadas: límites de Atterberg, peso específico de las partículas sólidas, humedad, ensayos granulométricos, y granulometrías de finos o Bouyoucos. El comportamiento expansivo de estos suelos arcillosos frente a cambios en su contenido de humedad inicial, y/o en la carga aplicada, se estudió mediante ensayos de hinchamiento efectuados en edómetro, según la norma ASTM D4546 (1996). En dichas pruebas las probetas fueron sometidas a una presión vertical constante a lo largo de todo el ensayo.

La base experimental utilizada para generar y calibrar el modelo simplificado propuesto estuvo constituida por un total de 170 datos de ensayos de hinchamiento ejecutados sobre muestras no perturbadas procedentes de 11 estratos arcillosos diferentes. De los 170 ensayos, 75 fueron realizados específicamente para esta investigación (Rodríguez, 2007) y se identifican como Grupo A



en la Tabla 2. Los restantes 95 datos de ensayos de hinchamiento corresponden a información obtenida de otras investigaciones nacionales (Araya, 1993; Queirolo, 1990; Rakela, 1987), identificadas como Grupo B en Tabla 2. En la Tabla 2 se observa, además, que las muestras consideradas en estos dos grupos de suelos fueron extraídas en diferentes sitios de la Región Metropolitana, excepto 27 ensayos (de los 95) efectuados sobre muestras provenientes de la ciudad de Talca.

En la presente investigación se incluyeron dos grupos adicionales de ensayos: Grupos C y D en la Tabla 3. En el Grupo C se recopilaron ensayos de hinchamiento realizados sobre suelos chilenos no utilizados en la calibración o ajuste del modelo propuesto, y en el Grupo D se recopilaron algunos ensayos de hinchamiento realizados en el extranjero, que tampoco se utilizaron en el proceso de calibración del modelo. El objetivo de incorporar la información reunida en los Grupos C y D fue evaluar la validación o capacidad de predicción del modelo.

Tabla 2: Base experimental utilizada en la generación (ajuste) del modelo propuesto

Grupo	Nº de ensayos de hinchamiento	Ubicación (comuna, región)	Fuente (autor, año)
A	75	Colina, R.M. Lampa, R.M. Las Condes, R.M.	Rodríguez, 2007
B	95	Quilicura, R.M. Lampa, R.M. Talca, Región del Maule	Rakela, 1987 Queirolo, 1990 Araya, 1993

Tabla 3: Base experimental utilizada para la validación del modelo propuesto

Grupo	Nº de ensayos de hinchamiento	Ubicación (país)
C	46	Chile
D	36	Turquía Arabia Saudita Perú Brasil

Análisis preliminar de la evidencia empírica

Los ensayos de hinchamiento ejecutados sobre muestras inalteradas de arcillas reflejaron la existencia de una relación lineal entre el porcentaje de hinchamiento ΔH y el logaritmo de la presión vertical aplicada P , para un mismo nivel de saturación inicial, S_r (Williams *et al.*, 1985; Rodríguez, 2007):

$$\Delta H(\%) = N - M \log\left(\frac{P}{P_a}\right) \quad (1)$$

siendo P_a la presión atmosférica, M y N son dos parámetros auxiliares adimensionales. Las Figuras 1a y 1b muestran curvas características de hinchamiento versus presión aplicada, para un mismo valor de S_r , obtenidas para el caso particular de dos de los sitios estudiados.

Por otra parte, para cada uno de los 11 estratos arcillosos estudiados, se encontró también una relación lineal entre los parámetros M , N y el grado de saturación inicial, S_r , en función de cuatro parámetros adimensionales: M_m , N_m , M_n y N_n , según se indica en las siguientes ecuaciones:

$$M = M_m S_r(\%) + N_m \quad (2)$$

$$N = M_n S_r(\%) + N_n \quad (3)$$

Estos cuatro parámetros M_m , N_m , M_n y N_n , resultaron ser constantes para cada estrato u horizonte específico, pero variables de un estrato a otro, como se advierte en las Figuras 1c y 1d.

Modelo propuesto para la predicción del hinchamiento

Durante la presente investigación se observó, además, la estrecha relación que existe entre el porcentaje de hinchamiento de las arcillas al saturarse y su plasticidad y contenido de partículas finas (partículas de diámetro inferior a malla ASTM N°200). Ello condujo a la conveniencia de corregir por porcentaje de finos la ecuación (1), de manera de poder obtener una expresión de carácter general más completa:

$$\Delta H(\%) = \left[N^* - M^* \log\left(\frac{P}{P_a}\right) \right] \frac{\% \text{ finos}}{100} \quad (4)$$

donde, M^* y N^* son parámetros que dependen no sólo del grado de saturación inicial, sino, también, de la plasticidad de los finos contenidos en la arcilla. En efecto, en forma análoga a las ecuaciones (2) y (3), se ajustaron las relaciones:

$$M^* = M_m^* S_r(\%) + N_m^* \quad (5)$$

$$N^* = M_n^* S_r(\%) + N_n^* \quad (6)$$

Teniendo en consideración la amplia base de datos experimentales recopilada, se examinaron distintas

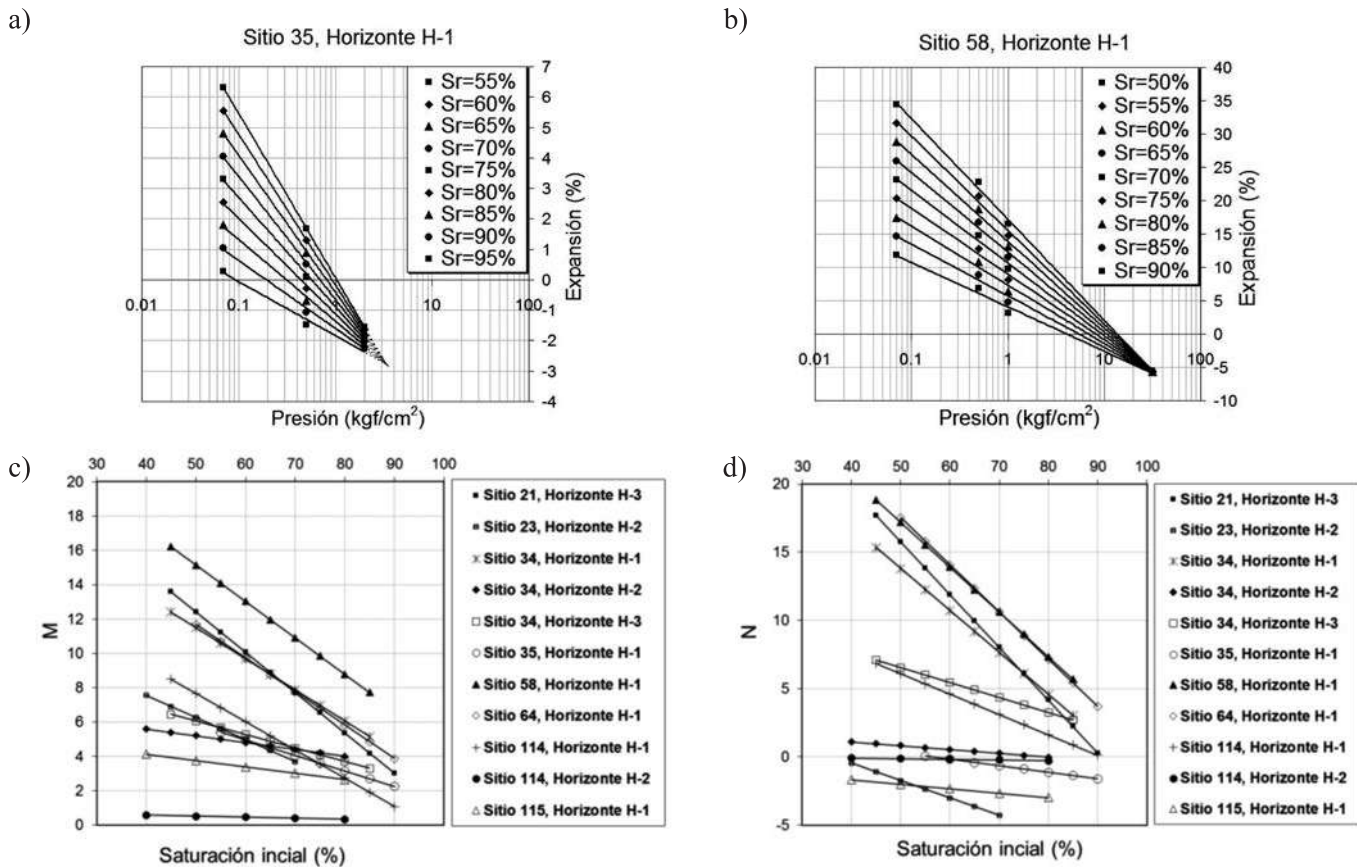
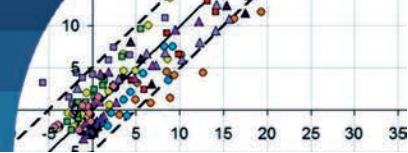


Figura 1: Curvas de hinchamiento versus presión para diferentes valores de S_r ; a) sitio 35, H-1, grupo B, b) sitio 58, H-1, grupo A, c) y d) relaciones entre los factores M y N y el grado de saturación inicial S_r , datos grupos A y B

correlaciones estadísticas para el cálculo de los parámetros M_m^* , N_m^* , M_n^* , y N_n^* . Las expresiones que arrojaron mejores resultados, y que complementan el modelo de predicción propuesto son:

$$\log(N_m^*) = -4.5269 \log\left(\frac{LL}{IP}\right) + 2.0604 \quad (7)$$

$$\log(-M_m^*) = 1.1028 \log(N_m^*) - 2.1929 \quad (8)$$

$$\log(-M_n^*) = 1.1975 \log(-M_m^*) + 0.2387 \quad (9)$$

$$N_n^* = -102.43 M_n^* - 2.3487 \quad (10)$$

En las ecuaciones (8) y (9) los parámetros M_m^* y M_n^* resultan siempre con valores negativos. En la Figura 2a se comparan los hinchamientos medidos con las predicciones entregadas por el modelo, incluyendo solamente los resultados de aquellos ensayos utilizados dentro del proceso de generación o calibración del mismo (capacidad de ajuste), mientras que en la Figura 2b se presenta sólo la información derivada de ensayos que no fueron incorporados de ninguna forma en la generación del modelo (capacidad de predicción).

En las Figuras 2a y 2b, confeccionadas en base a arcillas chilenas, se han incluido dos rectas con línea segmentada, paralelas a una recta inclinada en 45° que pasa por el origen, las cuales definen una banda con error de $\pm 5\%$ en la predicción de la expansión. El 90% de los puntos analizados cae dentro de cada una de las bandas respectivas. Por otra parte, las ecuaciones de ajuste obtenidas se acercan razonablemente bien a la condición de ajuste perfecto, en ambos casos, con un coeficiente de correlación R^2 de 0.83, aproximadamente. En consecuencia, el modelo no sólo se ajusta bien en los sitios en función de los cuales fue creado, sino que también entrega buenas predicciones en sitios que no fueron considerados en la calibración.

Con el objetivo de complementar la validación del modelo propuesto, se examinaron, además, ensayos de hinchamiento realizados sobre muestras inalteradas de arcillas extranjeras provenientes de Arabia Saudita (Abduljawwad *et al.*, 1992; Sabtan, 2004), Turquía (Erguler y Ulusay, 2003), Brasil (Juca *et al.*, 1992) y Perú (Carillo, 1969). Los resultados de este análisis se presentan en la

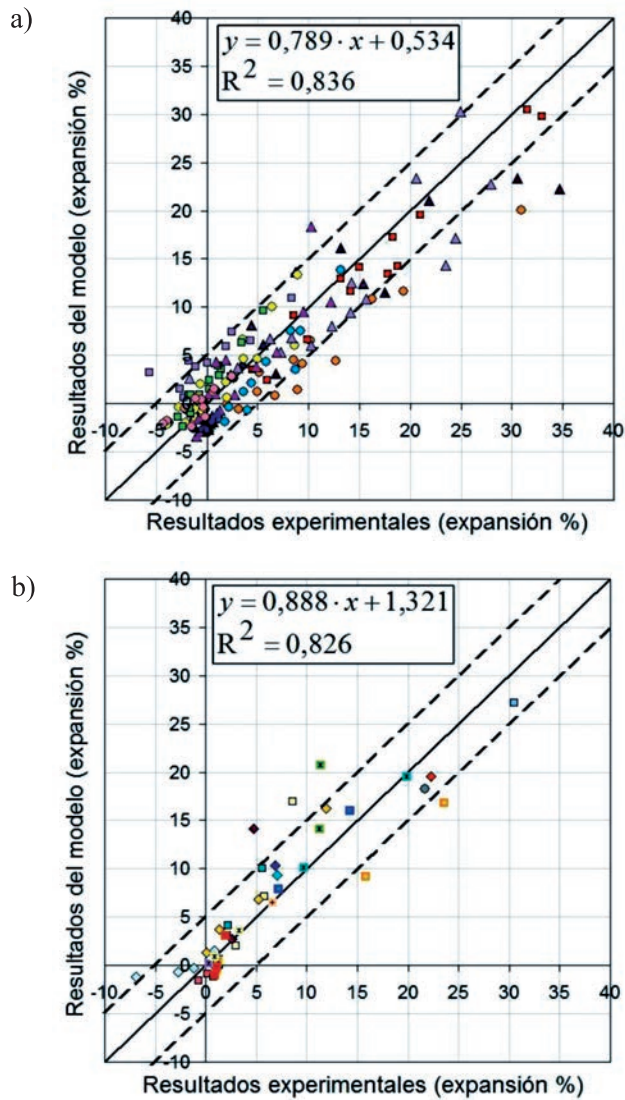
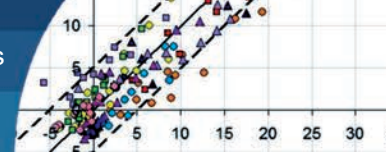


Figura 2: Validación del modelo propuesto en arcillas chilenas: a) capacidad de ajuste (datos de grupos A y B) y b) capacidad de predicción (datos de grupo C)

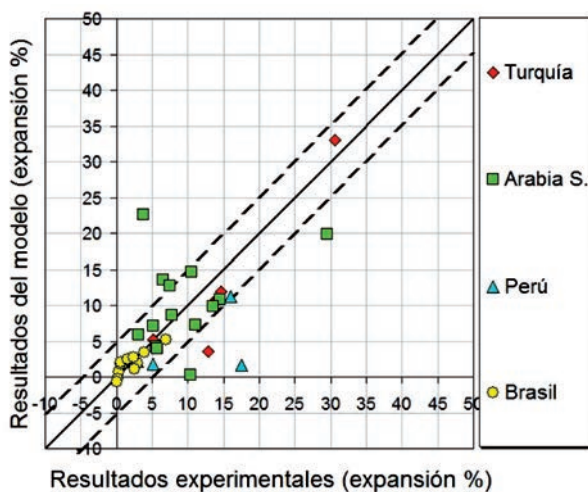


Figura 3: Verificación de la capacidad de predicción del modelo propuesto en arcillas extranjeras (datos del Grupo D)

Figura 3, en donde el 83% de los puntos considerados cae dentro de la banda con $\pm 5\%$ de error en la predicción de la expansión.

En la Figura 4 se comparan las predicciones obtenidas mediante la aplicación de los criterios de Brackley (1975) y Rakela (1987), con las entregadas por el modelo propuesto para la totalidad de las arcillas chilenas consideradas en la presente investigación. Se observa que el criterio de Brackley (1975) arroja resultados que no reflejan en absoluto la tendencia de las arcillas chilenas. La razón de este resultado se debe a que dicho criterio fue generado a partir de arcillas sudafricanas que tendrían propiedades muy particulares, y por tanto sólo sería aplicable a esa zona. Lamentablemente, no se dispone de mayores antecedentes al respecto. Con relación al criterio de Rakela (1987), cabe señalar que éste entrega una predicción algo mejor, pero de calidad significativamente inferior al modelo aquí propuesto.

Por otro lado, la literatura también provee algunas propuestas de predicciones utilizando redes neuronales (Das *et al.*, 2010; Erzin y Güneş, 2011; Yilmaz y Kaynar, 2011). Por lo anterior, de forma complementaria se llevó a cabo, además, una comparación del modelo propuesto con las predicciones entregadas por programas computacionales basados en redes neuronales. Los programas de simulación basados en redes neuronales son modelos de aprendizaje y procesamiento automático inspirados en el sistema nervioso humano. En ellos, el aprendizaje se materializa mediante una serie de factores que son ajustados en función de la información ingresada en la red, de modo que en una red neuronal entrenada, el conjunto de factores determina el conocimiento de dicha red y tiene la propiedad de resolver el problema para el que ella ha sido entrenada. La aproximación iterativa de los factores que permiten determinar la función de ajuste en cada punto, en la mayoría de los programas de redes neuronales disponibles, opera con el algoritmo *Backpropagation*, el cual fue también utilizado en las simulaciones realizadas en esta investigación. Se usaron dos programas computacionales: el BrainCom, y el Toolbox Neural Networks incluido en la versión 6.5.1 de Matlab.

El entrenamiento previo de la red requerido para la simulación, se llevó a cabo utilizando solamente la parte de la base de datos de las arcillas chilenas usada para la confección de la Figura 2a. La capacidad de ajuste obtenida

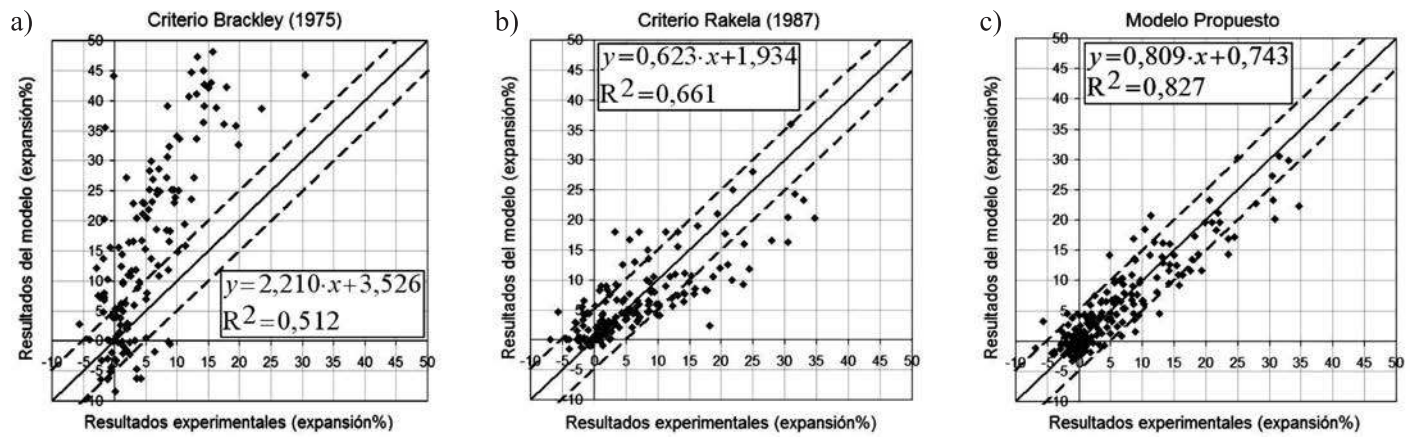
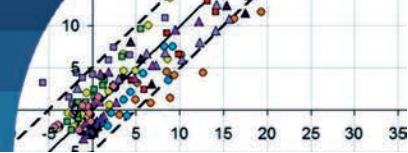


Figura 4: Aplicación del modelo propuesto y de los criterios de Brackley (1975) y Rakela (1987), a la totalidad de las arcillas chilenas consideradas (datos de grupos A, B, C y D)

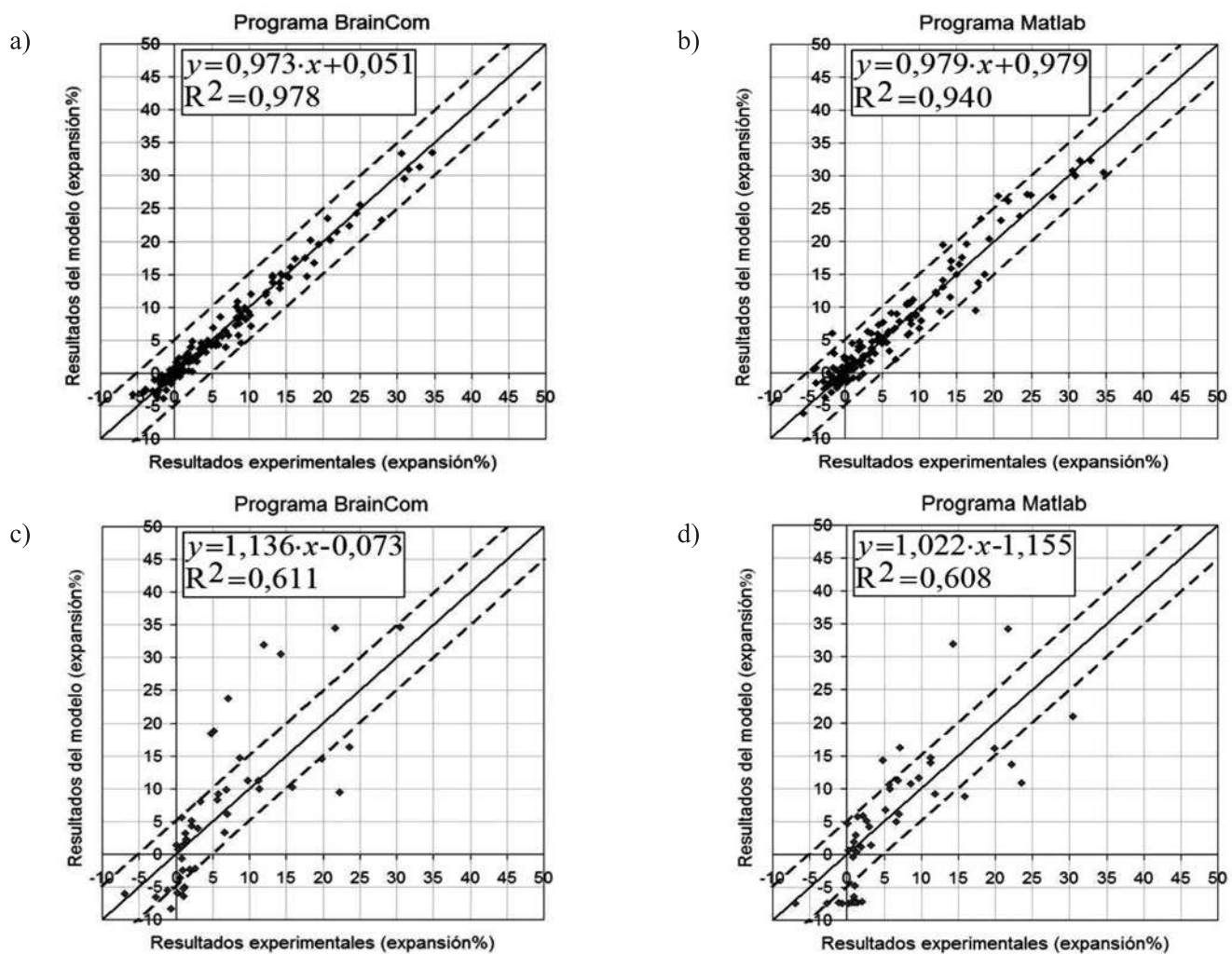
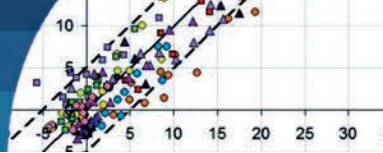


Figura 5: Resultados obtenidos con programas basados en redes neuronales. Capacidad de ajuste para arcillas chilenas (datos grupos A y B) con el programa: a) BrainCom y b) Matlab. Capacidad de predicción para arcillas chilenas (datos grupo C) con el programa: c) BrainCom y d) Matlab

con los programas BrainCom y Matlab se muestra en las Figuras 5a y 5b, respectivamente. Se observa en estas figuras que el coeficiente de correlación R^2 varió entre 0.940 y 0.978, contra un valor de 0.836 alcanzado con el modelo

propuesto, según se indica en la Figura 2a. Sin embargo, al considerar las arcillas chilenas no incluidas en la base de datos empleada para la calibración o entrenamiento de los programas, su capacidad de predicción resulta muy



inferior a la entregada por el modelo propuesto, como se infiere de la comparación de los valores del coeficiente R^2 incluidos en las Figuras 5c, 5d, y 2b. La explicación de estos resultados está ligada al hecho de que las redes neuronales son incapaces de identificar o seleccionar dentro de su proceso de aprendizaje, los conceptos y variables realmente relevantes que gobiernan el fenómeno en cuestión.

Aplicación del modelo propuesto a un caso típico de cimentación corrida

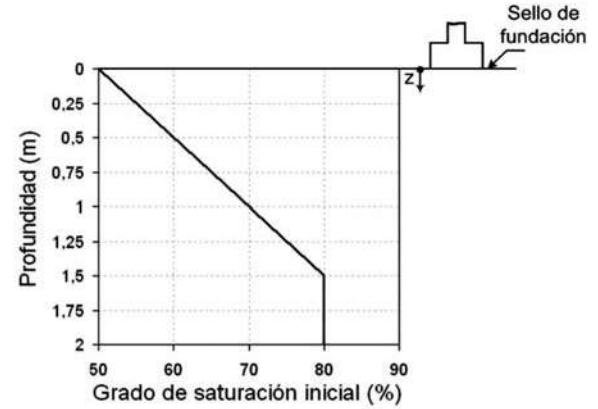
Se ha considerado una zapata corrida de 60 cm de ancho que transmite una carga de 100 kPa (1 kg/cm^2) a nivel del sello de cimentación. El suelo de fundación es un estrato de arcilla de alta plasticidad, con $LL = 72$, $IP = 53$ y un porcentaje de finos de 81.41%. Para este suelo, los parámetros correspondientes a ecuaciones (7) a (10) son los siguientes: $N_m^* = 28.712$, $M_m^* = -0.260$, $M_n^* = -0.345$ y $N_n^* = 33.023$.

En la aplicación que se presenta en este artículo se consideró la posibilidad de que, con posterioridad a la construcción de la vivienda, se pudiera saturar el suelo situado bajo la cimentación y alrededor de ella, producto de la infiltración de aguas lluvias en el terreno y/o por riego de jardines. En el sitio de aplicación del modelo propuesto no hay napa freática, y el grado de saturación inicial existente se aproximó a una variación lineal con la profundidad entre $z = 0 \text{ m}$ y $z = 1.5 \text{ m}$, según el perfil hídrico indicado en la Figura 6a. A partir de 1.5 m de profundidad, se supuso que el contenido de humedad se conserva aproximadamente constante.

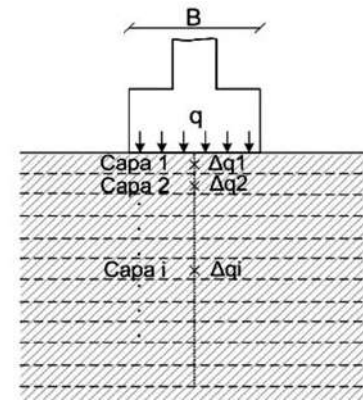
Para la evaluación del levantamiento de la cimentación se discretizó el suelo subyacente en una serie de capas de espesor constante, y se calculó en cada una de ellas el hinchamiento experimentado en función de su condición inicial de saturación, y de la carga vertical recibida debida a la sobrecarga efectiva de suelo y de la presión transmitida por la estructura. Los incrementos de tensiones, Δq , en el plano medio de cada capa, debidos a la presión transmitida por la cimentación, se calcularon mediante la teoría de elasticidad (Figura 6b).

La Figura 6c presenta los resultados obtenidos para el levantamiento de la cimentación versus la profundidad saturada del estrato arcilloso, para los distintos espesores

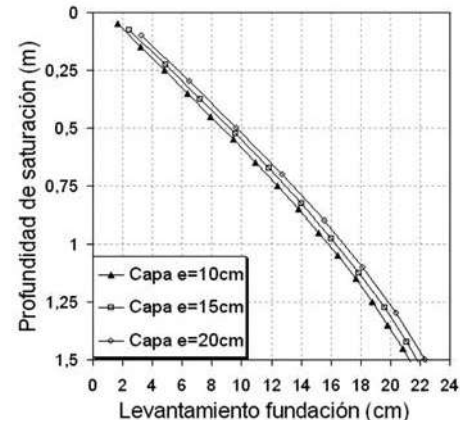
a)



b)



c)



d)

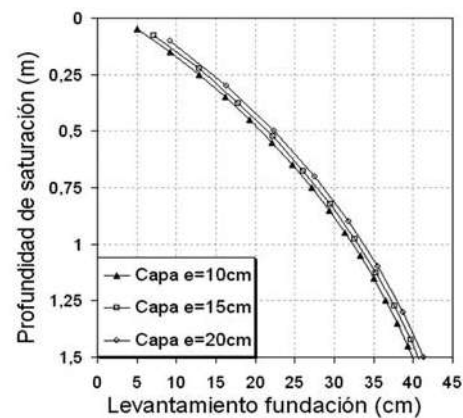
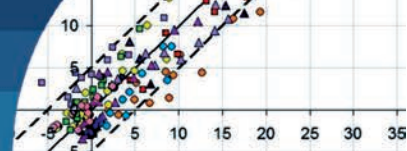


Figura 6: a) Perfil hídrico inicial adoptado para el cálculo del levantamiento de la cimentación, b) esquema de cálculo considerado para el análisis del levantamiento, c) levantamiento del terreno bajo la zapata corrida y d) levantamiento del terreno en zona sin cimentación



de capa, e, considerados. Como era de esperar, el levantamiento aumenta con el espesor de arcilla saturada, registrándose un valor máximo de 22 cm para un espesor saturado de 1.5 m. Resultados que ilustran claramente los enormes daños potenciales que podrían generarse en estructuras cimentadas en este tipo de suelos, en caso de no adoptarse las medidas adecuadas para mitigar o erradicar estos efectos.

En la Figura 6d se han incluido los levantamientos obtenidos para el caso de superficie libre, es decir, cuando no existe carga alguna en la cota $z = 0$ m. En este caso, los levantamientos del terreno prácticamente doblan al valor del levantamiento máximo calculado anteriormente. De los resultados alcanzados en las dos aplicaciones efectuadas (Figuras 6c y 6d) se concluye que, para todos los efectos prácticos, es suficientemente preciso calcular el levantamiento del terreno subdividiendo el estrato de suelo que podría saturarse, en capas de altura del orden del 10% de su espesor.

Conclusiones

La presencia de estratos de suelos potencialmente expansivos puede resultar en graves problemas a las estructuras influenciadas por ellos. Si bien el proceso de hinchamiento por saturación de suelos expansivos es complejo y depende de muchos parámetros, la necesidad de realizar estimaciones ajustadas en etapas preliminares de un proyecto hace necesario el uso de parámetros simples, para realizar una primera aproximación del nivel de deformación esperada en un estrato de suelo expansivo, según el nivel de saturación inicial en que se encuentre y la sollicitación axial a que se verá sometido.

Para atender a la necesidad antes descrita, a partir del análisis de 170 ensayos de hinchamiento de muestras de arcillas no perturbadas, se propone un modelo simplificado de predicción que ha demostrado tener un excelente ajuste a la evidencia experimental, tanto en arcillas chilenas como extranjeras. Este modelo requiere conocer únicamente parámetros simples y de fácil obtención como son el Límite Líquido, el Índice de Plasticidad, el Porcentaje de Finos, el grado de saturación inicial del suelo, y la carga aplicada por la cimentación. La mayor ventaja del modelo propuesto, además de su calidad de ajuste experimental, es que utiliza parámetros que se encuentran disponibles

incluso en etapas tempranas de una campaña de exploración geotécnica, permitiendo realizar estimaciones en fases iniciales de un proyecto.

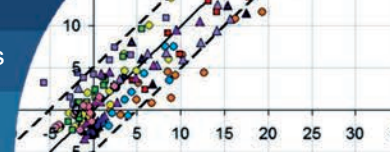
Como ejemplo de aplicación del modelo propuesto, se presenta el cálculo del levantamiento de una cimentación corrida, típica, apoyada sobre una arcilla de alta plasticidad, obteniéndose un levantamiento máximo de 22 cm al saturarse un espesor de suelo de 1.5 m. Este valor prácticamente se duplicó en el caso de la superficie libre analizada. Levantamientos del terreno que ilustran claramente los enormes daños potenciales que podrían generarse en estructuras cimentadas en este tipo de suelos, en caso de no adoptarse las medidas adecuadas para mitigar o erradicar estos efectos.

Agradecimientos

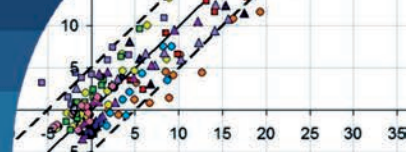
La autora desea agradecer al Profesor Dr. Fernando Rodríguez-Roa, Profesor Emérito del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile, por sus valiosos aportes a esta investigación y al trabajo conjunto y colaborativo que dio origen a este artículo.

Referencias

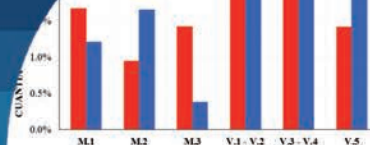
- Abduljawwad, S.N., Hameed, R.A., Al-Sulaimani, G.J., Basunbul, I.A. and Safar M.M. (1992). Expansive soils in eastern Province of Saudi Arabia. *7th International Conference on Expansive Soils*, Dallas, USA, 426-431
- Aitchison, G.D. (1973). A quantitative description of the stress-deformation behavior of expansive soils. *3rd International Conference on Expansive Soils*, Haifa, Israel, vol. 2, 79-82
- Altemeyer, W.T. (1956). Discussion of Engineering properties of expansive clays. *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 121(1), 666-669
- Araya, C.O. (1993). *Estudio del comportamiento de suelos finos de Santiago y de otras zonas problemáticas*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile
- ASTM D4546 (1996). Standard test methods for one-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils. American Society for Testing and Materials ASTM, West Conshohocken, USA
- Brackley, I.J.A. (1975). *The interrelationship of the factors affecting heave of an expansive unsaturated soil*. PhD thesis, University of Natal, Durban, South Africa



- Briaud, J.L., Zhang, X. and Moon, S. (2003). Shrink test–water content method for shrink and swell predictions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **129**(7), 590-600
- Cantillo, V., Mercado, V. and Pájaro, C. (2017). Empirical correlations for the swelling pressure of expansive clays in the city of Barranquilla, Colombia. *Earth Sciences Research Journal* **21**(1), 45-49
- Carillo, A. (1969). Contribution to the study of expansive clays of Peru. *Second International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils*, Texas, USA, 183-193
- Çimen, Ö., Keskin, S.N. and Yıldırım, H. (2012). Prediction of swelling potential and pressure in compacted clay. *Arabian Journal for Science and Engineering* **37**(6), 1535-1546
- Chen, F.H. (1975). *Foundations on expansive soils*. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands
- Das, S.K., Samui, P., Sabat, A.K. and Sitharam, T.G. (2010). Prediction of swelling pressure of soil using artificial intelligence techniques. *Environmental Earth Sciences* **61**(2), 393-403
- Dhowian, A.W. (1990). Field performance of expansive shale formation. *JKAU Engineering Sciences* **2**, 165-182
- Elbadry, H. (2017). Simplified reliable prediction method for determining the volume change of expansive soils based on simply physical tests. *HBRC journal* **13**(3), 353-360
- Erguler, Z.A. and Ulusay, R. (2003). A simple test and predictive models for assessing swell potential of Ankara (Turkey) clay. *Engineering Geology* **67**, 331-352
- Erzin, Y. and Güneş, N. (2011). The prediction of swell percent and swell pressure by using neural networks. *Mathematical and Computational Applications* **16**(2), 425-436
- Hamberg, D.J. and Nelson, J.D. (1984). Prediction of floor slab heave. *Fifth International Conference on Expansive Soils*, Adelaide, Australia, 137-140
- Holtz, W.G. and Gibbs, H.J. (1956). Engineering properties of expansive clays. *Transactions of the American Society of Civil Engineers* **121**(1), 641-663
- Ito, M. and Hu, Y. (2011). Prediction of the behaviour of expansive soils. *14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Toronto, Canada, 1-8
- Jiménez-Salas, J.A., De Justo Alpañez, J.L. y Serrano González, A.A. (1980). *Geotecnia y Cimientos III, Cimentaciones, Excavaciones y Aplicaciones de la Geotecnia*. Editorial Rueda, Madrid, España
- Johnson, L.D. and Snethen, D.R. (1978). Prediction of potential heave of swelling soil. *Geotechnical Testing Journal* **1**(3), 117-124
- Juca, J.F.T., Gusmao Filho, J.A. and Justino da Silva, J.M. (1992). Laboratory and field tests on an expansive soil in Brazil. *7th International Conference on Expansive Soils*, Dallas, USA, 337-342
- Komornik, A. and David, D. (1969). Prediction of swelling pressure of clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division* **95**(1), 209-226
- Lambe, T.W. (1960). The character and identification of expansive soils, soil PVC meter. Technical Studies Program, Federal Housing Administration, FHA 701, Washington DC, USA
- Lin, B. and Cerato, A.B. (2012). Prediction of expansive soil swelling based on four micro-scale properties. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* **71**(1), 71-78
- McKeen, R.G. (1992). A model for predicting expansive soil behavior. *7th International Conference on Expansive Soils*, Dallas, USA, 1-6
- McKeen, R.G. and Hamberg, D.J. (1981). Characterization of expansive soils. *Transportation Research Record* **790**, 73-78
- Mitchell, P.W. and Avalue, D.L. (1984). A technique to predict expansive soil movements. *Fifth International Conference on Expansive Soils*, Adelaide, Australia, 124-130
- prNCh3608 (2020). Suelo expansivo - Requisitos geotécnicos para diseño y ejecución de obras de edificación y urbanización. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- Puppala, A.J., Manosuthikij, T. and Chittoori, B.C. (2013). Swell and shrinkage characterizations of unsaturated expansive clays from Texas. *Engineering Geology* **164**, 187-194
- Queirolo, F.J. (1990). *Estudio del comportamiento de algunas arcillas expansivas de Talca y Quilicura*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile



- Rakela, M. (1987). *Estudio del comportamiento de las arcillas expansivas de Santiago*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile
- Raman, V. (1967). Identification of expansive soils from the plasticity index and the shrinkage index data. *The Indian Engineer* **11**(1), 17-22
- Rao, K.S. and Tripathy, S. (2003). Effect of aging on swelling and swell-shrink behavior of a compacted expansive soil. *Geotechnical Testing Journal* **26**(1), 36-46
- Rodríguez-Roa, F. (1982). Fundaciones en arcillas expansivas. *Primer Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, Santiago, Chile, 355-382
- Rodríguez, P.C.A. (2007). *Predicción de los movimientos en cimentaciones construidas sobre arcillas expansivas debido a cambios de humedad*. Tesis de Magíster, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile
- Sabtan, A.A. (2005). Geotechnical properties of expansive clay shale in Tabuk, Saudi Arabia. *Journal of Asian Earth Sciences* **25**(5), 747-757
- Seed, H.B., Woodward, R. and Lundgren, R. (1962). Prediction of swelling potential for compacted clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* **88**(3), 53-87
- Vanapalli, S. and Lu, L. (2012). A state-of-the art review of 1-D heave prediction methods for expansive soils. *International Journal of Geotechnical Engineering* **6**(1), 15-41
- Vijayvergiya, V.N. and Ghazzaly, O.I. (1973). Prediction of swelling potential for natural clays. *Third International Conference on Expansive Soils*, Haifa, Israel, vol. 1, 227-236
- Williams, A.A.B., Pidgeon, J.T. and Day, P.W. (1985). Expansive soils. *The Civil Engineer in South Africa* **27**(7), 367-378
- Yilmaz, I. and Kaynar, O. (2011). Multiple regression, ANN (RBF, MLP) and ANFIS models for prediction of swell potential of clayey soils. *Expert Systems with Applications* **38**(5), 5958-5966



Método directo de diseño basado en desplazamientos (DDBD) aplicado a sistemas mixtos de hormigón armado

Direct displacement-based design method (DDBD) applied to reinforced concrete frame-wall systems

Fecha de entrega: 2 de junio 2020

Fecha de aceptación: 17 de agosto 2020

Alejandro Morales

Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Valparaíso, General Cruz 222, Valparaíso, Chile, alejandro.morales@uv.cl

En este trabajo se presenta una aplicación del método directo de diseño basado en desplazamientos (DDBD) a un sistema mixto (muros y marcos resistiendo acciones sísmicas simultáneamente) de hormigón armado. Se expone el modelo matemático que fundamenta el método; la metodología para asignar esfuerzos a muros y marcos, para determinar el amortiguamiento del sistema y en general todas las herramientas necesarias para reducir la estructura a un sistema de un grado de libertad (SDOF). Con el método DDBD se analiza y diseña una estructura de 12 pisos, determinando: desplazamientos y deformaciones de entrepiso (drifts), cortes basales y esfuerzos en muros y marcos; se entregan las directrices para el diseño de los elementos de hormigón armado, principalmente las referentes a la rigidez considerada para la distribución de esfuerzos y al diseño por capacidad. Finalmente, se presentan los resultados obtenidos del análisis no-lineal tiempo historia, desarrollado con el programa RUAUMOKO 2D, usando tres registros del terremoto del Maule consistentes con el espectro de desplazamiento contenido en el Decreto Supremo N°61 (zona 3, suelo tipo D). Estos análisis demuestran que el método DDBD proporciona una muy buena estimación de las demandas de deformación esperadas durante un sismo, validando la metodología utilizada.

Palabras clave: diseño basado en desplazamientos, análisis sísmico, estructuras de hormigón armado

This paper presents an application of the direct displacement-based design (DDBD) to a reinforced concrete frame-wall system (structures that utilize both frames and walls to resist earthquake actions in parallel). Firstly, the mathematical model is presented alongside a description of the methodology applied to determine the design displacement profile and strength proportion between walls and frames. Knowledge of the displacement profile and some recommendations for the combination of frame and wall damping components enables representation of the structure as an equivalent single-degree of freedom (SDOF) system. Secondly, the DDBD method is used to analyze and design a 12-storey building in which the displacements, storey-drifts, base shears, as well as the wall and frame strengths are determined. Then, some guidelines are presented to design the reinforced concrete structures, specifically those related to the stiffness used for the strength distribution and capacity design. Finally, a nonlinear time-history analysis is implemented in RUAUMOKO 2D, using three records from the Maule earthquake which are consistent with the displacement spectrum contained in the Chilean seismic code requirements (Supreme Decree N° 61). These analyzes demonstrate that the DDBD method provides a robust estimation of the displacement demands expected during a seismic event.

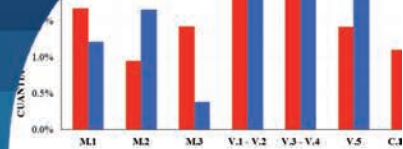
Keywords: displacement-based design, seismic analysis, reinforced concrete structures

Introducción

El método directo de diseño basado en desplazamientos (DDBD) fue desarrollado (Priestley *et al.*, 2007) como respuesta a las deficiencias del diseño sísmico basado en fuerzas, ampliamente documentadas en la literatura

(Moehle, 1992; Priestley, 2003; Priestley *et al.*, 2007; Panagiotou y Restrepo, 2011). Algunos de los principales problemas del método basado en fuerzas se exponen y sintetizan a continuación:

- El diseño basado en fuerzas requiere una estimación



inicial de la rigidez del sistema estructural, con ésta se determina el período natural de la estructura y la distribución de los esfuerzos entre los distintos elementos estructurales que componen el sistema. Sin embargo, debido a que la rigidez depende de la resistencia de los elementos, ésta no se conoce hasta que el proceso de diseño está completo (Priestley *et al.*, 2007).

- Se asume una rigidez flexural constante. En el caso del hormigón armado, esto implica que la curvatura de fluencia es proporcional a la resistencia a flexión (Figura 1a). La evidencia experimental en cambio muestra que este supuesto es erróneo, ya que la rigidez es proporcional a la resistencia y la curvatura de fluencia no depende de la misma (Priestley, 1998), ver Figura 1b.

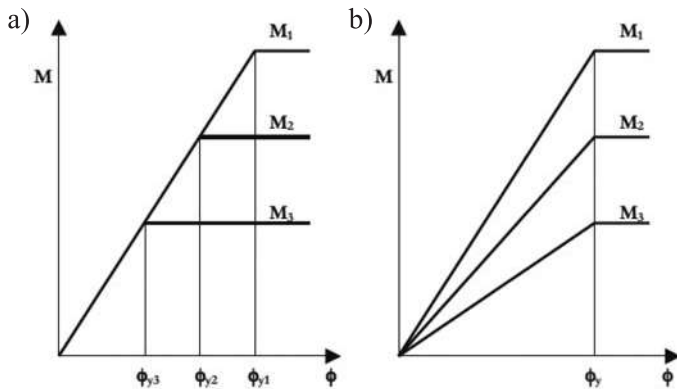


Figura 1: Relación momento-curvatura: (a) supuesto de diseño basado en fuerzas (rigidez constante) y (b) condición realista, curvatura de fluencia constante (Priestley, 2003).

- Los esfuerzos de los distintos elementos estructurales dentro de un sistema se asignan en función de la rigidez inicial. Incluso si se conoce con exactitud, su utilización asume de manera errónea que los distintos elementos pueden ser forzados a fluir al mismo tiempo. La Figura 2 muestra los resultados reportados por Beyer *et al.* (2014), estos ilustran cómo se distribuyen los esfuerzos entre los elementos estructurales (Figura 2a), de distintas rigideces (o longitudes), dentro de un sistema estructural. Las Figuras 2b, 2c y 2d muestran la relación corte basal versus deformación lateral para muro corto (menos rígido), muro largo (más rígido) y del sistema completo, respectivamente. Se observa que la fluencia de los distintos elementos estructurales ocurre a niveles distintos de deformación lateral (o en distintos instantes durante la respuesta).

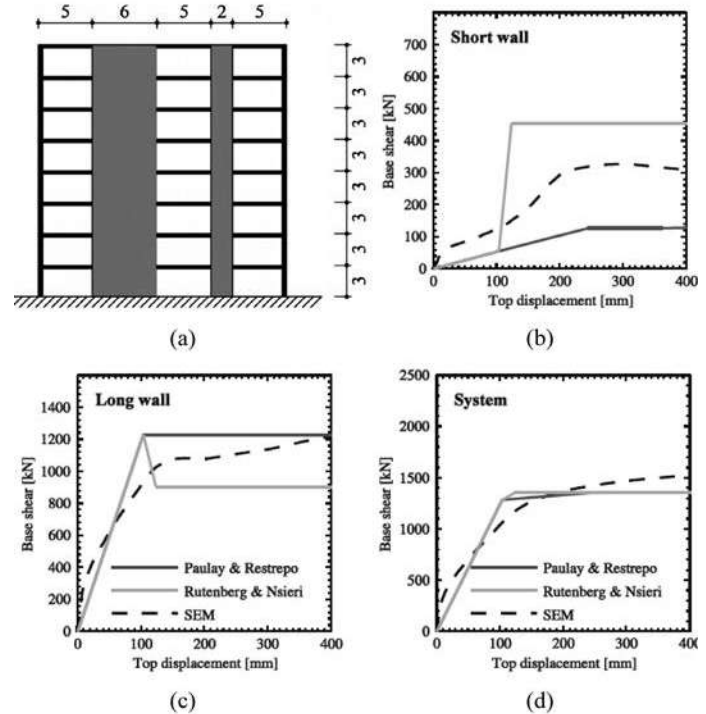


Figura 2: a) Sistema estructural con muros de distinta rigidez (o longitud en metros), b), c) y d) comparación de distribución de esfuerzos y deformación lateral de fluencia (Paulay y Restrepo, 1998; Rutenberg y Nsieri, 2006; Beyer *et al.*, 2014)

Fundamentos y descripción del método DDBD

El método DDBD se sustenta en el concepto de la Estructura Sustituta (Shibata y Sozen, 1976), que describe el comportamiento de la estructura a través de un sistema de un grado de libertad (SDOF) y de la respuesta (desplazamiento lateral) máxima del mismo. La Figura 3 ilustra gráficamente los fundamentos del método.

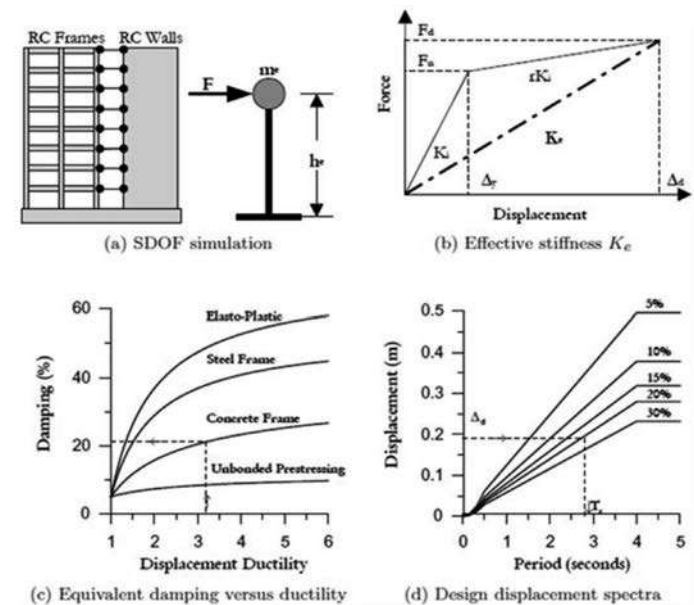
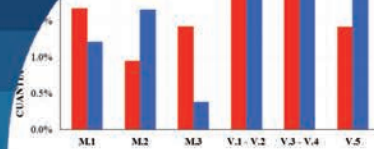


Figura 3: Fundamentos del método DDBD (Sullivan *et al.*, 2012)



La estructura a analizar es representada por un sistema SDOF equivalente con una masa efectiva m_e , altura efectiva h_e (Figura 3a) y por la rigidez secante K_e , cuando alcanza el máximo desplazamiento Δ_d (Figura 3b). El desplazamiento máximo o de diseño Δ_d , definido por el diseñador, generalmente se obtiene a partir de la deformada (o perfil de desplazamientos) de la estructura para una deformación lateral de entrepiso (o *drift*) de diseño θ_d , este último escogido para tener niveles aceptables de deformación lateral frente a la acción de un sismo dado. Conocida la deformada de la estructura, el desplazamiento de diseño

Δ_d , para el sistema SDOF equivalente a una altura efectiva h_e , se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^N m_i \Delta_i} \quad (1)$$

donde N es el número total de pisos del edificio, m_i es la masa de cada piso y Δ_i es el desplazamiento de diseño del piso i -ésimo. La altura efectiva h_e también es función de la deformada de la estructura para el máximo desplazamiento Δ_d , de las masas m_i de cada piso, del desplazamiento Δ_i del

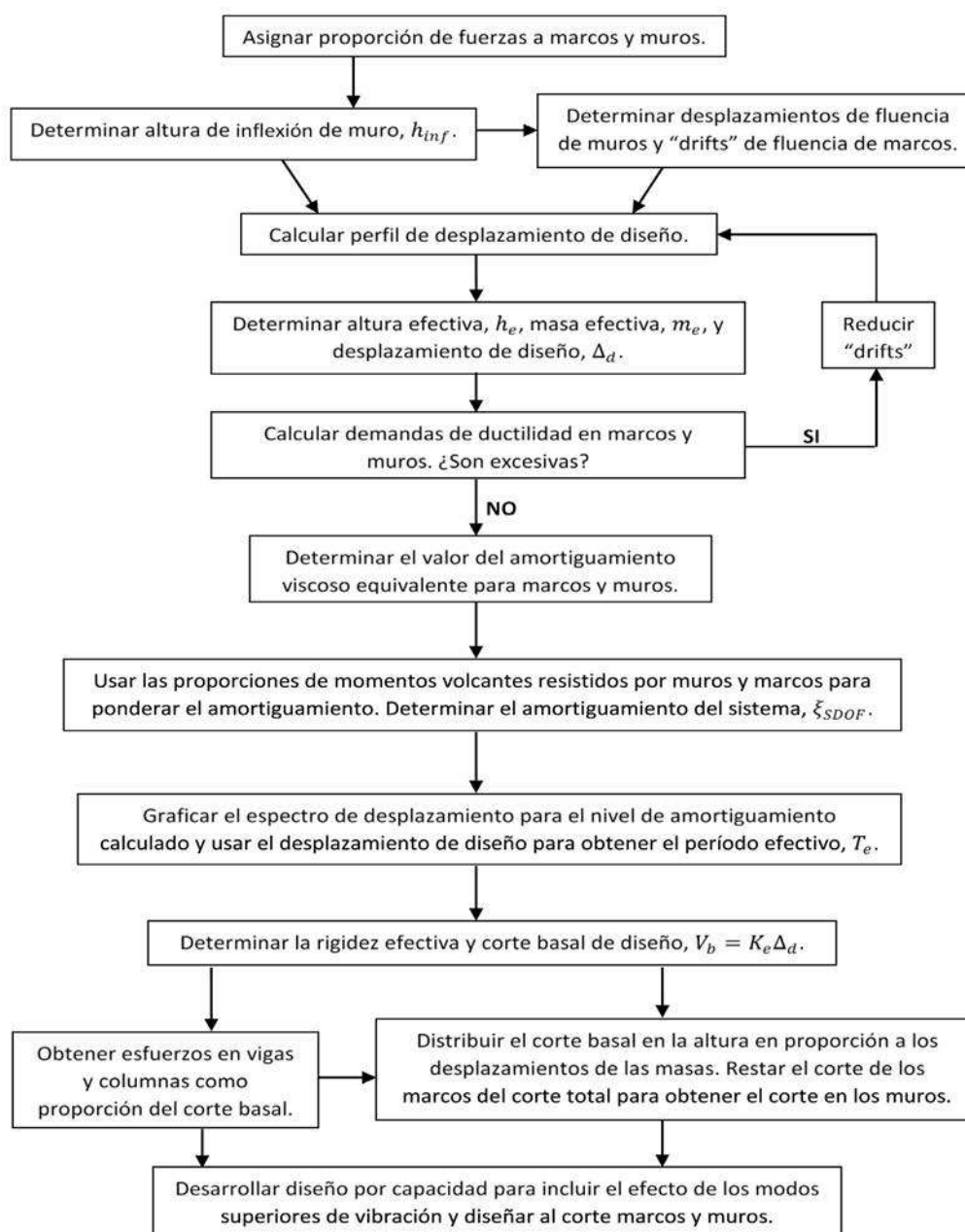
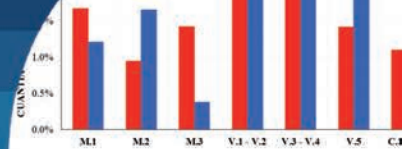


Figura 4: Diagrama de flujo para análisis y diseño (Morales, 2013)



piso i -ésimo y de la altura al piso i -ésimo.

$$h_e = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \Delta_i h_i}{\sum_{i=1}^N m_i \Delta_i} \quad (2)$$

Para determinar la masa efectiva m_e , se considera que la respuesta máxima de la estructura se da en el primer modo de vibrar o modo fundamental. Con esta consideración la masa efectiva se calcula como muestra la ecuación (3):

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (3)$$

El único parámetro restante para definir completamente la Estructura Sustituta, es el amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{SDOF} . Este último es función de la ductilidad de la estructura y también del período efectivo T_e de la Estructura Sustituta (Grant *et al.*, 2005; Blandon y Priestley, 2005), aunque cuando T_e es mayor que 1 s su influencia puede despreciarse.

$$\xi_{SDOF} = \frac{M_w \xi_w + M_f \xi_f}{M_w + M_f} \quad (4)$$

Donde M_f es el momento resistente de los marcos, M_w es el momento resistente de los muros y los amortiguamientos ξ_w y ξ_f están dados por las ecuaciones (5) y (6) (Sullivan *et al.*, 2006), estas últimas incluyen el amortiguamiento elástico e hysterético.

$$\xi_w \approx 0.05 + \frac{95}{1.3\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu_w^{0.5}} - 0.1r\mu_w \right) \quad (5)$$

$$\xi_f \approx 0.05 + \frac{120}{1.3\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu_f^{0.5}} - 0.1r\mu_f \right) \quad (6)$$

Donde μ_w es la demanda de ductilidad sobre los muros, μ_f la demanda de ductilidad sobre los marcos y r es el coeficiente de rigidez post-elástico, típicamente 0.05 para estructuras de hormigón armado (ver Figura 3b). Con la Estructura Sustituta completamente definida es posible comenzar el análisis y diseño, el procedimiento recomendado por Sullivan *et al.* (2006) para la aplicación del método DDBD a sistemas mixtos o duales fue adaptado de Morales (2013) a los objetivos de este trabajo y se muestra en el diagrama de flujo de la Figura 4.

Aplicación a sistema mixto de hormigón armado

Estructura analizada

Tanto las dimensiones de los elementos estructurales como los materiales propuestos son necesarios para que el edificio presentando cumpla las disposiciones normativas vigentes en Chile; particularmente la norma NCh433 (2009) y el DS61 (2011). Por otro lado, la estructura se considera emplazada en zona sísmica 3 con un suelo tipo D, una combinación usual en el diseño de edificios chilenos en zona costera. La Figura 5 muestra la estructura en estudio, corresponde a un edificio de 12 pisos, con una altura total de 43.2 m y plantas rectangulares de 32.5 m por 24 m, altura de entrepiso constante e igual a 3.6 m. En la Tabla 1 se resumen las dimensiones de los elementos estructurales (muros, columnas y vigas) considerados para el análisis.

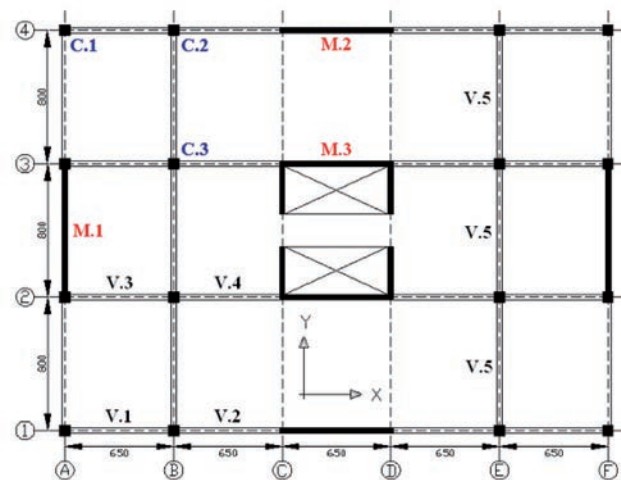


Figura 5: Planta tipo del edificio en estudio (medidas en cm)

Tabla 1: Dimensiones de elementos estructurales

Espesor muros	Columnas		Vigas		Espesor losas
	C.1 y C.2	C.3	V.1 a V.4	V.5	
30 cm	60x60 cm ²	70x70 cm ²	30x65 cm ²	35x75 cm ²	15 cm

Se usó un hormigón calidad G25 con una resistencia específica de 25 MPa y módulo de elasticidad de 23.5 GPa. La calidad del refuerzo es A630-420H, con 420 MPa y 630 MPa como tensión de fluencia y última, respectivamente; el módulo de elasticidad considerado para el refuerzo fue de 200 GPa. La Tabla 2 muestra los valores de los períodos asociados a las mayores masas traslacionales en cada dirección de análisis con el porcentaje de masa equivalente correspondiente.

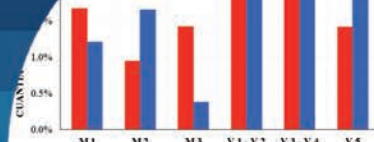


Tabla 2: Período y masa equivalente

Dirección	Período, s	Modo de vibrar	Masa equivalente
X	1.03	2	66%
Y	1.24	1	68%

En cuanto a los desplazamientos laterales de entrepiso (o *drift*), la Figura 6 muestra que en ambas direcciones de análisis estos son menores al límite impuesto por la normativa vigente.

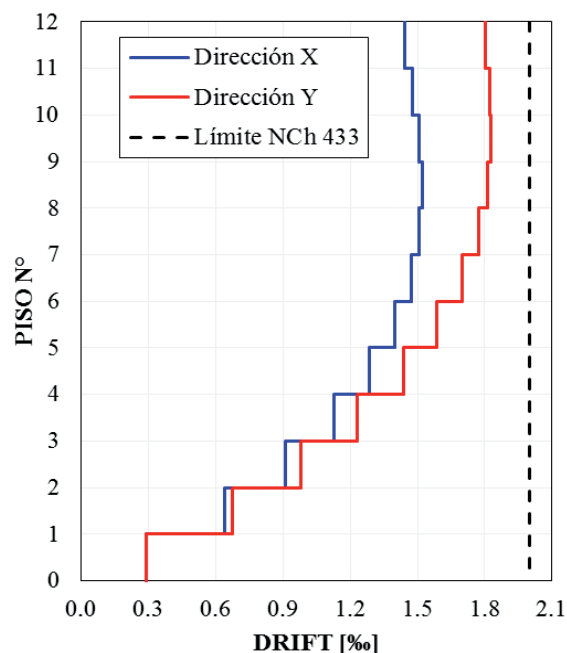


Figura 6: Deformación lateral de entrepiso

Aplicación del método DDBD

En esta sección se muestran los resultados obtenidos luego de aplicar íntegramente el diagrama de flujo mostrado en la Figura 4, al análisis y diseño de la estructura descrita en la sección previa (ver Figura 5). El diagrama de flujo propuesto sigue una secuencia lógica, que permite determinar los valores de los parámetros utilizados en la Estructura Sustituta, en la medida que son obtenidos los resultados necesarios para su definición, tal como se expone a continuación.

Proporción de fuerzas para marcos y muros

Basado en el número de marcos y muros en cada una de las direcciones analizadas y en las recomendaciones contenidas en la literatura (Sullivan *et al.*, 2006), se asignó un 30% y un 25% del corte basal total a los marcos en las direcciones X e Y, respectivamente. La Figura 7 ilustra cualitativamente esta situación.

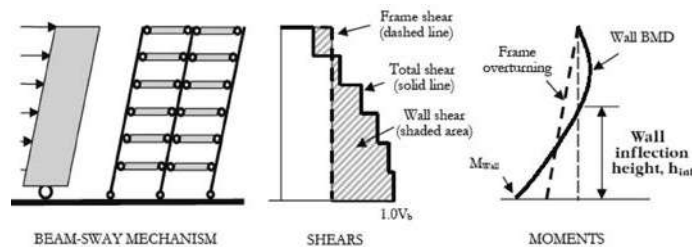


Figura 7: Proporción de fuerzas en muros y marcos (Sullivan *et al.*, 2006)

De acuerdo a la Figura 7, el corte total $V_{i,T}$ en cada piso de la estructura puede relacionarse con el corte basal V_b , como muestra la ecuación (7).

$$\frac{V_{i,w}}{V_b} = \frac{V_{i,T}}{V_b} - \frac{V_{i,f}}{V_b} \quad (7)$$

Donde $V_{i,w}$ es el corte en los muros y $V_{i,f}$ es el corte en los marcos, ambos en el piso i -ésimo. Nótese que la proporción de fuerzas en marcos y muros, asignada por el diseñador, tiene un efecto directo en la magnitud de los esfuerzos que cada elemento estructural tendrá dentro del edificio. Sin embargo, si el diseñador no está conforme con los esfuerzos resultantes, puede cambiar la proporción de esfuerzos entre marcos y muros, iterando de ser necesario, hasta lograr un diseño que se ajuste a sus requerimientos.

Altura de inflexión en los muros, h_{inf}

Con el objetivo de determinar la altura de inflexión del diagrama de momento en los muros (ver Figura 7), se asumió un corte basal unitario y una distribución de fuerzas en la altura del edificio consistente con el primer modo de vibrar. Con estas aproximaciones se determinó la fuerza lateral por piso F_i usando la ecuación (8).

$$F_i = \frac{m_i h_i}{\sum_{i=1}^N m_i h_i} \quad (8)$$

En estricto rigor, el diagrama de momento de los muros debe modificarse debido a las vigas que concurren a los mismos (ver Figura 8), el valor del momento que se transfiere al eje central del muro puede estimarse con la ecuación (9) y el momento M_b en la cara del muro y columnas con la ecuación (10). Sin embargo, en este caso, debido a que los muros tienen vigas en ambos extremos (ver Figura 5) y estas a su vez son idénticas, sus diagramas de momento no se ven adulterados.

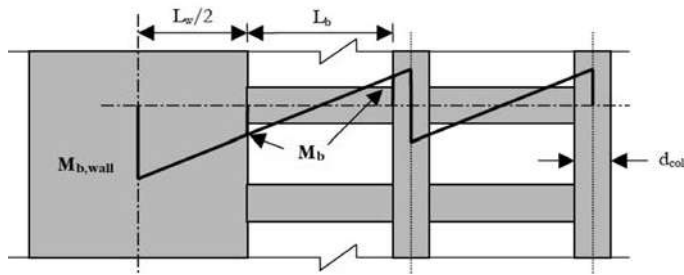
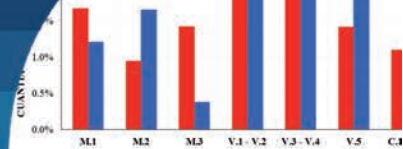


Figura 8: Momento transferido de vigas a muros (Sullivan *et al.*, 2006)

$$M_{b,w} = V_{i,f} \left(1 + \frac{L_w}{L_b} \right) \frac{h_{col}}{n_{bj}} \quad (9)$$

$$M_b = \frac{\sum M_{bi}}{n_{bj}} = V_{i,f} \frac{h_{col}}{n_{bj}} \quad (10)$$

Donde n_{bj} es el número de potenciales rótulas plásticas en las vigas, sin considerar la correspondiente a la unión viga muro h_{col} es la altura de entrepiso del piso i -ésimo y L_w es el largo del muro.

La Tabla 3 muestra las variables, parámetros y el resultado de los cálculos necesarios para determinar la altura de inflexión (o altura en la que el diagrama de momento cambia de signo) del diagrama de momento para los muros del edificio en la dirección X.

Tabla 3: Altura de inflexión del muro, dirección X

Piso	m_i , ton	h_i , m	$m_i h_i$	F_i	$V_{i,T}$	$M_{OTM,i}$	$V_{i,f}$	$V_{i,w}$	$M_{i,w}$
12	595.7	43.2	25734.3	0.133	0.133	0.000	0.3	-0.167	0.000
11	704.4	39.6	27892.4	0.144	0.278	0.480	0.3	-0.022	-0.600
10	704.4	36.0	25356.7	0.131	0.409	1.480	0.3	0.109	-0.680
9	704.4	32.4	22821.1	0.118	0.527	2.952	0.3	0.227	-0.288
8	704.4	28.8	20285.4	0.105	0.632	4.850	0.3	0.332	0.530
7	704.4	25.2	17749.7	0.092	0.724	7.127	0.3	0.424	1.727
6	704.4	21.6	15214.0	0.079	0.803	9.734	0.3	0.503	3.254
5	704.4	18.0	12678.4	0.066	0.869	12.625	0.3	0.569	5.065
4	704.4	14.4	10142.7	0.053	0.921	15.752	0.3	0.621	7.112
3	704.4	10.8	7607.0	0.039	0.961	19.068	0.3	0.661	9.348
2	704.4	7.2	5071.3	0.026	0.987	22.526	0.3	0.687	11.726
1	704.4	3.6	2535.7	0.013	1.000	26.079	0.3	0.700	14.199
0	0.0	0.0	0.0	0.000	1.000	29.679	0.3	0.700	16.719
Suma	8343.6		193088.8	1.000					

$h_{inf} = 31.13 \text{ m}$

En la tabla 3 $M_{OTM,i}$ es el momento volcante total del edificio, $V_{i,w}$ es el corte en los muros y finalmente $M_{i,w}$ es el momento de los muros, todos para el piso i -ésimo. La altura de inflexión h_{inf} en este caso es 31.13 m. Nótese que este valor corresponde a la interpolación lineal entre las alturas del octavo y noveno piso.

De manera análoga a la dirección X, en la Tabla 4 se muestran los resultados obtenidos durante la estimación de la altura de inflexión en la dirección Y. La altura resultante 33.99 m que corresponde a una interpolación lineal en las alturas de los noveno y décimo.

Tabla 4: Altura de inflexión del muro, dirección Y

Piso	m_i , ton	h_i , m	$m_i h_i$	F_i	$V_{i,T}$	$M_{OTM,i}$	$V_{i,f}$	$V_{i,w}$	$M_{i,w}$
12	595.7	43.2	25734.3	0.133	0.133	0.000	0.25	-0.117	0.000
11	704.4	39.6	27892.4	0.144	0.278	0.480	0.25	0.028	-0.420
10	704.4	36.0	25356.7	0.131	0.409	1.480	0.25	0.159	-0.320
9	704.4	32.4	22821.1	0.118	0.527	2.952	0.25	0.277	0.252
8	704.4	28.8	20285.4	0.105	0.632	4.850	0.25	0.382	1.250
7	704.4	25.2	17749.7	0.092	0.724	7.127	0.25	0.474	2.627
6	704.4	21.6	15214.0	0.079	0.803	9.734	0.25	0.553	4.334
5	704.4	18.0	12678.4	0.066	0.869	12.625	0.25	0.619	6.325
4	704.4	14.4	10142.7	0.053	0.921	15.752	0.25	0.671	8.552
3	704.4	10.8	7607.0	0.039	0.961	19.068	0.25	0.711	10.968
2	704.4	7.2	5071.3	0.026	0.987	22.526	0.25	0.737	13.526
1	704.4	3.6	2535.7	0.013	1.000	26.079	0.25	0.750	16.179
0	0.0	0.0	0.0	0.000	1.000	29.679	0.25	0.750	18.879
Suma	8343.6		193088.8	1.000					

$h_{inf} = 33.99 \text{ m}$

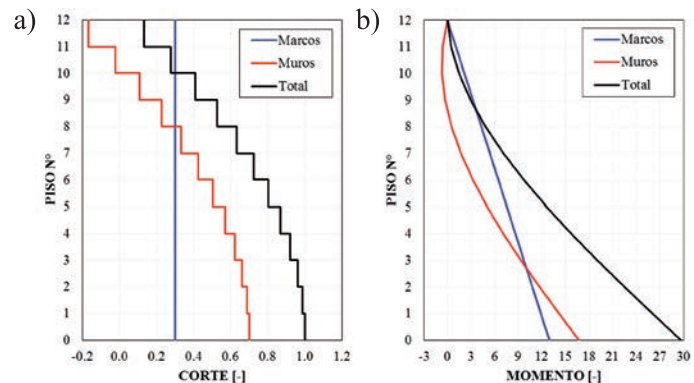


Figura 9: Proporción de esfuerzos entre muros y marcos en dirección X: (a) corte y (b) momento

Los gráficos mostrados en las Figuras 9 y 10 ilustran la distribución de esfuerzos (momentos y cortes) entre marcos y muros en las direcciones X e Y del edificio,

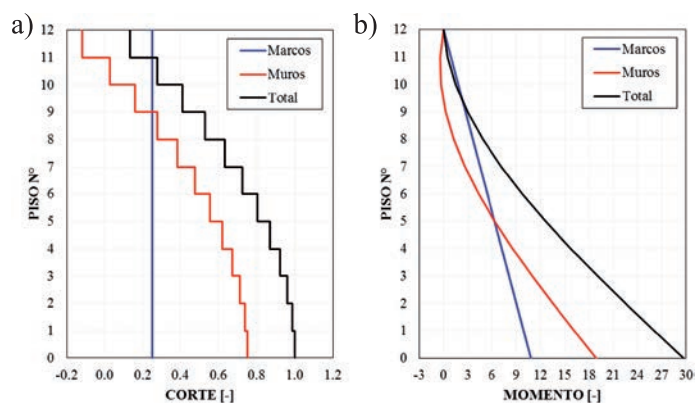
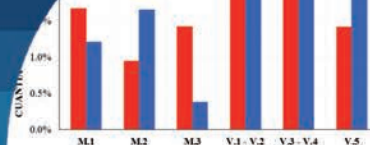


Figura 10: Proporción de esfuerzos entre muros y marcos en dirección Y: (a) corte y (b) momento

respectivamente. Nótese que es la misma información contenida en las Tablas 3 y 4.

Perfil de desplazamiento de diseño

Debido a que la respuesta en sistemas mixtos o duales (muros y marcos trabajando en conjunto) tiende a ser controlada por los muros (Paulay, 2002), la curvatura de fluencia, y por ende el desplazamiento de fluencia del muro, es fundamental para determinar el perfil de desplazamiento de diseño del edificio. Por otro lado, la importancia del desplazamiento de fluencia de los marcos radica principalmente en la absorción de energía de estos, a través de los ciclos histeréticos de las vigas (Sullivan *et al.*, 2006).

El perfil de desplazamiento de fluencia del muro se determina con la curvatura de fluencia según la ecuación (11) (Priestley, 2003), la altura de inflexión del diagrama de momento de los muros y la altura de piso, de acuerdo a las ecuaciones (12) y (13), respectivamente.

$$\phi_{y,w} = (1.5 - 2.0) \frac{\varepsilon_y}{L_w} \quad (11)$$

$$\Delta_{y,i} \approx \frac{\phi_{y,w} h_{inf} h_i}{2} - \frac{\phi_{y,w} h_{inf}^2}{6} \quad \text{si } h_i \geq h_{inf} \quad (12)$$

$$\Delta_{y,i} \approx \frac{\phi_{y,w} h_i^2}{2} - \frac{\phi_{y,w} h_i^3}{6 h_{inf}} \quad \text{si } h_i < h_{inf} \quad (13)$$

Para determinar el perfil de desplazamiento de diseño se utiliza la ecuación (14) e información calculada previamente. La deformación lateral de diseño Δ_i del piso i -ésimo se obtiene como la superposición de la deformación

de fluencia $\Delta_{y,i}$ más la deformación no lineal, esta última es función del giro de diseño θ_d .

$$\Delta_i = \Delta_{y,i} + \left(\theta_d - \frac{\phi_{y,w} h_{inf}}{2} \right) h_i \quad (14)$$

El valor del giro de diseño θ_d es definido por el diseñador, generalmente obedece a un cierto nivel de deformaciones esperadas o desempeño. En este caso se tomó igual a 0.015 o 1.5%, correspondiente al desplazamiento o *drift* de techo esperado para la estructura, de acuerdo a lo definido en el DS61 (2011).

Características de la Estructura Sustituta

La Tabla 5 resume las propiedades de la Estructura Sustituta calculadas para cada dirección de análisis, usando las ecuaciones (1), (2) y (3) expuestas previamente.

Tabla 5: Propiedades de la estructura sustituta

Propiedad	Dirección X	Dirección Y
Masa efectiva m_e , ton	6127.3	6127.3
Altura efectiva h_e , m	30.53	30.72
Despl. de diseño Δ_d , m	0.39	0.38

Demandas de ductilidad, amortiguamiento equivalente y período efectivo

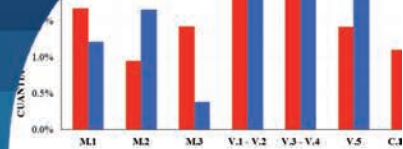
Las demandas de ductilidad de desplazamiento sobre los muros pueden estimarse usando las propiedades de la Estructura Sustituta (ver Tabla 5) y la ecuación (15).

$$\mu_w = \frac{\Delta_d}{\Delta_{he,y}} \quad (15)$$

Donde $\Delta_{he,y}$ es el desplazamiento de fluencia en la altura efectiva, obtenida a partir del perfil de desplazamiento de fluencia evaluando las ecuaciones (12) o (13) en h_e , según corresponda. Análogamente, las demandas de ductilidad de desplazamiento para los marcos $\mu_{f,i}$ se obtienen de la ecuación (16), para cada piso i -ésimo.

$$\mu_{f,i} = \left(\frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i - h_{i-1}} \right) \frac{1}{\theta_{y,f}} \quad (16)$$

En la ecuación (16), Δ_i , Δ_{i-1} , h_i y h_{i-1} representan los desplazamientos de diseño y las alturas de los pisos i e $i-1$, respectivamente; $\theta_{y,f}$ es el giro o *drift* de fluencia de los marcos y puede estimarse con la ecuación (17) propuesta por Priestley (1998).



$$\theta_{y,f} = \frac{0.5l_b \varepsilon_y}{h_b} \quad (17)$$

Donde l_b es el promedio de las longitudes de las vigas y h_b es el promedio de la altura de las vigas. Si las vigas tienen la misma resistencia en todos los niveles de la estructura, la demanda de ductilidad de desplazamiento en los marcos puede estimarse como el promedio de todos los niveles (Sullivan *et al.*, 2006).

El amortiguamiento viscoso equivalente del sistema SDOF se determina con las ecuaciones (4), (5) y (6). La Tabla 6 resume los resultados obtenidos para cada dirección de análisis.

Tabla 6: Parámetros y razón de amortiguamiento SDOF

Dirección	M_w	μ_w	$\xi_w, \%$	M_f	μ_f	$\xi_f, \%$	$\xi_{SDOF}, \%$
X	16.72	2.8	14.1	12.96	1.37	9.1%	11.9
Y	18.88	2.4	13.1	10.80	1.33	8.7%	11.5

El período T_e efectivo del sistema SDOF se obtiene directamente del espectro de desplazamiento para el nivel de amortiguamiento ξ_{SDOF} correspondiente; en este trabajo se utilizó el espectro elástico contenido en el DS61 (2011), definido para $\xi = 5\%$. Por lo tanto, es necesario corregir el espectro elástico de desplazamiento llevándolo a un nivel de amortiguamiento ξ_{SDOF} . Para este propósito se usó el factor η definido en el Eurocódigo 8 (CEN, 2004) y que se muestra en la ecuación (18).

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{SDOF}}} \geq 0.55 \quad (18)$$

Las Figuras 11a y 11b muestran los espectros elásticos de desplazamientos para las direcciones X e Y, respectivamente. Adicionalmente, las figuras también muestran los espectros para cada nivel de amortiguamiento ξ_{SDOF} , el desplazamiento de diseño Δ_d e ilustran la obtención del período efectivo T_e .

En los gráficos de las Figuras 11a y 11b se ingresa el desplazamiento de diseño en el eje de las ordenadas hasta intersectar el espectro de desplazamiento para el nivel de amortiguamiento correspondiente, en este punto se identifica el período en el eje de las abscisas. Los períodos efectivos para la Estructura Sustituta resultan 2.8 s y 3.0 s en las direcciones X e Y, respectivamente.

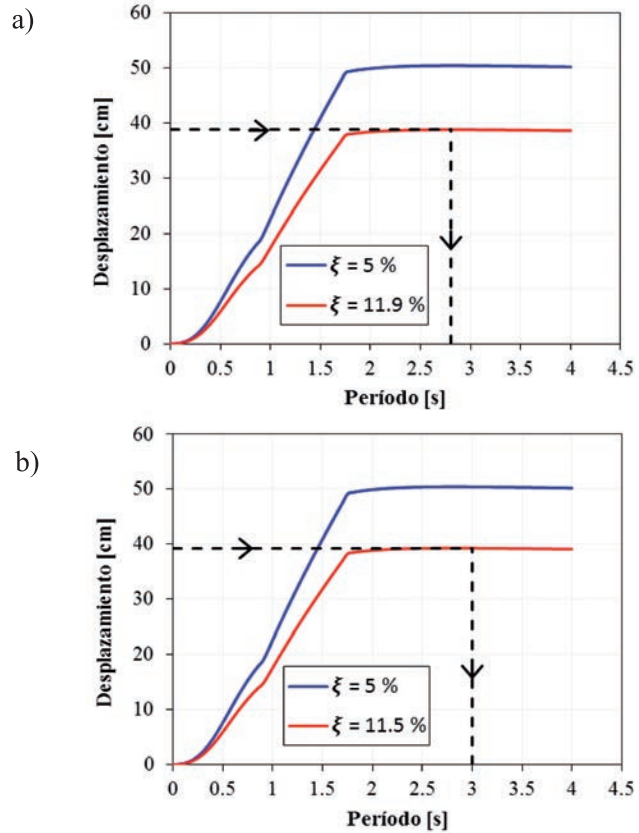


Figura 11: Espectro de desplazamiento (zona 3, suelo tipo D) y período efectivo: (a) dirección X y (b) dirección Y

Corte basal de diseño para el sistema SDOF

Al tratarse de un sistema de un grado de libertad SDOF, caracterizado por su masa efectiva m_e , período efectivo T_e y desplazamiento de diseño Δ_d , resulta evidente que la rigidez efectiva K_e y el corte basal de diseño V_b pueden determinarse con las ecuaciones (19) y (20), respectivamente.

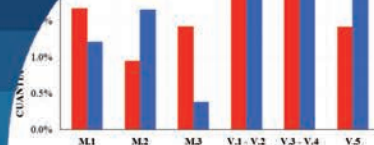
$$K_e = 4\pi^2 \frac{m_e}{T_e^2} \quad (19)$$

$$V_b = K_e \Delta_d \quad (20)$$

La Tabla 7 resume el valor de rigidez efectiva y corte basal para la estructura estudiada. Considerando que el peso total de la estructura es aproximadamente 81800 kN, los cortes basales representan el 15% y 12% del peso del edificio en las direcciones X e Y, respectivamente.

Tabla 7: Rigidez efectiva y corte basal del sistema SDOF

Dirección	M_e , ton	T_e , s	K_e , kN/m	Δ_e , m	V_b , kN	V_b/W
X	6127.3	2.8	30854	0.39	12016	0.15
Y	6127.3	3.0	26507	0.38	9944	0.12



El corte de diseño para esta estructura, de acuerdo a la NCh433 (2009) es de 7880 kN y 6615 kN en las direcciones X e Y, respectivamente. Para el diseño de los elementos estructurales del edificio, al considerar las combinaciones de carga de la NCh3171 (2017), el corte basal de diseño debe mayorarse por 1.4; en definitiva los cortes basales con los que se diseña son 11032 kN y 9260 kN en la direcciones X e Y, respectivamente. Estos valores resultan muy cercanos a los obtenidos con el método DDBD, presentados en la Tabla 7. Una comparación detallada del diseño de la estructura en estudio, de acuerdo a la práctica y normativa chilena y al método DDBD, puede hallarse en el trabajo de Morales (2013).

Diseño de elementos de hormigón armado

En esta sección, más que diseñar los elementos de hormigón armado, se entregan directrices o lineamientos que deben seguirse en el diseño, debido a que el método DDBD considera dentro de sus hipótesis un mecanismo de colapso ideal para los edificios (ver Figura 7). En otras palabras, en el caso de muros, el comportamiento no-lineal o rótulas plásticas debidas a flexión deben estar localizadas en la base. En los marcos, sólo se permite comportamiento no-lineal en la base de columnas y en vigas (en la cara de los nudos). Al tratarse de un diseño basado en un sistema SDOF, con una distribución de fuerzas laterales consistentes con el primer modo de vibrar, debe considerarse en el diseño la influencia de los modos superiores de vibrar. Algunas recomendaciones se exponen a continuación en este trabajo.

Para obtener los esfuerzos en muros y marcos, basta multiplicar los valores de momentos y cortes de las Tablas 3 y 4 (calculados para $V_b = 1$) por el corte basal según la dirección de análisis que corresponda (ver Tabla 7). Los esfuerzos en los muros se distribuyen en proporción a su rigidez efectiva, o lo que es equivalente, a L_w^2 (Priestley *et al.*, 2007); las cargas axiales en este caso, al ser muros desacoplados, pueden estimarse usando áreas tributarias. Para garantizar el mecanismo deseado en los muros es fundamental usar envolventes de diseño para momentos y corte, de esta manera se evita la incursión no-lineal fuera de la base de los muros y fallas frágiles; se recomienda diseño al corte por capacidad en muros. Envolventes de diseño, que incluyen la influencia de los modos superiores de vibrar, pueden hallarse en diversos códigos de diseño (Eurocode 8, 2004; NZS 3101, 2006) y en la literatura

técnica (Paulay y Priestley, 1992; Priestley *et al.*, 2007; Morales *et al.*, 2019).

Respecto a las vigas, conocido el corte total por piso en los marcos, puede determinarse el momento de cada una con la ecuación (10) y el diseño al corte de las mismas debe hacerse por capacidad, destacando que la resistencia a flexión de las vigas del último piso debe ser la mitad que en los pisos inferiores, de esta forma el corte en los marcos es constante. Los momentos en las columnas se obtienen por equilibrio, considerando el punto de inflexión del diagrama de momento en $0.5h_c$, excepto en el primer piso donde se considera $0.6h_c$ (Priestley *et al.*, 2007). El diseño al corte de las columnas debe desarrollarse por capacidad, considerando efectos de amplificación dinámica debido a la influencia de modos superiores de vibrar, típicamente un factor de amplificación 1.3 arroja resultados adecuados (Sullivan *et al.*, 2012; Morales, 2015). Adicionalmente, es fundamental cumplir el criterio columna fuerte-viga débil.

No se combinan fuerzas sísmicas y gravitacionales, a pesar que algunos códigos lo exigen sin justificación, no se usan factores de mayoración ni de reducción de resistencia, excepto para verificar que la capacidad de los elementos es mayor que la demanda proveniente de la combinación de cargas gravitacionales (Priestley *et al.*, 2007).

Considerando que las dimensiones de los elementos estructurales (muros, columnas y vigas) se mantuvieron constantes para el diseño de acuerdo a la normativa chilena y el método DDBD, resulta interesante comparar los diseños resultantes. La Figura 12 resume las cuantías longitudinales de refuerzo en la sección crítica de muros, columnas y vigas, para cada metodología de diseño. Nótese que la notación usada en el gráfico es la misma mostrada en la Figura 5.

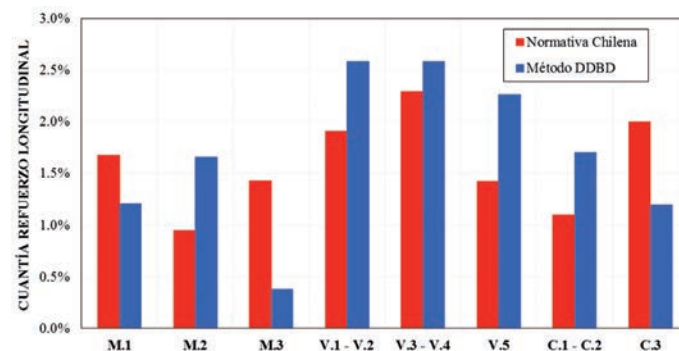
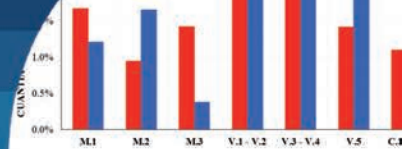


Figura 12: Cuantías longitudinales de refuerzo



En la Figura 12, al observar las cuantías de refuerzo en los muros, se nota que entre las dos metodologías de diseño no hay una correlación, es decir, queda en evidencia que una de las principales diferencias es la manera en que cada diseño distribuye el esfuerzo total (corte basal de diseño) entre los distintos muros. Mientras la práctica chilena actual distribuye en función de la rigidez inicial elástica de los elementos (o una fracción de ella), el método DDBD utiliza una rigidez consistente con la resistencia nominal a flexión suministrada a los elementos estructurales. Queda en evidencia, además, que en general columnas y vigas requieren mayor cantidad de refuerzo en el método DDBD, lo que implica que la influencia de los marcos en la respuesta de la estructura es mayor que la considerada con el diseño usando la normativa vigente en Chile.

Análisis no lineal tiempo-historia (ANLTH)

Modelo de análisis

El ANLTH se realizó con el programa RUAUMOKO 2D (Carr, 2017), representando el edificio con modelos planos en cada dirección de análisis. La ecuación de movimiento del sistema se resolvió a través del método de Newmark con aceleración constante (Newmark, 1959) bajo el supuesto de pequeños desplazamientos, es decir, se despreciaron efectos de segundo orden como el $P-\Delta$. En cuanto al amortiguamiento, debido a que el modelo clásico de Rayleigh presenta algunos problemas de sobreestimación de las fuerzas viscosas (Chrip, 1980; Chopra y MacKenna, 2015), se utilizó un modelo que considera una relación lineal entre la razón de amortiguamiento y las frecuencias naturales elásticas del sistema. En este caso, se optó por una razón de amortiguamiento constante igual al 5% para todo el rango de frecuencias (o todos los modos de vibrar), tal como se recomienda en algunos trabajos (Chopra, 2001; Carr, 2007).

Todos los elementos (vigas, columnas y muros) se modelaron con elementos tipo *Giberson beam*, en este elemento la no-linealidad se concentra en los extremos, quedando el interior del elemento con propiedades lineales elásticas; la Figura 13 muestra el elemento.

En cada resorte del elemento *Giberson beam* debe especificarse una longitud de rótula plástica, para calibrar la regla de histéresis, en función del diagrama momento-curvatura de las secciones. La regla de histéresis usada en

vigas y columnas fue la de Takeda *et al.* (1970) con las modificaciones de Otani (1974). Esta curva es ampliamente usada en elementos de hormigón armado y es definida según lo muestra la Figura 14a. La curva de histéresis que se usó para representar el comportamiento de los muros es la tipo SINA tri-lineal (Saïidi y Sozen, 1979), definida en la Figura 14b.

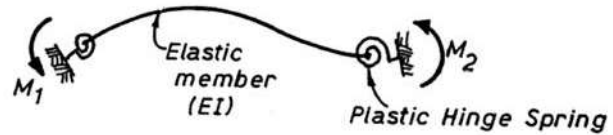


Figura 13: Elemento *Giberson beam* (Carr, 2017)

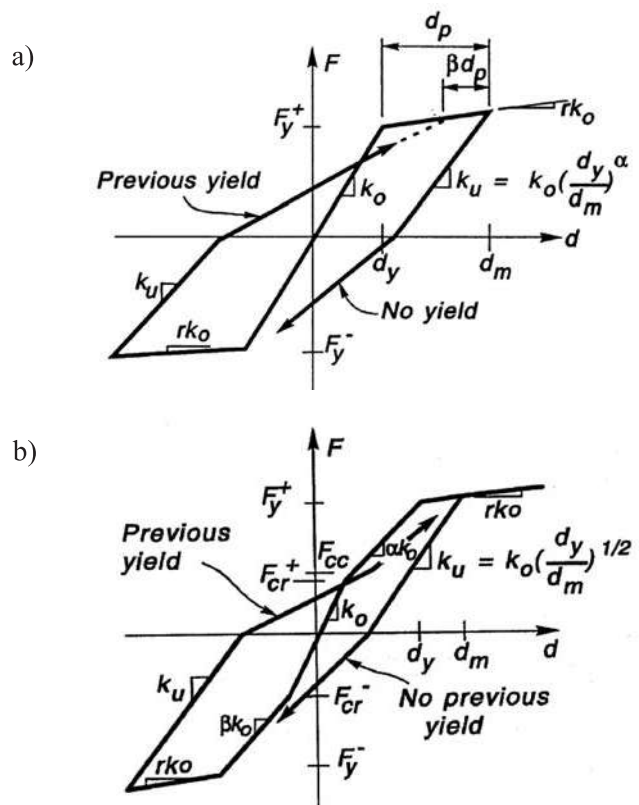
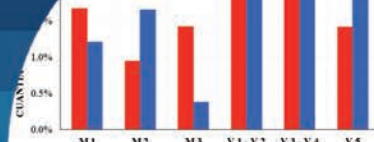


Figura 14: Reglas de histéresis: (a) Takeda modificada y (b) SINA tri-lineal (Carr, 2017)

El ANLTH se desarrolló sólo en la dirección X del edificio en estudio, esta dirección resulta de mayor interés ya que presenta uniones de vigas y muros, a diferencia de lo que ocurre en la dirección Y.

Demanda: registros sísmicos

Para los ANLTH se consideraron 3 registros sísmicos naturales, todos medidos durante el terremoto del



Maule (2010) en zona sísmica 3 y suelos tipo D: Marga-Marga componente EW (MMEW), Concepción Centro componentes EW y NS (CCEW y CCNS, respectivamente). La Figura 15 muestra sus espectros elásticos de desplazamientos (para $\xi = 5\%$) en superposición con el espectro elástico del DS61 (2011).

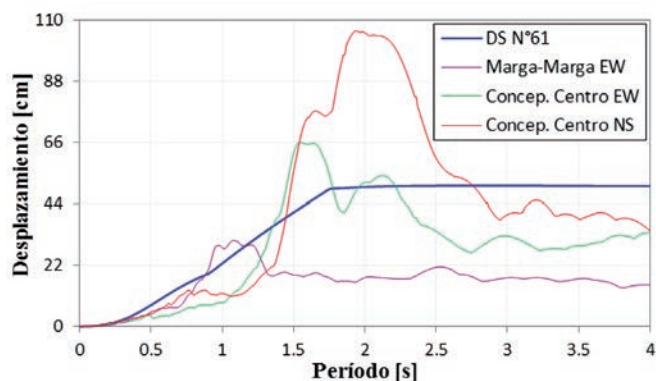


Figura 15: Espectro de desplazamiento para $\xi = 5\%$

Resultados: desplazamientos laterales y drifts de entrepiso

La Figura 16 muestra los desplazamientos laterales absolutos y relativos de entrepiso, obtenidos con los ANLTH. Las líneas punteadas azules indican los desplazamientos objetivos esperados de acuerdo al diseño con el método DDBD.

Se infiere de la Figura 16 que las mayores demandas de desplazamiento sobre la estructura en estudio ocurren bajo la acción del registro sísmico Concepción Centro componente NS (CCNS), por otro lado, las menores demandas se obtienen con el registro Marga-Marga componente EW (MMEW). En todos los casos, los desplazamientos objetivos esperados de acuerdo al método DDBD no son sobrepasados.

Conclusiones

Se expusieron las principales deficiencias del método de diseño basado en fuerzas. En paralelo se presentó el método directo basado en desplazamientos (DDBD) para sistemas mixtos de hormigón armado, mostrando su fundamento teórico y detallando paso a paso el procedimiento de análisis a través de su aplicación a un edificio de 12 pisos. El análisis no-lineal tiempo-historia (ANLTH) del edificio demostró que el método DDBD para sistemas mixtos proporciona un muy buen control de deformaciones,

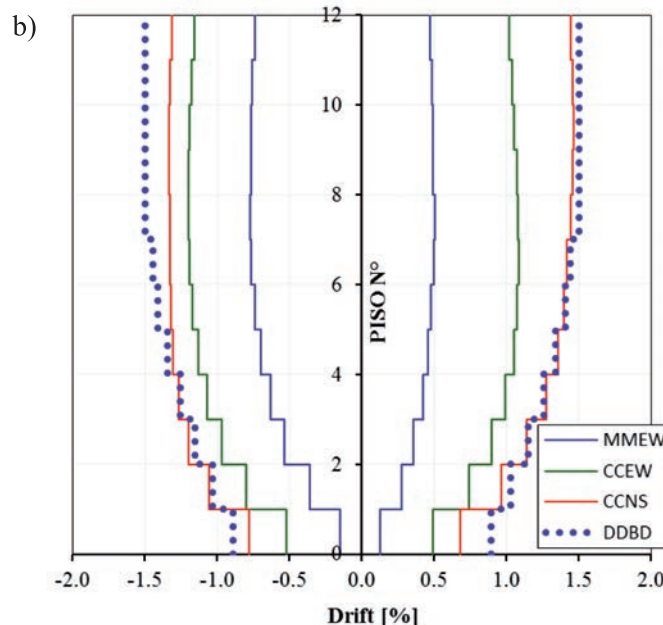
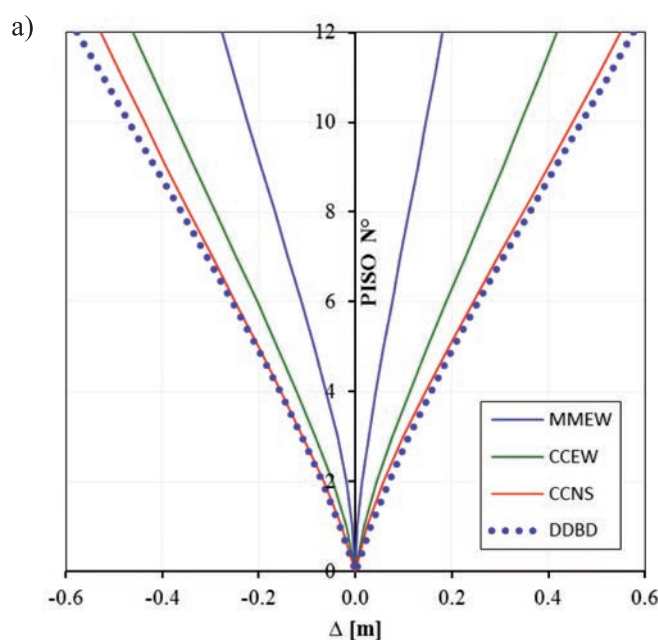
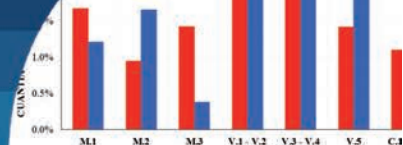


Figura 16: Desplazamientos laterales: (a) absolutos y (b) relativos de entrepiso

relativas de entrepiso y absolutas. Además, la interacción de muros y marcos es representada con éxito.

En cuanto a la limitaciones del método DDBD, las recomendaciones para el cálculo de perfiles de desplazamiento se consideran válidas para muros con relación de aspecto (H_t/L_w) mayor que tres. Si el método se aplica a estructuras con muros cuya relación de aspecto es menor, el análisis debe considerar las deformaciones por corte.



Es fundamental realizar el diseño por capacidad para muros y marcos ya que el método DDBD, al estar basado en un sistema SDOF, no considera directamente la influencia de los modos de vibrar superiores que pueden incrementar las demandas de corte en muros y columnas. En este punto existe una diferencia con el diseño de acuerdo a la práctica chilena, ya que esta última no considera el diseño al corte por capacidad en muros.

El método DDBD asume que el mecanismo de colapso del sistema mixto es con rótulas plásticas en vigas y en la base de elementos verticales (columnas y muros). Para cumplir esta hipótesis el marco debe cumplir el criterio columna fuerte-viga débil. Debido a las características de la estructura estudiada, el análisis no incluyó efectos tridimensionales; sin embargo, con algunas consideraciones particulares, el método DDBD sigue siendo aplicable.

Finalmente, se compararon las cuantías longitudinales de refuerzo en la sección crítica de muros, columnas y vigas. Considerando que los cortes basales de diseño resultaron ser similares si se consideran la normativa vigente en Chile y el método DDBD, se infiere que la principal diferencia entre ambos diseños radica en como se distribuyen los esfuerzos entre los distintos elementos estructurales dentro del edificio. En ese sentido, el método DDBD utiliza una estimación realista ya que la rigidez flexural se estima en función de la capacidad nominal a flexión suministrada a cada elemento, a diferencia de la práctica actual en Chile que considera la rigidez inicial elástica de los elementos (o una fracción de ella).

Agradecimientos

Se agradece el importante aporte de la Profesora Wendy Wiegand que, con su experiencia y sugerencias, contribuyó a mejorar la calidad de este artículo.

Referencias

Beyer, K., Simonini, S., Constantin, R. and Rutenberg, A. (2014). Seismic shear distribution among interconnected cantilever walls of different lengths. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 43(10), 1423-1441

Blandon, C.A. and Priestley, M.J.N. (2005). Equivalent viscous damping equations for direct displacement based design. *Journal of Earthquake Engineering* 9(2), 257-278

Carr, A. (2017). *Ruaumoko 2D-dynamic analysis of 2-dimensional in-elastic structures*. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand

Carr, A. (2007). *Ruaumoko Manual – Volume 1: Theory*. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Chrisp, D. (1980). *Damping models for inelastic structures*. Master's thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand

Chopra, A.K. (2001). *Dynamics of structures*. Prentice-Hall, New Jersey, USA

Chopra, A.K. and McKenna, F. (2016). Modeling viscous damping in nonlinear response history analysis of buildings for earthquake excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 45(2), 193-211

DS61 (2011). Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga Decreto N° 117 de 2010. Decreto Supremo, Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Diario Oficial de la República de Chile, N° 40.133, 8-12.

Eurocode 8 (2004). Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization CEN, Brussels, Belgium

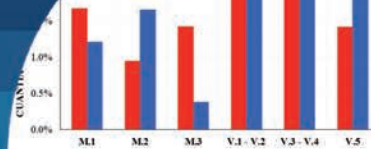
Grant, D.N., Blandon, C.A. and Priestley, M.J.N. (2005). Modelling inelastic response in direct-displacement based design. Research report ROSE – 2005/3, IUSS Press, Pavia, Italy.

Moehle, J.P. (1992). Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes. *Earthquake Spectra* 8(3), 403-428

Morales, A. (2013). Aplicación del método directo basado en desplazamientos a un sistema mixto de hormigón armado y comparación con práctica Chilena. Actividad de graduación master IEG, P. Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.

Morales, A. (2015). Efectos de la incursión no-lineal de muros en pisos superiores sobre los marcos de sistemas mixtos de hormigón armado. *XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica* ACHISINA, Santiago, Chile, trabajo N°43

Morales, A., Ceresa, P. and Hube, M. (2019). Seismic shear and moment demands in reinforced concrete wall buildings. *7th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, COMPDYN 2019, M. Papadrakakis and M. Fragiadakis (eds.), Crete, Greece. ECCOMAS Proceedia, 4115-4127



NCh433 (2009). Diseño sísmico de edificios. Norma Chilena Oficial NCh433 Of.96 Mod2009. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

NCh3171 (2017). Diseño estructural – disposiciones generales y combinaciones de carga. Norma Chilena Oficial. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile.

Newmark, N.M. (1959). A method of computation for structural dynamics. *Journal of the Engineering Mechanics Division* **85**(3), 67-94.

NZS 3101 (2006). The design of concrete structures. Standards New Zealand NZS, Wellington, New Zealand

Otani, S. (1974). SAKE-A computer program for inelastic response of R/C frames to earthquakes. Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 413, University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois, USA

Panagiotou, M. and Restrepo, J.I. (2011). Displacement-based method of analysis for regular reinforced-concrete wall buildings: application to a full-scale 7-story building slice tested at UC–San Diego. *Journal of Structural Engineering* **137**(6), 677-690

Paulay, T. and Restrepo, J.I. (1998). Displacement and ductility compatibility in buildings with mixed structural systems. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering* **11**, 7–12

Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry structures*. Prentice Hall

Paulay, T. (2002). A displacement-focused seismic design of mixed building systems. *Earthquake Spectra* **18**(4), 689-718

Priestley, M.J.N. (1998). Brief comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames and significance to seismic design. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* **31**(4), 246-259

Priestley, M.J.N. (2003). Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited. Rose School report, Pavia, Italy.

Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky M.J. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS Press, Pavia, Italy

Rutenberg, A. and Nsieri, E. (2006). The seismic shear demand in ductile cantilever wall systems and the EC8 provisions. *Bulletin of Earthquake Engineering* **4**:1–21

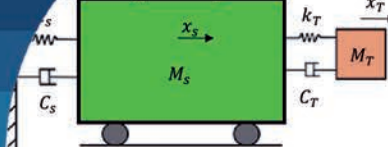
Saiidi, M. and Sozen, M.A. (1979). Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures. Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 465, University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois, USA

Shibata, A. and Sozen, M.A. (1976). Substitute-structure method for seismic design in R/C. *Journal of the Structural Division* **102**(1), 1-18

Sullivan, T.J., Priestley, M.J.N. and Calvi, G.M. (2006). Direct displacement-based design of frame-wall structures. *Journal of Earthquake Engineering* **10**(1), 91-124

Sullivan, T.J., Priestley, M.J.N. and Calvi, G.M. (2012). *A model code for the direct displacement-based seismic design of structures*. DBD12. IUSS Press, Pavia, Italy

Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.M. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division* **96**(12), 2557–2573



Análisis de la eficiencia de un amortiguador combinado sintonizado con incertidumbre en los parámetros sometido a una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias

Analysis of the efficiency of a combined tuned damper with uncertainty in the parameters subject to a high frequency content seismic excitation

Fecha de entrega: 24 de junio 2020

Fecha de aceptación: 28 de octubre 2020

Gilda Espinoza, Giordano Sagredo y Álvaro Suazo

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío, Avenida Collao 1202, Casilla 5-C, Concepción, Chile,

gespinoz@ubiobio.cl, gisagred@alumnos.ubiobio.cl, asuazo@ubiobio.cl

Esta investigación estudia el comportamiento de los parámetros óptimos y de la eficiencia del Amortiguador Combinado Sintonizado (ACS) en el control de una estructura sometida a excitación sísmica, cuando se incorpora incertidumbre en la razón de masa y la razón de longitud. El ACS es un dispositivo compuesto, por un amortiguador de columna de líquido sintonizado (ACLS), y amortiguador de masa sintonizado (AMS). La excitación sísmica es modelada como un proceso estocástico gaussiano de media cero, de tipo estacionario. Se considera una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias. Se utiliza el método de linealización estadística equivalente, para linealizar la ecuación no lineal asociada al amortiguador de líquido sintonizado. Se analiza la sensibilidad de los parámetros óptimos, razón de sintonía y coeficiente de pérdida de carga del ACLS, y la razón de sintonía y amortiguamiento del AMS; al incluir una incertidumbre en la razón de masa y en la razón de longitud. Como criterio de optimización se utiliza la reducción del desplazamiento de la estructura principal. Se obtienen la eficiencia del ACS y la raíz media cuadrática RMS (root mean square) del desplazamiento del sistema principal. Los resultados muestran que el parámetro más sensible es el coeficiente de pérdida de carga, ante una incertidumbre en la razón de longitud. Se concluye que la eficiencia del ACS y RMS de desplazamiento de la estructura principal, es insensible a una incertidumbre menor a un 10%, tanto de la razón de masa y de la razón de longitud.

Palabras clave: ACS, AMS, ACLS, incertidumbre en los parámetros, análisis estocástico

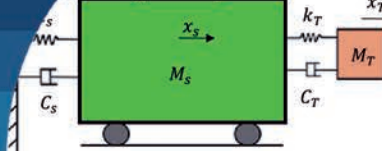
This research studies the behavior of the optimal parameters and the efficiency of the Tuned Combined Damper (TCD) in the control of a structure subjected to seismic excitation, when uncertainty is incorporated in the mass ratio and the length ratio. The TCD is a device made up of a tuned liquid column damper (TLCD), and a tuned mass damper (TMD). Seismic excitation is modeled as a stationary type zero-mean Gaussian stochastic process. It is considered a seismic excitation with a high frequency content. The equivalent statistical linearization method is used to linearize the nonlinear equation associated with the tuned fluid damper. The sensitivity of the optimal parameters, the tuning ratio and the head loss coefficient of the TLCD, and the tuning and damping ratio of the AMS are analyzed by including an uncertainty in the mass ratio and the length ratio. Reduction of displacement of the main structure is used as optimization criterion. The TCD efficiency and root mean square RMS of the main system displacement are obtained. The results show that the most sensitive parameter is the head loss coefficient, when faced with an uncertainty in the length ratio. It is concluded that the efficiency of the TCD and RMS of displacement of the main structure is insensitive to an uncertainty of less than 10%, both of the mass ratio and the length ratio.

Keywords: TCD, TMD, TLCD, parameter uncertainty, stochastic analysis

Introducción y estado del conocimiento

A través de los años han proliferado las edificaciones en altura debido a la escasez de terreno y aumento de población.

Esto implica que cada vez más, las edificaciones son más esbeltas y tienen problemas de grandes desplazamientos.



Para solucionar esto, han surgido distintos sistemas de reducción de vibraciones.

Entre ellos, están los disipadores de energía y los dispositivos efecto-masa. Entre ellos se encuentran los amortiguadores de masa sintonizados (AMS), los amortiguadores de columna de líquido sintonizado (ACLS) y amortiguadores combinados sintonizado (ACS). Este último consiste en la combinación entre una AMS y un ACLS. El AMS es uno de los dispositivos de control estructural más antiguos, propuesto por primera vez por Frahm (1909). El principio fundamental es que cuando una masa secundaria se une a una masa principal, a través de un resorte, y el sistema principal no tiene amortiguamiento y además la excitación es de tipo armónica, se produce un cero en la función de transferencia y la masa principal no vibra (Den Hartog, 1956). Estudios posteriores analizan el comportamiento de los múltiples AMS (MAMS). Entre estas investigaciones se encuentra la investigación de Singh *et al.* (2002), quienes proponen como objetivo controlar la reducción de respuestas como corte basal, *drift* de entre piso, aceleraciones de piso para cuatro AMS.

Posteriormente, Almazán *et al.* (2012) propusieron el concepto de balance torsional de una estructura asimétrica de un piso con un AMS obteniendo la posición y frecuencia óptimas del AMS que permite reducir la correlación entre el desplazamiento y el giro medido en el centro geométrico de la planta considerando procesos aleatorios. Espinoza *et al.* (2018a) analizan el comportamiento de un amortiguador de masa sintonizado (AMS) óptimo ubicado en una estructura asimétrica de un piso con tres planos no lineales en dirección de la excitación sísmica. Comparan dos funcionales de optimización, el primero consiste en minimizar el daño en la estructura en todos los planos en forma simultánea. El segundo criterio de optimización consiste en minimizar un funcional de daño, que consiste en un ponderado entre el coeficiente de correlación entre el desplazamiento y giro geométrico de la planta. Luego, Espinoza *et al.* (2019) investigan la utilización del balance torsional en estructuras asimétricas no lineales usando un enfoque estocástico de la excitación sísmica con el objetivo de evaluar el comportamiento del AMS.

El ACLS consiste en un tubo en forma de U que contiene líquido, generalmente agua. Además, posee un orificio en su parte inferior que provoca una pérdida de carga. Cuando

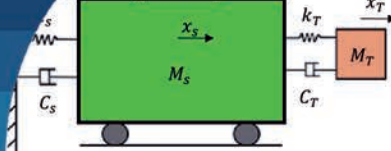
la estructura es sometida a una excitación dinámica, se provoca un movimiento de oscilación del líquido en su interior, con una frecuencia propia. Este sistema fue propuesto primeramente por Sakai (1989). Después, a partir de una solución cerrada basada en la linealización equivalente y el análisis de vibración aleatoria, Yalla y Kareem (2000) obtienen el coeficiente de pérdida de carga óptimo de un ACLS para un sistema de un grado de libertad no amortiguado sujeto a ruido blanco filtrado.

Di Matteo *et al.* (2015) proponen una formulación de diseño simplificado para el TLCD bajo carga sísmica estocástica y la validaron experimentalmente mediante una linealización estadística equivalente. Luego, Di Matteo *et al.* (2017) concluyen que a pesar de que los ACLS producen un rendimiento menor, en comparación con los AMS, poseen facilidad de mantenimiento y son más baratos.

Espinoza *et al.* (2018b) investigan la eficiencia del ACLS en el control del desplazamiento de la estructura y el daño generado cuando la estructura posee comportamiento no lineal y está sometida a una excitación sísmica estocástica. Wang *et al.* (2016) proponen un dispositivo que combina un AMS con un ACLS denominado Amortiguador Combinado Sintonizado (ACS). Este dispositivo combina un AMS con un ACLS considerando la eficiencia de un AMS y el fácil manejo y bajo costo del ACLS. Este ACS fue realizado para edificios de gran altura, sometidos a una excitación de viento, que se comportan dentro del rango lineal.

Según Debbarma *et al.* (2010), la eficiencia de los amortiguadores puede reducirse, si los parámetros no están sintonizados en el modo de vibración para el que está diseñado. Esto implica la presencia inevitable de una incertidumbre en los parámetros del sistema. Cuando se diseña un dispositivo, los parámetros de entrada se consideran exactos. Pero en la realidad, debido a imprecisión en la construcción, en la arquitectura o de algún otro tipo, muchas veces las propiedades cambian.

Por lo tanto, prácticamente no existen investigaciones que incorporen el efecto de la incertidumbre en el análisis de un ACS. Si bien Debbarma *et al.* (2010) realizan una investigación sobre el comportamiento de los parámetros óptimos de un amortiguador de columna de líquido sintonizado ACLS, cuando incluyen incertidumbre en los parámetros no caracterizan la excitación sísmica, ni analizan la eficiencia.



Por ello, el objetivo de esta investigación es analizar el comportamiento de los parámetros de diseño de un CTD, y la eficiencia en el control de una estructura sometida a una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias cuando existe incertidumbre en los parámetros del sistema. El caso de una excitación sísmica de bajo contenido de frecuencias con incertidumbre es abordado por Espinoza *et al.* (2020).

Modelo estructural

La Figura 1 muestra el modelo de estudio (M1), que consiste en una estructura lineal, a la que se le ha añadido un CTD (combined tuned damper), que consiste en un AMS y un ACLS. La estructura principal consiste en una masa M_s , que posee una rigidez k_s , y un coeficiente de amortiguamiento C_s , la que está sometida a una excitación basal sísmica \ddot{u}_g . Adherida a la estructura principal, se encuentra un AMS que consiste en una masa M_T , unida a la estructura principal, a través de un resorte de rigidez k_T y un amortiguador viscoso con una constante de amortiguación C_T . En el ACLS, B_h y h son las dimensiones horizontal y vertical del sistema ACLS, respectivamente.

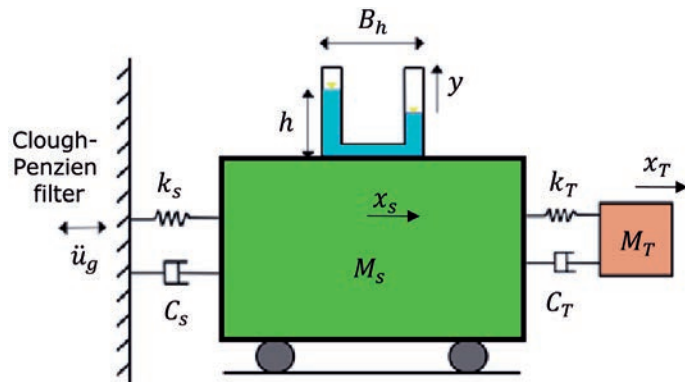


Figura 1: Estructura principal con CTD. Modelo1 (M1)

M1 está sometido a una aceleración sísmica estocástica en la base de la estructura principal, resultante del filtrado de una señal de ruido blanco en la roca.

Formulación dinámica de M1

El vector de grados de libertad (gdl) de M1, se muestra en (1):

$$\mathbf{X} = \{x_s(t) \quad x_T(t) \quad y(t)\}^T \quad (1)$$

donde x_s representa el desplazamiento de la estructura principal en dirección x , x_T representa el desplazamiento del AMS en dirección x , e y indica el desplazamiento de la

superficie del líquido dentro del ACLS en sentido vertical. El equilibrio dinámico del ACLS viene dado por (Sakai, 1989):

$$\rho A L_e \ddot{y} + 2\rho A \xi_l |\dot{y}| \dot{y} + 2\rho g A y = -\rho A B_h (\ddot{x}_s + \ddot{u}_g) \quad (2a)$$

$$L_e = B_h + 2h \quad (2b)$$

donde ρ es la densidad del líquido, A es la sección transversal, $L_e = B_h + 2h$ es la longitud total del ACLS, ξ_l es el coeficiente de pérdida de carga del ACLS, g es la aceleración de gravedad, \ddot{x}_s y \ddot{u}_g son la aceleración de la estructura principal y de la base. La expresión (2) se puede linealizar estadísticamente a través de la inclusión de un amortiguamiento lineal equivalente, donde σ_y es la desviación estándar de la velocidad del líquido.

$$C_p = \frac{\xi_l \sigma_y}{\sqrt{2\pi}} \quad (3)$$

Debido a que M1 posee 3 gdl, las ecuaciones de equilibrio dinámico necesarias para modelar dinámicamente son tres:

$$(M_s + M_T + M_L)(\ddot{x}_s + \ddot{u}_g) + M_T \ddot{x}_T + M_{HL} \ddot{y} + C_s \dot{x}_s + k_s x_s = 0 \quad (4)$$

$$M_T (\ddot{x}_T + \ddot{x}_s + \ddot{u}_g) + C_T \dot{x}_T + k_T x_T = 0 \quad (5)$$

$$M_L \ddot{y} + M_{HL} (\ddot{x}_s + \ddot{u}_g) + C_L \dot{y} + k_L y = 0 \quad (6)$$

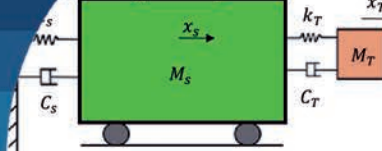
donde, $M_L = \rho A L_e$ es la masa del líquido, $M_{HL} = \rho A B_h$ es la masa horizontal del líquido, $C_L = 2\rho A C_p$ es el coeficiente de amortiguamiento asociado al líquido y $k_L = 2\rho g A$ es la rigidez asociada al líquido. Como se observa, (4), (5) y (6) son ecuaciones diferenciales de segundo orden acopladas, donde (4) y (5) son ecuaciones lineales y (6) es una ecuación linealizada originalmente no lineal.

Formulación en espacio de estado

Las ecuaciones (4), (5) y (6) se normalizan respecto a la masa de la estructura principal M_s . Considerando las relaciones (7a) y (7b) para la estructura principal:

$$\frac{C_s}{M_s} = 2\xi_s \omega_s \quad ; \quad \frac{k_s}{M_s} = \omega_s^2 \quad (7a,b)$$

Para el AMS, se considera la razón de masa del AMS y la masa de la estructura principal (μ_T) con (7a) y (7b), para obtener:



$$\frac{M_T}{M_S} = \mu_T \quad ; \quad \frac{C_T}{M_S} = \frac{2\xi_T \omega_T M_T}{M_S} = 2\xi_T \omega_T \mu_T \quad ; \quad (8a,b,c)$$

$$\frac{k_T}{M_S} = \frac{\omega_T^2 M_T}{M_S} = \omega_T^2 \mu_T$$

En el caso del ACLS, se define μ_L como la razón de masa entre el amortiguador del líquido y la estructura principal y p como la razón de longitud:

$$\mu_L = \frac{M_L}{M_S} \quad ; \quad p = \frac{B_h}{L_e} \quad (9a,b)$$

Luego se estipulan las siguientes igualdades:

$$\frac{M_{LH}}{M_S} = \mu_L p \quad ; \quad \frac{C_L}{M_S} = \frac{2C_P \mu_L}{L_e} \quad ; \quad (10a,b,c,d)$$

$$\frac{k_L}{M_S} = \frac{2g \mu_L}{L_e} \quad ; \quad L_e = \frac{2g}{\omega_f^2}$$

Formulando las ecuaciones (4), (5) y (6) normalizadas y en forma matricial queda:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}\mathbf{X} = \mathbf{B}_u \ddot{u}_g \quad (11)$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 1 + \mu_T + \mu_L & \mu_T & \mu_L p \\ \mu_T & \mu_T & 0 \\ \mu_L p & 0 & \mu_L \end{bmatrix} \quad \mathbf{C} = \begin{bmatrix} 2\xi_S \omega_S & 0 & 0 \\ 0 & 2\xi_T \omega_T \mu_T & 0 \\ 0 & 0 & 2\frac{C_P \mu_L}{L_e} \end{bmatrix} \quad (12a,b)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \omega_S^2 & 0 & 0 \\ 0 & \mu_T \omega_T^2 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2g \mu_L}{L_e} \end{bmatrix} \quad \mathbf{B}_u = \begin{bmatrix} -(1 + \mu_T + \mu_L) \\ -\mu_T \\ -\mu_L p \end{bmatrix} \quad (13a,b)$$

Lo que en espacio de estado se expresa como:

$$\dot{\mathbf{X}} = \mathbf{A}\mathbf{X} + \mathbf{B}\ddot{u}_g \quad (14)$$

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0}_{3 \times 3} & \mathbf{I}_{3 \times 3} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix} \quad (15)$$

$$\mathbf{B} = \left\{ \begin{matrix} \mathbf{0} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{1}_{3 \times 3} \end{matrix} \right\} \quad (16)$$

Filtro de Clough-Penzien

El movimiento del suelo se genera desde una señal de ruido blanco en la roca, filtrada por el estrato de suelo por un doble filtro de Clough-Penzien (Clough y Penzien, 1975), llegando como una aceleración a nivel de base de la estructura. En este estudio el input considerado es una excitación estocástica estacionaria de ancho de banda amplia, en inglés Broad Band Process (BBP), es decir,

de alto contenido de frecuencias. Cuando se realiza la transformada de Fourier a una señal, en este caso una excitación sísmica, en la gráfica se puede observar la potencia asociada a cada frecuencia que contiene la señal. Las frecuencias que tienen mayor potencia son las más importantes en la representación de la señal. Si la primera frecuencia de alta importancia y la última de alta importancia están muy separadas, se llaman de ancho de banda amplio, es decir, se necesita un gran contenido de frecuencias para caracterizar la excitación sísmica. El filtro se utilizó para definir la Densidad de Potencia Espectral (Power Spectral Density, PSD). Para ello se ajustó el filtro de Clough-Penzien a la PSD obtenida de un sismo artificial compatible con la norma chilena NCh2745 (2013), para zona sísmica 2 y suelo tipo B, a partir de una aproximación por mínimos cuadrados. Esto determina un input de BBP, por la naturaleza de alto contenido de frecuencias de los sismos chilenos. Entonces la función PSD es $S_g(\omega)$ del movimiento del suelo:

$$S_g(\omega) = S_o \frac{\omega_g + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \cdot \frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \quad (17)$$

donde S_o , ω_g , ξ_g , ω_f y ξ_f representan la intensidad de ruido blanco, frecuencia del estrato de suelo, razón de amortiguamiento del estrato de suelo, frecuencia del filtro y razón de amortiguamiento del filtro, respectivamente. Los valores utilizados se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1: Parámetros del filtro de Clough – Penzien

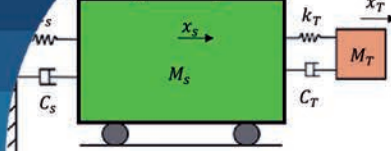
S_o	ω_g , rad/s	ξ_g	ω_f , rad/s	ξ_f
1335.6	16.57	0.491	3.02	0.48

Extensión del estado para inclusión del filtro

Para incluir el filtro, se plantea el siguiente vector de estado del filtro (Saitua *et al.*, 2018):

$$\mathbf{X}_f = \{X_g \quad \dot{X}_g \quad X_f \quad \dot{X}_f\}^T \quad (18)$$

donde X_g , \dot{X}_g representan el desplazamiento y velocidad del suelo, mientras que X_f , \dot{X}_f , el desplazamiento y velocidad del filtro. La ecuación de estado del filtro se expresa como:



$$\dot{\mathbf{X}}_f = \mathbf{A}_f \mathbf{X}_f + \mathbf{B}_f W(t) \quad \ddot{u}_g = \mathbf{C}_f \mathbf{X}_f \quad (19a,b)$$

donde A_f es la matriz de estado del filtro, B_f es la matriz de colocación del filtro y C_f es la matriz del output del filtro, las cuales vienen dadas por:

$$\mathbf{A}_f = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\omega_g^2 & -2\xi_g\omega_g & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ \omega_f^2 & 2\xi_f\omega_f & -\omega_f^2 & -2\xi_f\omega_f \end{bmatrix} \quad \mathbf{B}_f = \begin{bmatrix} 0 \\ -1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (20a,b)$$

$$\mathbf{C}_f = \{\omega_g^2 \quad 2\xi_g\omega_g \quad -\omega_f^2 \quad -\xi_f\omega_f\} \quad (20c)$$

Para incluir el filtro en la formulación dinámica de M1, se debe aumentar el estado, para lo cual se definió el vector de estado aumentado. Considerando el vector de excitación:

$$\mathbf{X}_2 = \{x_s(t) \quad x_T(t) \quad y(t) \quad \dot{x}_s(t) \quad \dot{x}_T(t) \quad \dot{y}(t) \quad X_g(t) \quad \dot{X}_g(t) \quad X_f(t) \quad \dot{X}_f(t)\}^T \quad (21)$$

Extendiendo la ecuación de estado Estructura-AMS-ACLS a Estructura-AMS-ACLS-FILTRO queda:

$$\dot{\mathbf{X}}_2 = \mathbf{A}_2 \mathbf{X}_2 + \mathbf{B}_2 W(t) \quad (22)$$

De lo que se obtiene finalmente:

$$\mathbf{A}_2 = \begin{bmatrix} \mathbf{A} & \mathbf{B}\mathbf{C}_f \\ 0 & \mathbf{A}_f \end{bmatrix} \quad \mathbf{B}_2 = \begin{bmatrix} 0 \\ \mathbf{B}_f \end{bmatrix} \quad (23a,b)$$

donde A_2 corresponde a la matriz y B_2 al vector de excitación del sistema completo.

Cálculo de matriz de covarianza

Para el cálculo de la matriz de covarianza se resolverá la ecuación de Lyapunov (24b). Para calibrar la intensidad del ruido blanco, se consideró una varianza de aceleración del suelo en la entrada de la estructura como:

$$\sigma_{\ddot{u}_g}^2 = \frac{PGA}{3} \quad ; \quad \mathbf{A}_2 \mathbf{R} + \mathbf{R} \mathbf{A}_2^T + \mathbf{B}_2 S_o \mathbf{B}_2^T = 0 \quad (24a,b)$$

donde PGA es el peak ground acceleration considerado, correspondiente a $0.3g$ para este estudio. R corresponde a la matriz de covarianza del sistema completo y S_o a la intensidad del ruido blanco.

Incetidumbre en los parámetros

Dado que las matrices A_2 y B_2 incluyen parámetros inciertos del sistema, la matriz de covarianza de respuesta R también lo será. Es por ello que se puede incluir la incertidumbre

de los parámetros en el cálculo de la matriz de covarianza. Para ello las matrices A_2 , B_2 y R se aproximan en series de Taylor de primer orden, y se incluyen en (22). Donde \bar{A}_2 , \bar{B}_2 y \bar{R} representan la matriz correspondiente el valor nominal del parámetro incierto (Debbarma *et al.*, 2010). Finalmente:

$$\bar{A}_2 \bar{R} + \bar{R} \bar{A}_2^T + \bar{B}_2 S_o \bar{B}_2^T = 0 \quad (25)$$

$$\bar{A}_2 \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial z_i} + \frac{\partial \mathbf{A}_2}{\partial z_i} \bar{R} + \bar{R} \frac{\partial \mathbf{A}_2^T}{\partial z_i} + \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial z_i} \bar{A}_2^T + \bar{B}_2 S_o \bar{B}_2^T = 0 \quad (26)$$

Donde para encontrar la sensibilidad de primer orden de la matriz de covarianza $\frac{\partial \mathbf{R}}{\partial z_i}$ se pueden obtener resolviendo la ecuación (28). La ecuación (27) muestra las series de Taylor truncadas al primer término, de la desviación estándar de desplazamiento.

$$\sigma_{x_s} = \bar{\sigma}_{x_s} \pm \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_{x_s}}{\partial z_i} \delta z_i \pm \dots, \quad (27)$$

$$\begin{cases} \sigma_{x_s \text{ up}} = \bar{\sigma}_{x_s} + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_{x_s}}{\partial z_i} \delta z_i \pm \dots, \\ \sigma_{x_s \text{ low}} = \bar{\sigma}_{x_s} - \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_{x_s}}{\partial z_i} \delta z_i \pm \dots, \end{cases}$$

Donde:

$$\sigma_{x_s} = \sqrt{R(1,1)} \quad ; \quad \frac{\partial \sigma_{x_s}}{\partial z_i} = \frac{1}{2} \left[\frac{\frac{\partial R(1,1)}{\partial z_i}}{\sqrt{R(1,1)}} \right] \quad (28a,b)$$

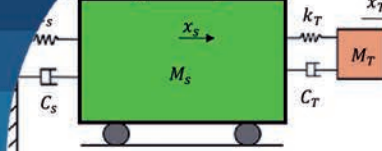
Los niveles de incertidumbre considerados en esta investigación son un 5 y 10%. Los parámetros a analizar fueron el periodo de la estructura, razón de longitud y la razón de masa. La incertidumbre se analizará en el efecto sobre los parámetros óptimos de diseño del ACS.

Procedimiento de optimización

La optimización se realiza para tres casos, el primero para el valor real, sin incertidumbre. El segundo y tercero, corresponde al límite superior y al límite inferior del rango de incertidumbre, respectivamente. Se propone como función objetivo J , minimizar la desviación estándar del desplazamiento de la estructura principal.

Criterio:

$$\begin{aligned} J(\gamma_l, \xi_R, \gamma_T, \xi_T) &= \min(\sigma_{x_s}) ; \\ J(\gamma_l, \xi_R, \gamma_T, \xi_T) &= \min(\sigma_{x_s \text{ up}}) \end{aligned} \quad (29a,b)$$



$$J(\gamma_L, \xi_R, \gamma_T, \xi_T) = \min(\sigma_{x_{S,low}}) \quad (29c)$$

Sujeto a:

$$0.5 < \gamma_T < 2 ; \quad 0 < \xi_T < 1 ; \quad 0.5 < \gamma_L < 2 ; \\ 0 < \xi_L < 30 \quad (30a,b,c)$$

$$h - c\sigma_y \geq 0 \quad (31)$$

donde c es el peak factor considerado como 2.5 en esta investigación. La restricción corresponde al límite máximo de desplazamiento en altura h que puede alcanzar el líquido dentro del TLCD. γ_T y γ_L son las razones de sintonía que se definen en las igualdades (32a) y (32b).

$$\gamma_T = \frac{\omega_T}{\omega_S} ; \quad \gamma_L = \frac{\omega_L}{\omega_S} \quad (32a,b)$$

Sensibilidad de los parámetros óptimos del ACS

A continuación se muestran los resultados del análisis de sensibilidad de los parámetros óptimos cuando existe incertidumbre en la razón de masa μ y en la razón de longitud p .

Incetidumbre en la razón de masa μ

Los resultados, se presentan divididos en dos figuras, una con los resultados para los parámetros óptimos correspondientes al ACLS (γ_L, ξ_L) y otra con los de AMS (γ_r, ξ_r). La razón de masa μ , fue considerada como 50% de la razón de masa del ACLS y 50% de la razón de masa del AMS. La Figura 2 muestra la variación de los parámetros óptimos del ACLS respecto a una incertidumbre de un 5 y 10%, en forma superior e inferior. Esta figura está compuesta por 2 filas y 3 columnas. La fila superior contiene la razón de sintonía del ACLS, y la fila inferior el coeficiente de pérdida de carga. La columna de la izquierda, corresponde a un periodo de 1.5 s, la del medio a 2.0 s y la de la derecha de 2.5 s. Estos periodos representan estructuras desde una rígida a una flexible, respectivamente. Cada gráfico presenta una curva sin incertidumbre (línea azul), y las respectivas variaciones correspondientes a la incertidumbre de un 5% (línea segmentada roja), -5% (línea continua roja), 10% (línea segmentada negra) y -10% (línea continua negra).

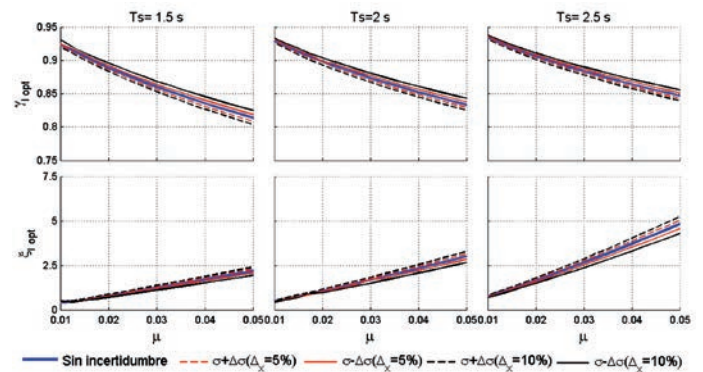


Figura 2: Parámetros óptimos del ACLS con incertidumbre de la razón de masa μ

La Figura 2 muestra que a medida que aumenta la razón de masa μ , la razón de sintonía γ_L del ACLS disminuye, siendo levemente menor el decrecimiento, a medida que aumenta la flexibilidad de la estructura. Se observa que, para una incertidumbre negativa, la razón de sintonía es menor, y de la misma forma para una incertidumbre positiva, la razón de sintonía es mayor. Por otra parte, a medida que aumenta la razón de masa y el valor de la incertidumbre, la razón de sintonía es más sensible. Respecto al coeficiente de pérdida de carga ξ_L , se observa que a medida que aumenta la razón de masa, el coeficiente de pérdida de carga del ACLS aumenta, siendo mayor el aumento, para una estructura de mayor periodo. Se observa que, para una incertidumbre negativa, el coeficiente de pérdida de carga es mayor, y en el caso de una incertidumbre positiva, el coeficiente de pérdida de carga es menor. Por otra parte, a medida que aumenta la razón de masa, la flexibilidad de la estructura y la incertidumbre, la variación del coeficiente de pérdida de carga es mayor.

La Figura 3 muestra la variación de los parámetros óptimos del AMS respecto a una incertidumbre de un 5 y 10%, en forma superior e inferior. La fila superior contiene la razón de sintonía del AMS, y la fila inferior se muestra el coeficiente de amortiguamiento del AMS. Las columnas, al igual que en la Figura 2, contienen los resultados para tres periodos, cuyos valores y distribución coinciden con los de la Figura 2. La Figura 3 muestra que a medida que aumenta la razón de masa, la razón de sintonía γ_r del AMS posee el mismo comportamiento al caso de la razón de sintonía del ACLS. Sin embargo, en este caso, existe una mayor variación del parámetro óptimo cuando la estructura es más rígida.

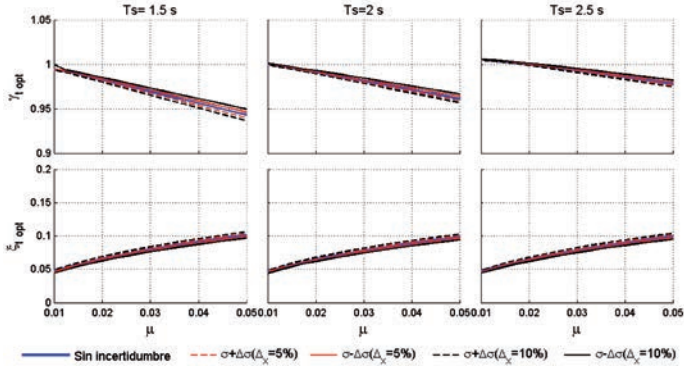
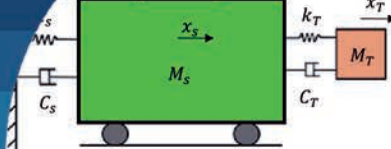


Figura 3: Parámetros óptimos del AMS con incertidumbre de la razón de masa μ

Respecto a la razón de amortiguamiento óptima del AMS ξ_r , se observa que a medida que aumenta la razón de masa, el coeficiente de pérdida de carga del ACLS aumenta. Se observa que, para una incertidumbre negativa, la razón de amortiguamiento es mayor, y en el caso de una incertidumbre positiva, este es menor. Por otra parte, a medida que aumenta la razón de masa, la incertidumbre no existe una mayor variación de este parámetro óptimo.

Incertidumbre en la razón de longitud p

La Figura 4 muestra la variación de los parámetros óptimos del ACLS a medida que aumenta la razón de longitud, con una incertidumbre de un 5 y 10%, en forma superior e inferior. Esta figura está compuesta por 2 filas y 3 columnas. La fila superior contiene la razón de sintonía del ACLS, y la fila inferior el coeficiente de pérdida de carga. Las columnas corresponden a un periodo de 1.5, 2.0 y 2.5 s. La distribución es la misma de la Figura 2. Cada gráfico presenta una curva determinística (línea azul), y las respectivas variaciones correspondientes a la incertidumbre de un 5% (línea segmentada roja), -5% (línea continua roja), 10% (línea segmentada negra) y -10% (línea continua negra).

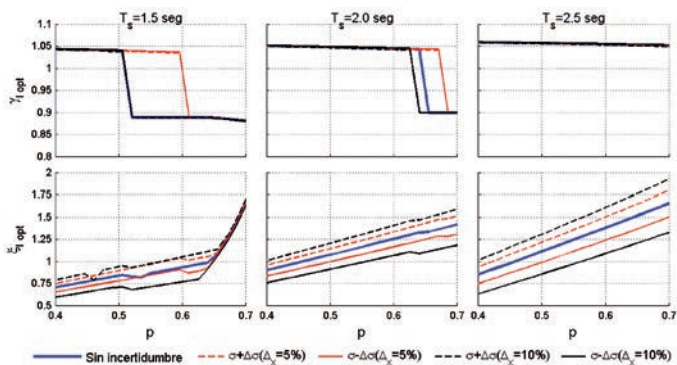


Figura 4: Parámetros óptimos del ACLS con incertidumbre de la razón de longitud p

La Figura 4 muestra que a medida que aumenta la razón de longitud, existe un cambio brusco en el valor de la razón de sintonía del ACLS γ_r . Este cambio se produce para un valor de longitud mayor, a medida que aumenta el periodo de la estructura. Además, se observa que es insensible a la incertidumbre. Respecto al coeficiente de pérdida de carga ξ_r , se observa que a medida que aumenta la razón de longitud, el coeficiente de pérdida de carga del ACLS aumenta, siendo mayor el aumento, para una estructura de mayor periodo. Se observa un quiebre en el comportamiento en este coeficiente de pérdida de carga, cambiando bruscamente su pendiente, para un valor de la razón del coeficiente de pérdida de carga mayor, a medida que es mayor la flexibilidad de la estructura. Se observa también que, para una incertidumbre negativa, el coeficiente de pérdida de carga es mayor, y en el caso de una incertidumbre positiva, el coeficiente de pérdida de carga es menor. Por otra parte, se observa que existe una gran variación de este parámetro óptimo, para los niveles de incertidumbre considerados.

La Figura 5 muestra la variación de los parámetros óptimos del AMS, respecto a una incertidumbre de 5 y 10%, en forma superior e inferior. La distribución de los gráficos es la misma que en la Figura 3. Se observa que a medida que aumenta la razón de longitud, la razón de sintonía γ_r del AMS disminuye. Sin embargo, existe un cambio brusco en su valor, el que se produce para un valor de longitud mayor, a medida que aumenta el periodo de la estructura. Además, se observa que es insensible a la incertidumbre. Respecto a la razón de amortiguamiento óptima del AMS ξ_r , se observa un comportamiento análogo a la sintonía óptima del AMS, pero el cambio brusco en el comportamiento del parámetro óptimo, tiene una menor magnitud.

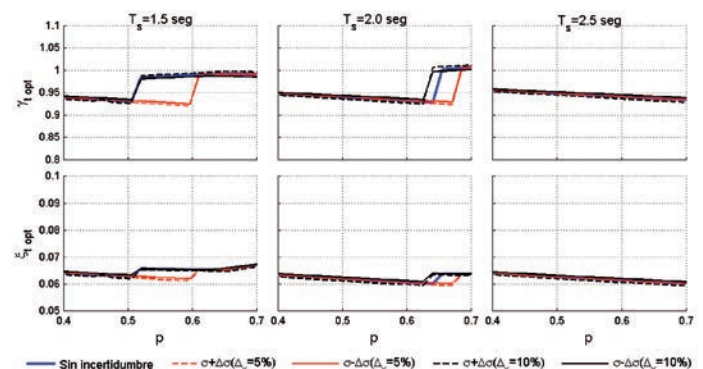
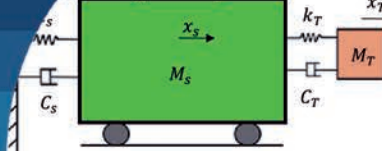


Figura 5: Parámetros óptimos del AMS con incertidumbre de la razón de longitud p



Tanto en la Figura 4 como en la Figura 5, se produce un cambio brusco en los parámetros óptimos. Esto se puede explicar a través de las ecuaciones (2a), (9b), (10d), (31) y (32b) lo que da como resultado las ecuaciones:

$$h = \frac{L_e}{2} (1-p) = \frac{g}{\omega_L^2} (1-p) = \frac{g}{\omega_L^2} (1-p) = \frac{g}{\gamma_L^2 \omega_s^2} (1-p) \geq c \sigma_y \quad (33)$$

De donde se obtiene una constante que se muestra en la ecuación (34):

$$f = \frac{g}{\omega_s^2 c} \quad (34)$$

La ecuación (35) muestra que existe una condición que involucra una discontinuidad numérica asociada a este cambio brusco. Sin embargo, se requieren estudios extras para demostrar lo obtenido en la ecuación (35).

$$\sqrt{\frac{f(1-p)}{\sigma_y}} \geq \gamma_L \quad (35)$$

Sensibilidad de la eficiencia y RMS del ACS

La eficiencia del ACS, se calcula como el porcentaje de reducción del desplazamiento (RD) del sistema principal, cuando se le adiciona un ACS óptimo.

$$RD = \left(1 - \frac{\sigma_{xc/ACS}}{\sigma_{xs/ACS}} \right) \cdot 100\% \quad (36)$$

Donde, $\sigma_{xc/ACS}$ corresponde a la desviación estándar de desplazamiento del sistema principal controlado por un ACS óptimo adicionado y $\sigma_{xs/ACS}$ es la desviación estándar de desplazamiento del sistema principal sin ACS.

Incertidumbre en la razón de masa μ

La Figura 6 muestra la eficiencia del ACS, medida como una reducción porcentual del desplazamiento de la estructura principal, es decir, mientras mayor es su valor, posee una mayor eficiencia. Las columnas muestran los resultados para 3 periodos, de 1.5, 2.0 y 2.5 s, de izquierda a derecha, respectivamente. Los valores de incertidumbre son de un 5 y 10%, en forma positiva y negativa. Se observa que a medida que aumenta la razón de masa, la eficiencia del ACS es mayor. Por otra parte, se observa que la eficiencia del ACS, ante una variación de la razón de masa de un ± 5 y $\pm 10\%$, no sufre variación.

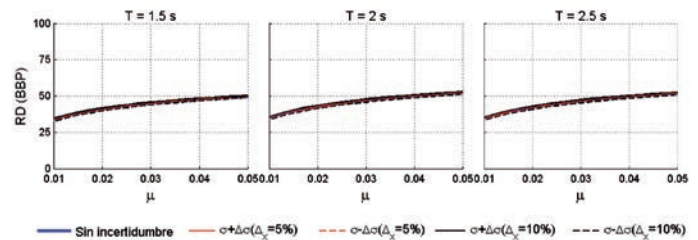


Figura 6: RD BBP eficiencia del ACS con incertidumbre de la razón de masa μ

La Figura 7 muestra la respuesta media cuadrática RMS, del desplazamiento del sistema principal. Se observa que existe una leve disminución, a medida que aumenta la razón de masa. Además, se observa que a medida que la estructura tiene un mayor periodo, el RMS del desplazamiento del sistema principal es mayor. Lo que es lógico, al ser una estructura más flexible. También se observa una insensibilidad respecto a la incertidumbre en la razón de masa.

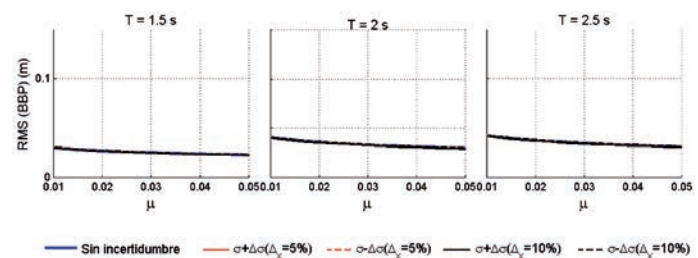


Figura 7: RMS del desplazamiento del ACS con incertidumbre de la razón de masa μ

Incertidumbre en la razón de longitud p

La Figura 8 muestra la eficiencia del ACS, la distribución de los gráficos es la misma que en la Figura 6. Los valores de los periodos y las incertidumbres también son las mismas que en la Figura 6. Se observa que a medida que aumenta la razón de longitud, la eficiencia del ACS es mayor. Por otra parte, se observa que la eficiencia del ACS, es insensible al nivel de incertidumbre considerado en este análisis.

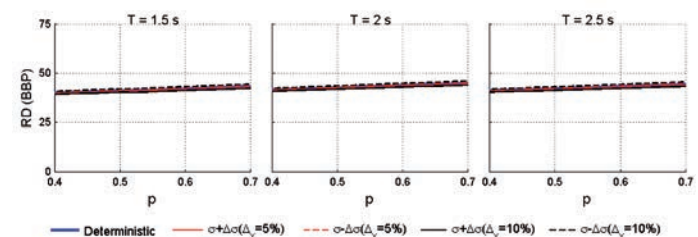
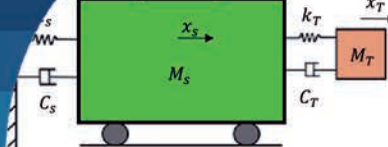


Figura 8: Eficiencia del ACS con incertidumbre de la razón de longitud p



La Figura 9 muestra la RMS del desplazamiento del sistema principal. Se observa que existe un leve aumento de este, entre un RMS para un periodo de 1.5 s y uno de 2.0 s. Se observa que el RMS, es independiente del valor de la razón de longitud del ACS. También se observa una insensibilidad respecto a una incertidumbre en la razón de longitud.

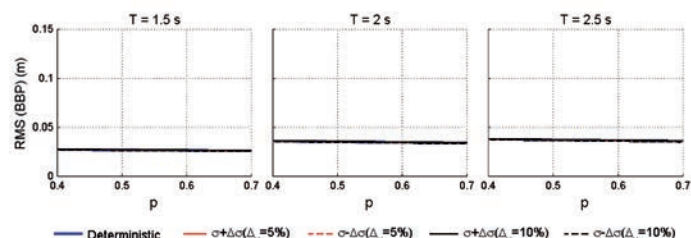


Figura 9: RMS del desplazamiento del ACS con incertidumbre de la razón de longitud p

Conclusiones

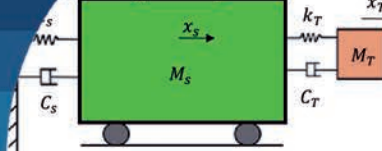
- A medida que la razón de masa es mayor, los parámetros óptimos del ACS son más sensibles a una incertidumbre en la razón de masa.
- El único parámetro óptimo del ACS, que es sensible a una incertidumbre en la razón de longitud, es el coeficiente de pérdida de carga. El que posee una variación apreciable a medida que aumenta la razón de longitud.
- El coeficiente pérdida de carga óptimo y la razón de amortiguamiento óptima muestran una variación positiva, ante una incertidumbre negativa.
- La eficiencia del ACS es mayor a medida que aumenta la razón de masa, pero es prácticamente insensible a la incertidumbre.
- La eficiencia del ACS crece levemente a medida que aumenta la razón de longitud, y es insensible a la incertidumbre.
- El RMS es insensible a una incertidumbre en la razón de masa y una razón de longitud, pero en el primer caso, aumenta en estructuras más flexibles.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Universidad del Bío-Bío por el apoyo dado a través del Proyecto Regular UBB 2060542 IF/R.

Referencias

- Almazán, J.L., Espinoza, G. and Aguirre, J.J. (2012). Torsional balance of asymmetric structures by means of tuned mass dampers. *Engineering Structures* **42**, 308-328
- Clough, R.W. and Penzien, J. (1975). *Dynamics of structures*. McGraw-Hill, USA
- Debbarma, R., Chakraborty, S. and Ghosh, S. (2010). Unconditional reliability-based design of tuned liquid column dampers under stochastic earthquake load considering system parameters uncertainties. *Journal of Earthquake Engineering* **14**(7), 970-988
- Den Hartog, J.P. (1956). *Mechanical vibrations*. Fourth ed. Dover Civil and Mechanical Engineering, USA
- Di Matteo, A., Lo Iacono, F.L., Navarra, G. and Pirrotta, A. (2015). Innovative modeling of tuned liquid column damper motion. *Communications in Nonlinear Science and Numerical Simulation* **23**(1-3), 229-244
- Di Matteo, A., Pirrotta, A. and Tumminelli, S. (2017). Combining TMD and TLCD: analytical and experimental studies. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* **167**, 101-113
- Espinoza, G. Rivas, S. y Suazo, A. (2020). Análisis de la eficiencia de un amortiguador combinado sintonizado con incertidumbre en los parámetros sometido a excitaciones sísmicas de bajo contenido de frecuencias. *Obras y Proyectos* **28**, 68-77
- Espinoza, G., Almazán, J.L., Benedetti, F. and Jara, C. (2019). Torsional balance of nonlinear asymmetrical structures by means of a tuned mass damper. *Structural Control and Health Monitoring* **26**(11), 24-42
- Espinoza, G., Neira, D. y Cifuentes, A. (2018a). Análisis de un amortiguador de masa sintonizado óptimo en estructuras asimétricas no lineales. *Obras y Proyectos* **23**, 39-54
- Espinoza, G., Carrillo C. and Suazo, A. (2018b). Analysis of a tuned liquid column damper in non-linear structures subjected to seismic excitations. *Latin American Journal of Solids and Structures* **15**(7), e91
- Frahm, H. (1909). Device for damping vibrations of bodies. US patent 989,958
- NCh2745 (2013). Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile



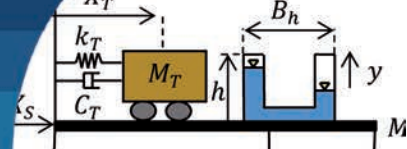
Saitua, F., Lopez-Garcia, D. and Taflanidis, A.A. (2018). Optimization of height-wise damper distributions considering practical design issues. *Engineering Structures* **173**, 768-786

Sakai, F. (1989). Tuned liquid column damper-new type device for suppression of building vibration. *First International Conference on High-Rise Buildings*, Nanjing, China, 926-931

Singh, M.P., Singh, S. and Moreschi, L.M. (2002). Tuned mass dampers for response control of torsional buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **31**(4), 749-769

Wang, L., Zhao, X. and Zheng, Y.M. (2016). A combined tuned damper and an optimal design method for wind-induced vibration control for super tall buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* **25**, 468-502

Yalla, S.K. and Kareem, A. (2000). Optimum absorber parameters for tuned liquid column dampers. *Journal of Structural Engineering* **126**(8), 906-915



Análisis de la eficiencia de un amortiguador combinado sintonizado con incertidumbre en los parámetros sometido a excitaciones sísmicas de bajo contenido de frecuencias

Analysis of the efficiency of a combined tuned damper with uncertainty in the parameters subject to seismic excitations of low frequency content

Fecha de entrega: 24 de junio 2020

Fecha de aceptación: 29 de octubre 2020

Gilda Espinoza, Sebastián Rivas y Álvaro Suazo

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío, Avenida Collao 1202, Casilla 5-C, Concepción, Chile,

gespinoz@ubiobio.cl, searivas@alumnos.ubiobio.cl, asuazo@ubiobio.cl

Este estudio analiza la eficiencia en la reducción del desplazamiento lateral de una estructura bajo excitaciones sísmicas estocásticas de bajo contenido de frecuencias. El dispositivo de estudio es el Amortiguador Combinado Sintonizado (ACS). El objetivo es analizar cómo cambia su eficiencia, cuando se introduce incertidumbre en sus parámetros de diseño. El ACS está compuesto por dos dispositivos efecto-masa, un amortiguador de masa sintonizado (AMS) y un amortiguador de columna de líquido sintonizado (ACLS). Para trabajar con la componente no lineal de la ecuación del ACLS en el análisis estocástico, se utilizó la técnica de linealización estadística equivalente. Se considera una incertidumbre de ± 5 y $\pm 10\%$. Los parámetros a los que se les introdujo incertidumbre, fueron la razón de longitud del ACLS y la razón de masa. Como criterio de optimización, se consideró la reducción de la desviación estándar del desplazamiento del sistema principal. Los resultados muestran que la eficiencia del ACS es máxima, cuando el periodo de la estructura, coincide con el periodo predominante de la excitación sísmica. Por otra parte, existen leves variaciones en la eficiencia del ACS, cuando se introduce una incertidumbre de hasta un 10% en la razón de masa o razón de longitud del ACLS.

Palabras clave: ACS, ACLS, AMS, análisis estocástico, incertidumbre en los parámetros, bajo contenido de frecuencias

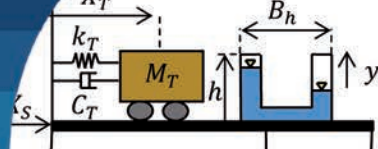
This study analyses the efficiency, in reducing the lateral displacement of a structure, under stochastic seismic excitations of low frequency content. The study device is the Tuned Combined Damper (TCD). The objective is to analyze how its efficiency changes when uncertainty is introduced in the design parameters. The TCD is composed of two mass-effect devices, a tuned mass damper (TMD) and a tuned liquid column damper (TLCD). To work with the nonlinear component of the TLCD equation in stochastic analysis, the equivalent statistical linearization technique was used. Uncertainties of ± 5 and $\pm 10\%$ are considered. The parameters to which uncertainty was introduced were the length ratio of the TLCD and the mass ratio. As an optimization criterion, the reduction of the standard deviation of the displacement of the main system was considered. The results show that the efficiency of the TCD is maximum when the period of the structure coincides with the predominant period of seismic excitation. On the other hand, there are slight variations in the efficiency of the TCD when an uncertainty of up to 10% is introduced in the mass or length ratio of the TLCD.

Keywords: CTD, TLCD, TMD, stochastic analysis, parameter uncertainty, low frequency content

Introducción

A medida que la civilización avanza, el aumento de población de las ciudades, ha implicado un diseño de estructuras más altas y esbeltas. Esto ha implicado nuevos desafíos en el control de estas estructuras, cada vez más flexibles, ante cargas dinámicas como viento y sismo. Como

una alternativa al diseño tradicional, se ha desarrollado el diseño por reducción de vibraciones, llamado también de protección sísmica. Los sistemas de protección sísmicos son los sistemas pasivos, porque no necesitan de una fuente de energía externa. Entre estos se encuentran los dispositivos de efecto-masa. Los más utilizados son el Amortiguador de



Masa Sintonizado (AMS) y el Amortiguador de Columna de Líquido Sintonizado (ACLS).

El AMS consiste en una masa unida a la estructura a través de un amortiguador viscoso y un resorte elástico lineal. Generalmente, se ubican en el último piso o azotea del edificio (Schmelzer *et al.*, 2010; Tributsch y Adam, 2012; Bigdeli y Kim, 2015)

El objetivo del AMS es sintonizar su frecuencia con la frecuencia fundamental de la estructura principal para provocar resonancia entre ellos, entonces la energía sísmica recibida por el edificio es disipada por la fuerza inercial del AMS que reacciona sobre éste en el sentido horizontal. Por otra parte, el ACLS es un tubo en U que posee en su interior líquido, generalmente agua, que ante un movimiento en su base, oscila con una frecuencia propia. En su parte inferior, posee un orificio que provoca una pérdida de carga (Shum, 2009). Di Matteo *et al.* (2015), conociendo que la ecuación que gobierna el comportamiento del ACLS es de naturaleza no lineal, calibran los parámetros del ACLS para una fase de pre-diseño. Y validan la calibración a través de un análisis experimental de un edificio de corte, con una excitación de ruido blanco.

Espinoza *et al.* (2018a) estudian la eficiencia de un ACLS en el control de estructuras con comportamiento no lineal. Encuentran que el ACLS se sintoniza con la frecuencia lineal equivalente, cuando la excitación es de ancho de banda amplio, y se sintoniza con la frecuencia predominante del input cuando el ancho de banda es angosto. Wang *et al.* (2016) proponen un Amortiguador Combinado Sintonizado (ACS), que combina un AMS con un ACLS. Este estudio fue realizado para edificios de gran altura que se comportan dentro del rango lineal y que son sometidos a una excitación de viento. Di Matteo *et al.* (2017) realizan un estudio analítico del ACS que posteriormente es validado experimentalmente. Chen y Yang (2018) estudian experimentalmente la reducción de desplazamiento de una estructura lineal AMS y ACLS y diferentes razones de masa del AMS y distintas razones de altura del líquido del ACLS para determinar un AMS-ACLS híbrido. Debbarma *et al.* (2010) observan que si los parámetros no están perfectamente sintonizados en el modo de vibración que se quiere controlar, la eficiencia de los amortiguadores puede reducirse. Esto tiene una gran implicancia puesto que se debiera entonces considerar la

presencia de incertidumbre en los parámetros del sistema. Por lo tanto, prácticamente no existen investigaciones que incorporen el efecto de la incertidumbre en el análisis de un ACS. Si bien Debbarma *et al.* (2010) realizan una investigación sobre el comportamiento de los parámetros óptimos de un amortiguador de columna de líquido sintonizado ACLS, cuando incluyen incertidumbre en los parámetros no caracterizan la excitación sísmica, ni analizan la eficiencia.

Por ello, esta investigación tiene por objetivo incorporar la incertidumbre en el sistema para analizar el comportamiento de los parámetros óptimos del ACS y su eficiencia en el control de una estructura sometida a una excitación sísmica estocástica de bajo contenido de frecuencias. El caso de una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias con incertidumbre es abordado por Espinoza *et al.* (2020).

Modelo estructural

La Figura 1 muestra un sistema de Amortiguador Combinado Sintonizado ACS, correspondiente a la unión de un AMS y un ACLS en paralelo, el cual está unido a una estructura con comportamiento lineal cuyos parámetros M_s , C_s y k_s corresponden a la masa, amortiguamiento y rigidez del sistema principal. De igual manera, M_T , C_T y k_T corresponden a la masa, amortiguamiento y rigidez del AMS, B_h y h son las dimensiones horizontal y vertical del sistema ACLS y \ddot{u}_g es la aceleración del suelo.

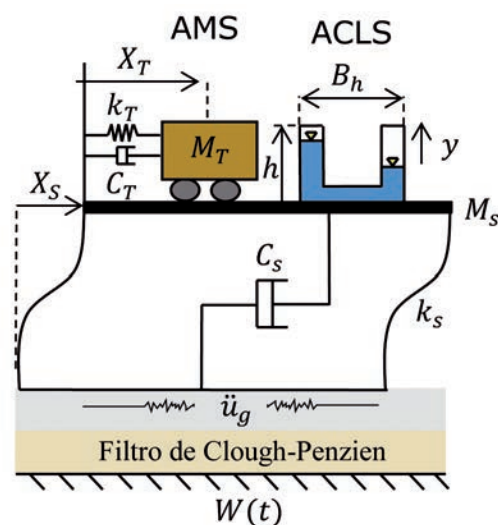
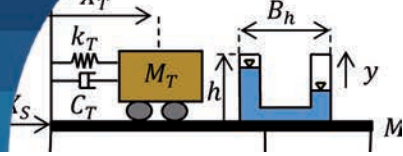


Figura 1: Estructura con ACS. Modelo1 (M1)

El sistema está sometido a un input estocástico que se determina a partir de la generación de una señal de ruido blanco en la roca, que pasa a través de un estrato de suelo



a la base de la estructura, generando una aceleración basal \ddot{u}_g . Este estrato de suelo se modela, a través del filtro de Clough-Penzien (Clough y Penzien, 1975), compuesto por dos filtros, el primero emula el estrato de suelo y un segundo filtro que corrige las frecuencias bajas, es decir, no las elimina completamente. Las frecuencias bajas están asociadas a periodos mayores a 4 s. Los parámetros característicos de estos filtros, dan la característica de una excitación de ancho de banda angosto NBP (narrow band process) o bajo contenido de frecuencias. El periodo predominante del filtro es de 2 s, lo cual representa el estrato del suelo sobre la roca que no interactúa con la estructura. El caso de interacción suelo- estructura puede ser revisado en Espinoza *et al.* (2018b). Los grados de libertad del sistema están definidos por el vector:

$$\mathbf{X} = \{X_s(t) \quad X_T(t) \quad y(t)\}^T \quad (1)$$

donde X_s representa el desplazamiento horizontal de la estructura principal, X_T representa el desplazamiento lateral del AMS e y indica el desplazamiento de la superficie del líquido dentro del ACLS en sentido vertical.

Linealización estadística equivalente LEE

La LEE permite reemplazar las ecuaciones no lineales por ecuaciones lineales a través de técnicas de linealización estadística. En este caso, se linealiza la ecuación no lineal del ACLS, que corresponde a una ecuación diferencial de segundo orden con un amortiguador de líquido acoplado a la estructura que es excitado basalmente a través de una aceleración \ddot{u}_g (Sakai *et al.*, 1989).

$$\rho A L_e \ddot{y} + 2\rho A \xi_l |\dot{y}| \dot{y} + 2\rho g A y = -\rho A B_h (\ddot{x} + \ddot{u}_g) \quad (2)$$

Para la linealización estadística equivalente, se reemplaza el término no lineal por un amortiguamiento lineal equivalente.

$$C_p = \frac{\xi_l \sigma_y}{\sqrt{2\pi}} \quad (3)$$

Donde σ_y es la desviación estándar de la velocidad del líquido y ξ_l es el coeficiente de pérdida de carga. Finalmente, la ecuación del ACLS linealizada queda de la siguiente manera:

$$\rho A L_e \ddot{y} + 2\rho A C_p \dot{y} + 2\rho g A y = -\rho A B_h (\ddot{x} + \ddot{u}_g) \quad (4)$$

Ecuación lineal de movimiento del ACS

Las ecuaciones del movimiento del modelo M1 sometido a excitaciones sísmicas estocásticas, se obtuvieron de las ecuaciones de Euler-Lagrange y son presentadas a continuación:

$$M_T(\ddot{X}_T + \ddot{X}_S + \ddot{u}_g) + C_T \dot{X}_T + K_T X_T = 0 \quad (5)$$

$$2M_{VL} \ddot{y} + M_{HL}(\ddot{y}_T + \ddot{X}_S + \ddot{u}_g) + K_L \dot{y} + C_L y = 0 \quad (6)$$

$$\begin{aligned} (M_S + M_T + 2M_{vl} + M_{hl})\ddot{X}_S + M_T \ddot{X}_T + \\ (M_S + M_T + 2M_{vl} + M_{hl})\ddot{u}_g + M_{hl} \dot{y} + C_S \dot{x}_s + k_s x_s = 0 \end{aligned} \quad (7)$$

Siendo \ddot{X}_s la aceleración de la estructura principal, \ddot{X}_T y \dot{X}_T la aceleración y la velocidad del AMS respectivamente y \ddot{u}_g es la aceleración basal. Además μ_T es la razón de masa del AMS respecto de la estructura principal, ξ_T y ω_T son la razón de amortiguamiento y la frecuencia del amortiguador respectivamente. M_{VL} y M_{HL} son la masa del líquido vertical y horizontal respectivamente, \ddot{y}_T es la aceleración del líquido e \dot{y}_T es la velocidad del líquido. A raíz de la ecuación (9), se definen los parámetros del ACLS. Los parámetros del AMS son:

$$\mu_T = \frac{M_T}{M_S} \quad ; \quad C_T = 2\xi_T M_T \omega_T \quad ; \quad K_T = \omega_T^2 \mu_T M_S \quad (8a,b,c)$$

Y los parámetros del ACLS son:

$$\begin{aligned} M_L = \rho A L_e \quad ; \quad M_{LH} = \rho A B_h \quad ; \\ C_L = 2\rho A C_p \quad ; \quad K_L = 2\rho g A \end{aligned} \quad (9a,b,c,d)$$

donde ρ es la densidad del líquido, A es el área de la sección transversal del tubo, L_e es la longitud efectiva de la columna líquida y g es la aceleración de gravedad.

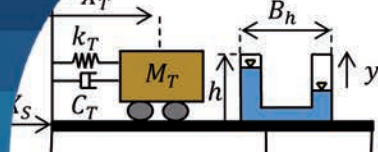
Se definen los parámetros de la estructura como:

$$C_S = 2\xi_S M_S \omega_S \quad ; \quad K_S = \omega_S^2 M_S \quad (10a,b)$$

Donde ω_s es la frecuencia de la estructura principal y ξ_s es la razón de amortiguamiento de la estructura principal.

Representación en formato de estado

Las ecuaciones planteadas pueden representarse matricialmente al definir igualdades matemáticas entre ellas, entonces se normalizan respecto a la masa de la



estructura principal las diferentes masas, amortiguamientos y rigideces del sistema combinado. A partir de las ecuaciones (8) a (10) se definen las siguientes expresiones:

$$\frac{M_T}{M_S} = \mu_T \quad ; \quad \frac{C_T}{M_S} = \frac{2\xi_T M_T \omega_T}{M_S} = 2\xi_T \mu_T \omega_T \quad ; \quad (11a,b,c)$$

$$\frac{K_T}{M_T} = \frac{\omega_T^2 \mu_T M_S}{M_S} = \omega_T^2 \mu_T$$

En el ACLS se define μ_L como la razón de masa entre el amortiguador del líquido y la estructura principal y p como la razón de longitud,

$$\mu_L = \frac{M_L}{M_S} \quad ; \quad p = \frac{B_h}{L_e} \quad (12a,b)$$

$$\frac{M_{Lh}}{M_S} = \frac{\rho A B_h}{M_S} = \frac{\rho A L_e p}{M_S} = \frac{M_L p}{M_S} = \mu_L p \quad (13a)$$

$$\frac{C_L}{M_S} = \frac{2\rho A C_p}{M_S} = \frac{2\rho A C_p \mu_L}{M_L} = \frac{2\rho A C_p \mu_L}{\rho A L_e} = \frac{2C_p \mu_L}{L_e} \quad (13b)$$

$$\frac{K_L}{M_S} = \frac{2\rho g A}{M_S} = \frac{2\rho g A \mu_L}{\rho A L_e} = \frac{2g \mu_L}{L_e} \quad (13c)$$

Usando (5) a (7) y ocupando (11) a (13), se obtienen las siguientes matrices:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 1 + \mu_T + \mu_L & \mu_T & \rho \mu_L \\ \mu_T & \mu_T & 0 \\ p \mu_L & 0 & \mu_L \end{bmatrix} \quad ; \quad (14a,b)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} 2\xi_S \omega_S & 0 & 0 \\ 0 & 2\xi_T \omega_T \mu_T & 0 \\ 0 & 0 & 2 \frac{C_p \mu_L}{L_e} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \omega_S^2 & 0 & 0 \\ 0 & \mu_T \omega_T^2 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2g \mu_L}{L_e} \end{bmatrix} \quad ; \quad \mathbf{B}_u = \begin{bmatrix} -(1 + \mu_T + \mu_L) \\ -\mu_T \\ -\mu_L p \end{bmatrix} \quad (15a,b)$$

Filtro de Clough-Penzien

En este estudio el movimiento del suelo es modelado a través de un filtro de Clough-Penzien, que genera el input sísmico como un proceso estocástico estacionario de ancho de banda angosto NBP (narrow broadband process). Este input se genera a partir de un ruido blanco. $S_g(\omega)$ es la matriz de Densidad de Potencia Espectral PSD (Power Spectral Density) del movimiento horizontal del suelo, la cual se expresa de la siguiente forma:

$$S_g(\omega) = S(\omega)I \quad (16)$$

Siendo $S(\omega)$ la función PSD del movimiento del suelo que representa el NBP a partir del filtro:

$$S_g(\omega) = S_o \frac{\omega_g + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \cdot \frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \quad (17)$$

donde S_o , ω_g , ξ_g , ω_f , y ξ_f representan la intensidad de ruido blanco, frecuencia del estrato de suelo, razón de amortiguamiento del estrato de suelo, frecuencia del filtro y razón de amortiguamiento del filtro respectivamente. Los parámetros del filtro se obtuvieron mediante un ajuste por mínimos cuadrados del PSD del sismo de México en 1985, el cual es un sismo de bajo contenido de frecuencias, con un periodo predominante de 2 s. El valor de los parámetros, se encuentran en la Tabla 1.

Tabla 1: Parámetros del filtro de Clough – Penzien

Tipo de entrada	S_o	ω_g , rad/s	ξ_g	ω_f , rad/s	ξ_f
NBP	207.23	3.14	0.1	8.48	0.9

Se define del vector de estado del filtro como (Saitua *et al.*, 2018):

$$\mathbf{X}_f = \{X_g \quad \dot{X}_g \quad X_f \quad \dot{X}_f\}^T \quad (18)$$

donde X_g , \dot{X}_g representan el desplazamiento y velocidad del suelo, mientras que X_f y \dot{X}_f son el desplazamiento y velocidad del filtro. Las ecuaciones de estado se definen como sigue:

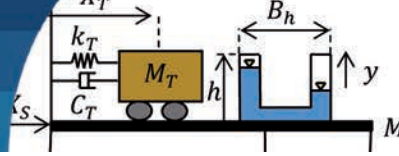
$$\dot{\mathbf{X}}_f = \mathbf{A}_f \mathbf{X}_f + \mathbf{B}_f W(t) \quad ; \quad \ddot{u}_g = \mathbf{C}_f \mathbf{X}_f \quad (19a,b)$$

donde las matrices \mathbf{A}_f , \mathbf{B}_f y \mathbf{C}_f corresponden a la matriz de estado del filtro, la matriz de colocación del filtro y la matriz del output del filtro.

$$\mathbf{A}_f = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\omega_g^2 & -2\xi_g \omega_g & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ \omega_g^2 & 2\xi_g \omega_g & -\omega_f^2 & -2\xi_f \omega_f \end{bmatrix} \quad ; \quad \mathbf{B}_f = \begin{bmatrix} 0 \\ -1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (20a,b)$$

$$\mathbf{C}_f = \{\omega_g^2 \quad 2\xi_g \omega_g \quad -\omega_f^2 \quad -\xi_f \omega_f\} \quad (20c)$$

Se extiende el estado para obtener la matriz aumentada del sistema combinado.



Considerando el vector de estado extendido como:

$$\mathbf{X}_2 = \{X_s(t) \quad X_T(t) \quad y(t) \quad \dot{X}(t) \quad \dot{X}_s(t) \quad \dot{y}(t) \quad X_g(t) \quad \dot{X}_g(t) \quad X_f(t) \quad \dot{X}_f(t)\}^T \quad (21)$$

Entonces la ecuación de estado es igual a:

$$\dot{\mathbf{X}}_2 = \mathbf{A}_2 \mathbf{X}_2 + \mathbf{B}_2 W(t) \quad (22)$$

y las matrices de estado del estado extendido son:

$$\mathbf{A}_2 = \begin{bmatrix} \mathbf{A} & \mathbf{BC}_f \\ 0 & \mathbf{A}_f \end{bmatrix} \quad (23a)$$

$$\mathbf{B}_2 = \begin{bmatrix} 0 \\ \mathbf{B}_f \end{bmatrix} \quad (23b)$$

donde \mathbf{A}_2 y \mathbf{B}_2 corresponde a la matriz y al vector de excitación del sistema combinado (ACLS + estructura + filtro), mientras que \mathbf{A}_f y \mathbf{B}_f son la matriz y vector de excitación del filtro (suelo + filtro).

Cálculo de matriz de covarianza

La solución estacionaria se obtuvo resolviendo la ecuación matricial (25) de Lyapunov (1992), para un estado estacionario y considerando ruido blanco como entrada. Como resultado se obtuvo así la matriz de covarianza de respuesta \mathbf{R} que contiene las varianzas, desviaciones estándar y coeficientes de correlación de los grados de libertad del sistema extendido. Para el ruido blanco, se consideró una varianza de la aceleración del suelo en la entrada del sistema combinado.

$$\sigma_{\ddot{u}_g}^2 = \frac{PGA}{3} \quad (24)$$

Donde PGA es el peak ground acceleration considerado, correspondiente a 0.3g para este estudio, de modo que el sistema se asume dentro del rango lineal. Para verificar este supuesto se debe plantear un modelo histerético donde sea posible evaluar si la rigidez se degrada o no (Espinoza *et al.*, 2018a). Se presenta a continuación la ecuación de Lyapunov:

$$\mathbf{A}_2 \mathbf{R} + \mathbf{R} \mathbf{A}_2^T + \mathbf{B}_2 W \mathbf{B}_2^T = 0 \quad (25)$$

donde \mathbf{R} corresponde a la matriz de covarianza del sistema completo y W a la intensidad del ruido blanco.

Inclusión de incertidumbre en μ y ρ

Dado que las matrices ampliadas del sistema combinado \mathbf{A}_2 y \mathbf{B}_2 involucran parámetros del sistema inciertos, pero limitados, la solución asociada a la matriz de covarianza de respuesta \mathbf{R} también los involucrará. Es por ello que, para incluir esta incertidumbre en los parámetros y en el cálculo de la matriz de covarianza, se aproximaron las matrices del sistema \mathbf{A}_2 , \mathbf{B}_2 y \mathbf{R} en series de Taylor de primer orden como media y parte fluctuante como se muestra a continuación:

$$\begin{aligned} & \left(\bar{\mathbf{A}}_2 + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{A}_2}{\partial z_i} \delta z_i + \dots \right) \left(\bar{\mathbf{R}} + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial z_i} \delta z_i + \dots \right) + \\ & \left(\bar{\mathbf{R}} + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial z_i} \delta z_i + \dots \right) \left(\bar{\mathbf{A}}_2 + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{A}_2}{\partial z_i} \delta z_i + \dots \right) + \\ & \left(\bar{\mathbf{B}}_2 + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{B}_2}{\partial z_i} \delta z_i + \dots \right) = 0 \end{aligned} \quad (26)$$

Donde $\bar{\mathbf{A}}_2$, $\bar{\mathbf{B}}_2$ y $\bar{\mathbf{R}}$, y representan la matriz correspondiente al valor nominal del parámetro incierto, pero limitado. Dejando de lado los términos de orden superior y las ecuaciones del término de orden igual, para los parámetros inciertos pero limitados, se puede obtener lo siguiente (Debbarma *et al.*, 2010):

$$\bar{\mathbf{A}}_2 \bar{\mathbf{R}} + \bar{\mathbf{R}} \bar{\mathbf{A}}_2^T + \bar{\mathbf{B}}_2 W = 0 \quad (27)$$

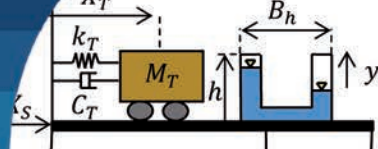
$$\bar{\mathbf{A}}_2 \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial z_i} + \frac{\partial \mathbf{A}_2}{\partial z_i} \bar{\mathbf{R}} + \bar{\mathbf{R}} \frac{\partial \mathbf{A}_2^T}{\partial z_i} + \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial z_i} \bar{\mathbf{A}}_2^T + \bar{\mathbf{B}}_2 W = 0 \quad (28)$$

donde se obtiene la matriz de covarianza media $\bar{\mathbf{R}}$ y la matriz de sensibilidad de primer orden de la matriz de covarianza $\frac{\partial \mathbf{R}}{\partial z_i}$ de (28), siendo W la intensidad del ruido blanco. Para obtener los valores de las desviaciones estándar de los desplazamientos con incertidumbre positiva y negativa. A continuación se muestra la desviación estándar del desplazamiento de la estructura, en desarrollo de serie de Taylor.

$$\begin{cases} \sigma_{x_s} = \bar{\sigma}_{x_s} \pm \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_{x_s}}{\partial z_i} \delta z_i \pm \dots, \\ \left\{ \begin{aligned} \sigma_{x_{s\ up}} &= \bar{\sigma}_{x_s} + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_{x_s}}{\partial z_i} \delta z_i \pm \dots, \\ \sigma_{x_{s\ low}} &= \bar{\sigma}_{x_s} - \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_{x_s}}{\partial z_i} \delta z_i \pm \dots, \end{aligned} \right. \end{cases} \quad (29)$$

donde:

$$\sigma_{x_s} = \sqrt{\mathbf{R}(1,1)} \quad ; \quad \frac{\partial \sigma_{x_s}}{\partial z_i} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \mathbf{R}(1,1)}{\partial z_i} \right] \quad (30a,b)$$



El nivel de incertidumbre considerado es de ± 5 y $\pm 10\%$, donde es la variable en la que se incluye la incertidumbre correspondiendo en esta investigación a la razón de masa μ y la razón de longitud p .

Procedimiento de optimización

Se propone J como función objetivo para minimizar la desviación estándar del desplazamiento de la estructura principal.

Criterio:

$$J(\gamma_L, \xi_R, \gamma_T, \xi_T) = \min(\sigma_{x_S}) \quad (31a)$$

$$J(\gamma_L, \xi_R, \gamma_T, \xi_T) = \min(\sigma_{x_S^{sup}}) \quad (31b)$$

$$J(\gamma_L, \xi_R, \gamma_T, \xi_T) = \min(\sigma_{x_S^{low}}) \quad (31c)$$

Sujeto a:

$$0.5 < \gamma_T < 2 \quad ; \quad 0 < \xi_T < 1 \quad (32a,b)$$

$$0.5 < \gamma_L < 2 \quad ; \quad 0 < \xi_L < 30 \quad (32c,d)$$

$$h - c\sigma_y \geq 0 \quad (33)$$

donde c es el peak factor que en esta investigación asume un valor igual a 2.5, y corresponde al límite máximo de desplazamiento en altura que puede alcanzar el líquido dentro del ACLS; γ_T y γ_L son las razones de sintonía del AMS y ACLS, respectivamente, que se muestran a continuación:

$$\gamma_T = \frac{\omega_T}{\omega_S} \quad ; \quad \gamma_L = \frac{\omega_L}{\omega_S} \quad (34a,b)$$

Análisis y resultados

A continuación, se presenta el análisis de resultados para el ACLS y del AMS, que son los dispositivos que componen el ACS. El análisis se realiza considerando una variación de la razón de masa μ y de la razón de longitud p del ASC. Como ya se ha mencionado, se consideró una incertidumbre de ± 5 y $\pm 10\%$, respecto al valor sin incertidumbre. Los resultados del análisis se presentan en figuras compuestas por 2 filas y 3 columnas de gráficos cada una. Las filas representan a los parámetros óptimos de diseño del ASC compuesto por el ACLS y AMS. Mientras tanto las columnas definen la variación del periodo de la estructura principal para 1.5, 2.0 y 2.5 s. Además,

cada gráfico presenta una curva sin incertidumbre (línea azul), y las respectivas variaciones correspondientes a la incertidumbre de un 5% (línea segmentada roja), -5% (línea continua roja), 10% (línea segmentada negra) y -10% (línea continua negra).

Análisis del comportamiento de un ACLS con variación de μ

La Figura 3 muestra los parámetros óptimos del ACLS, en función de la razón de masa μ , considerada como un 50% de la razón de masa del ACLS más un 50% de la razón de masa del AMS. Se observa que la razón de frecuencia óptima del ACLS disminuye en forma cuadrática respecto a μ , para un periodo de 1.5 s y aumenta respecto a la flexibilidad de la estructura, con un decrecimiento en forma lineal. En cuanto a la incertidumbre se observa una mayor variación de la razón de frecuencias para una estructura rígida. En estructuras más flexibles este parámetro es insensible a la incertidumbre en μ . En cuanto al coeficiente de pérdida de carga, existe un decrecimiento del coeficiente de pérdida de carga para estructuras rígidas e intermedias y un aumento para estructuras más flexibles, y es insensible a una incertidumbre en μ .

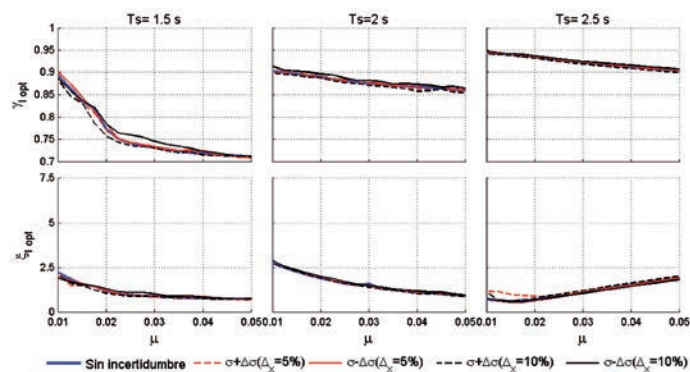
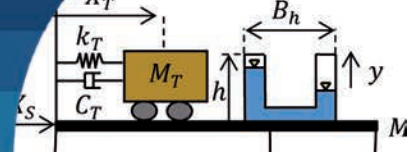


Figura 2: Parámetros óptimos del ACLS en función de la razón de masa μ

Análisis del comportamiento de un AMS con variación de μ

Con respecto a los parámetros óptimos del AMS, se observa en la Figura 3 que en el caso de estructura más rígida de 1.5 s, la razón de frecuencia disminuye con el aumento de razón de masa. Las estructuras de periodo intermedio prácticamente son insensibles a la variación de la razón de masa, y para estructuras de periodo alto, la



razón de frecuencia del ACLS aumenta con respecto a la razón de masa. Por otra parte, se observa que cuando las estructuras son más rígidas y más flexibles, el parámetro óptimo de la razón de frecuencia de líquido, tiene una mayor incertidumbre hacia razón de masa mayores. Con respecto a la razón de amortiguamiento, se observa que, para los 3 periodos analizados, aumenta con la razón de masa. En cuanto a la incertidumbre en la razón de masa, se produce que, para periodos rígidos y flexibles, tienen una mayor influencia en los óptimos del AMS.

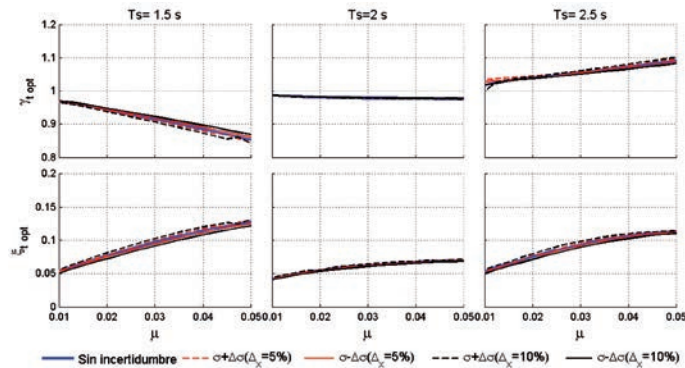


Figura 3: Parámetros óptimos del AMS en función de la razón de masa μ

Análisis del comportamiento de un ACLS con variación de p

La Figura 4 muestra el comportamiento de los parámetros óptimos cuando se introduce una incertidumbre en la razón de longitud p del ACLS, la distribución de los gráficos y valores asociados de los periodos de la estructura, por columnas, son los mismos de la Figura 2. Se observa que, en el caso de estructuras rígidas a intermedias, hay una disminución de la razón de sintonía óptima, y para estructuras flexibles es prácticamente constante, a medida que aumenta p . También se puede observar, que la incertidumbre es prácticamente insensible en la razón en sintonía respecto a p , para todos los periodos. En cuanto al coeficiente de pérdida de carga óptimo, aumenta en forma cuadrática respecto al aumento de razón de longitud. Además, la incertidumbre es prácticamente insensible, y para el caso de estructuras flexibles se logra apreciar una variación de la incertidumbre respecto al valor determinístico. Se observa que cuando el periodo de la estructura coincide con el periodo predominante de la excitación sísmica, $T = 2$ s, el coeficiente de pérdida de

carga, tiene un mayor valor.

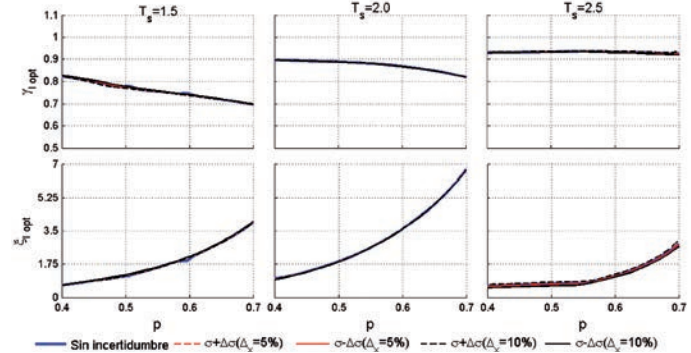


Figura 4: Parámetros óptimos del ACLS en función de la razón de longitud p

Análisis del comportamiento de un AMS con variación de p

La Figura 5 muestra que la razón de sintonía y amortiguamiento del AMS, son insensibles con respecto a la razón de longitud p , con respecto a la razón de sintonía óptima, para los periodos de 1.5 y 2.0 s. Para un periodo de 2.5 s existe una concavidad hacia abajo y una concavidad hacia arriba, de la razón de sintonía y la razón de amortiguamiento del AMS, respectivamente. Con respecto a sensibilidad ante una incertidumbre en la razón de longitud, se observa que la razón de sintonía es levemente sensible en estructuras muy flexibles.

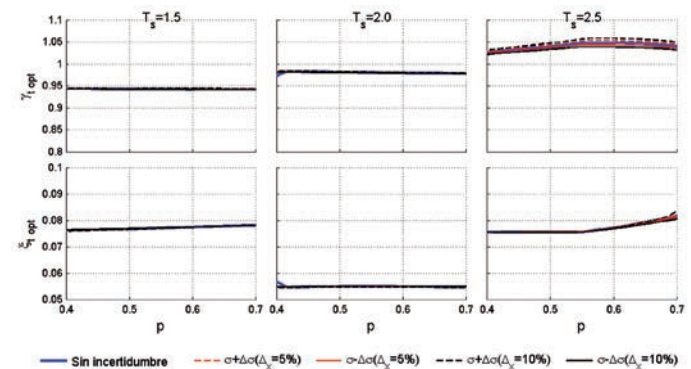
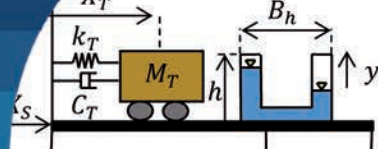


Figura 5: Parámetros óptimos del AMS en función de la razón de longitud p

También se observa que cuando el periodo de la estructura coincide con el periodo predominante de la excitación sísmica ($T_p = 2$ s), el amortiguamiento óptimo del AMS toma un valor un por debajo de las otras estructuras.



Sensibilidad de la incertidumbre en la eficiencia del ACS

La eficiencia en la reducción del desplazamiento RD, se define como un porcentaje de reducción de la desviación estándar de desplazamiento de la estructura principal, controlada por un ACS con parámetros óptimos, respecto a la desviación estándar de desplazamiento de la estructura sin ACS. Es decir, a mayor valor de RD, la eficiencia es mayor. Se observa en la Figura 6 que la eficiencia aumenta con respecto de la razón de masa, independiente de la flexibilidad de la estructura. Además, cuando el periodo de la estructura coincide con la frecuencia predominante del input, el ACS es más eficiente. También se observa que la eficiencia del ACS, no es sensible a incertidumbres menores a 10% en la razón de masa.

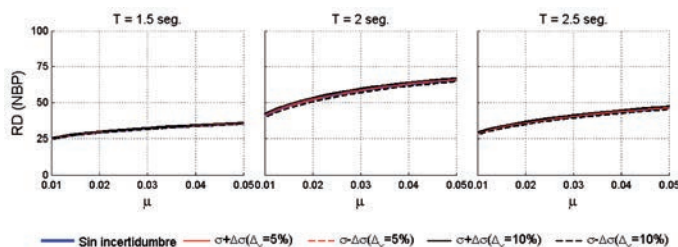


Figura 6: Eficiencia del ACS, para una incertidumbre en la razón de masa μ

De la Figura 7 se observa que la eficiencia del ACS es prácticamente insensible a la razón de longitud p , pero sí depende del periodo de la estructura y el periodo predominante de la excitación. Esto se puede observar en el caso de una estructura de 2 s, coincidente con el periodo predominante de la excitación. Es este caso la eficiencia es máxima. Por otra parte, se observa un leve cambio en la eficiencia del ACS, al introducir una incertidumbre de hasta un 10% en la razón de longitud.

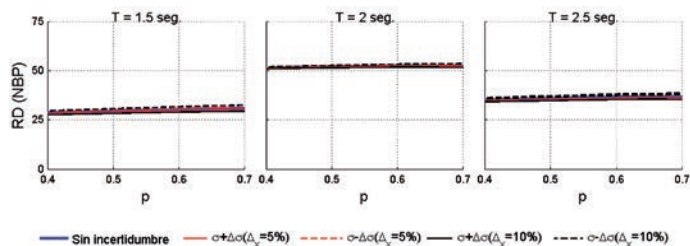


Figura 7: Eficiencia del ACS, para una incertidumbre en la razón de longitud p

Sensibilidad de la incertidumbre en la RMS del desplazamiento ACS

En la Figura 8 se muestra la raíz cuadrática media RMS del desplazamiento de la estructura principal, con respecto a la variación de masa, para una incertidumbre de $\pm 5\%$ y $\pm 10\%$. Se observa que para estructuras más rígidas la RMS es insensible a la razón de masa μ y a la incertidumbre en ella. En el caso de una estructura de 2 s, se produce un aumento respecto a los otros periodos analizados debido a la resonancia que se produce con el periodo predominante del sismo. Se observa también que, para este mismo periodo, se produce un decrecimiento del RMS del desplazamiento respecto a la razón de masa. Se observa también, que existe una pequeña sensibilidad en la RMS de desplazamiento respecto a la incertidumbre de la razón de masa.

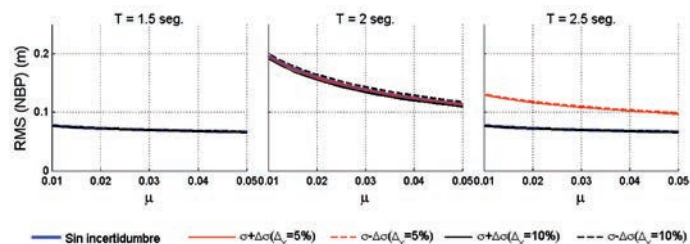


Figura 8: RMS en función de la razón de masa μ

Para una estructura de un periodo de 2.5 s, se observa que para una incertidumbre de $\pm 5\%$, se produce una amplificación importante de los desplazamientos. Lo que puede ser muy negativo en una estructura.

En la Figura 9 se muestra el RMS del desplazamiento de la estructura principal, con respecto a la variación de p , para una incertidumbre de $\pm 5\%$ y $\pm 10\%$. Se observa que la RMS es insensible a la razón de longitud p .

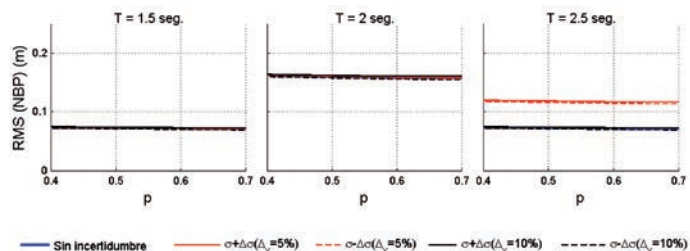
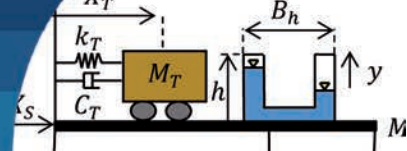


Figura 9: RMS del desplazamiento en función de la razón de longitud p



Se observa también que la RMS de desplazamiento para un periodo de 2 s, aumenta respecto a los otros periodos, lo que se debe a la resonancia con el periodo predominante del input. Para la estructura más flexible, se observa que para una incertidumbre de $\pm 5\%$, se produce un aumento del RMS de desplazamientos.

Conclusiones

En este estudio se analizó la respuesta de un dispositivo ACS considerando un análisis probabilístico para sismos estocásticos con una densidad de potencia espectral asociada a un bajo contenido de frecuencias. De los resultados obtenidos se puede concluir lo siguiente:

- La razón de sintonía del ACLS decrece respecto a un aumento de la razón de masa y es insensible a la incertidumbre en la razón de masa.
- El coeficiente de pérdida de carga del ACLS disminuye respecto a la razón de masa y aumenta con respecto a la razón de longitud, y en ambos casos es insensible a la incertidumbre en los parámetros.
- La razón de sintonía del AMS es insensible a un aumento de la razón de longitud.
- La eficiencia del ACS aumenta con el aumento de la razón de masa, y es mayor cuando el periodo de la estructura coincide con el periodo predominante de la excitación.
- La eficiencia del ACS es levemente sensible a la incertidumbre en la razón de masa y a la razón de longitud.
- La RMS de desplazamiento disminuye respecto a la razón de masa, no depende del valor de la razón de longitud y es mayor cuando el periodo de la estructura, coincide con el periodo predominante de la excitación.
- No se observan cambios significativos, en la eficiencia del ACS, ante una incertidumbre de un 10% en la razón de masa o razón de longitud del ACLS.

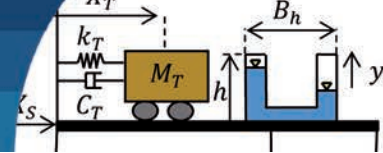
A la luz de estos resultados, se recomienda en futuras investigaciones introducir niveles de incertidumbre mayores a $\pm 10\%$ y también realizar análisis determinísticos para comparar con los resultados estocásticos.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Universidad del Bío-Bío por el apoyo dado a través del Proyecto Regular UBB 2060542 IF/R.

Referencias

- Bigdeli, Y. and Kim, D. (2015). Damping effects of the passive control devices on structural vibration control: TMD, TLC and TLCD for varying total masses. *KSCE Journal of Civil Engineering* **20**(1), 301–308
- Chen, B.F. and Yang, B.H. (2018). Experimental study of a hybrid TMD and TLD on structure motion reduction. *Ocean Engineering* **165**, 538–549
- Clough, R.W. and Penzien, J. (1975). *Dynamics of structures*. McGraw-Hill, USA
- Debbarma, R., Chakraborty, S. and Ghosh, S. (2010). Unconditional reliability-based design of tuned liquid column dampers under stochastic earthquake load considering system parameters uncertainties. *Journal of Earthquake Engineering* **14**(7), 970-988
- Di Matteo, A., Lo Iacono, F.L., Navarra, G. and Pirrotta, A. (2015). Innovative modeling of tuned liquid column damper motion. *Communications in Nonlinear Science and Numerical Simulation* **23**(1-3), 229-244
- Di Matteo, A., Pirrotta, A. and Tumminelli, S. (2017). Combining TMD and TLCD: analytical and experimental studies. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* **167**, 101-113
- Espinoza, G., Sagredo, G. y Suazo, A. (2020). Análisis de la eficiencia de un amortiguador combinado sintonizado con incertidumbre en los parámetros sometido a una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias. *Obras y Proyectos* **28**, 58-67
- Espinoza, G., Carrillo C. and Suazo, A. (2018a). Analysis of a tuned liquid column damper in non-linear structures subjected to seismic excitations. *Latin American Journal of Solids and Structures* **15**(7), e91
- Espinoza, G., Benedetti, F., Alvarez-Mendoza, P. and Bonilla, E. (2018b). Influence of the seismic excitation frequencies content on the behavior of a tuned mass damper in low-rise building considering soil-structure interaction. *Latin American Journal of Solids and Structures* **15**(8), e75



Lyapunov, A.M. (1992). *The general problem of the stability of motion*. Taylor & Francis, UK

Saitua, F., Lopez-Garcia, D. and Taflanidis, A.A. (2018). Optimization of height-wise damper distributions considering practical design issues. *Engineering Structures* **173**, 768-786

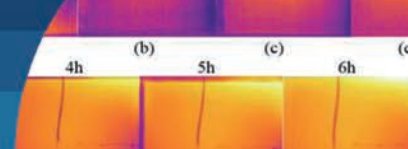
Sakai, F. (1989). Tuned liquid column damper-new type device for suppression of building vibration. *First International Conference on High-Rise Buildings*, Nanjing, China, 926-931

Schmelzer, B., Oberguggenberger, M. and Adam, C. (2010). Efficiency of tuned mass dampers with uncertain parameters on the performance of structures under stochastic excitation. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part O: Journal of Risk and Reliability* **224**(4), 297–308

Shum, K.M. (2009). Closed form optimal solution of a tuned liquid column damper for suppressing harmonic vibration of structures. *Engineering Structures* **31**(1), 84-92

Tributsch, A. and Adam, C. (2012). Evaluation and analytical approximation of Tuned Mass Damper performance in an earthquake environment. *Smart Structures and Systems* **10**(2), 155–179

Wang, L., Zhao, X. and Zheng, Y.M. (2016). A combined tuned damper and an optimal design method for wind-induced vibration control for super tall buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* **25**(10), 468-502



Comportamiento térmico de mampostería de bloques de yeso hidrófugo con variación del espesor de revestimiento

Thermal behaviour of hydrofugated plaster block masonry with variation of coating thickness

Fecha de entrega: 17 de abril 2020
Fecha de aceptación: 25 de agosto 2020

José Reginaldo de Arruda Cavalcanti¹, Pedro Igor Bezerra Batista¹, Yêda Vieira Póvoas¹ y Joaquin Humberto Aquino Rocha²

¹ Escola Politécnica de Pernambuco, Universidade de Pernambuco, 50720-001, Recife, Brasil, josereginaldo20.2014@gmail.com, pedroigorbb@gmail.com (Orcid: 0000-0003-3912-111X), yeda.povoas@gmail.com (Orcid: 0000-0003-1907-415X)

² Facultad de Tecnología, Universidad Privada del Valle, Tiquipaya, Bolivia, joaquinaquinorocha@gmail.com

Esta investigación tiene como objetivo analizar la influencia del revestimiento cerámico, simulando el lado externo, y yeso con diferentes espesores, simulando el lado interior de un prototipo de mampostería de bloque de yeso hidrófugo macizo, buscando mejorar el desempeño térmico principalmente en las juntas de asentamiento del bloque. Para ello, se utilizaron dos métodos de ensayos específicos: la cámara térmica y la termografía infrarroja. Se analizó las diferencias de temperatura entre la cara interna y externa por medio de termopares conectados en medio del prototipo y el mapeo del perfil de temperatura en la superficie del revestimiento. Se encontró que la adición de revestimiento de yeso más el cerámico mejora el desempeño térmico del sistema de mampostería, observando que la variación del espesor del mortero de yeso proporciona una ganancia en la resistencia térmica, una reducción en la transmitancia térmica y un aumento en la capacidad térmica.

Palabras clave: desempeño térmico, yeso hidrófugo, cámara térmica, termografía infrarroja, NBR 15220

The present research has the objective of analysing the influence of the ceramic coatings simulating the external side, and in gypsum, with different thicknesses, simulating the internal side of a masonry prototype of block seal of solid waterproof gypsum, seeking to improve the thermal performance mainly in the block joints of the block. For this, two specific test methods were used: the thermal chamber and the infrared thermography. We sought to analyse the temperature differences between the internal and external surfaces, by means of thermocouples connected in the middle of the prototype and the mapping of the temperature profile on the surface of the coating. It was verified that the addition of gypsum coatings plus ceramic improves the thermal performance of the sealing system. Noting that the thickness variation of gypsum mortar provides a gain in thermal resistance, reduction in thermal transmittance and gain in thermal capacity.

Keywords: thermal performance, waterproof plaster, thermal camera, infrared thermography, NBR 15220

Introducción

En regiones de latitudes bajas, la presencia de altas temperaturas y humedad proporciona un aumento en el consumo de energía de los edificios. Según los datos de EPE (2016), entre 1995 y 2014, el consumo de electricidad en Brasil aumentó en un 95%. Según ABRVA (2016), los sistemas de construcción contribuyen al consumo de aproximadamente el 50% de la electricidad utilizada en Brasil, donde una parte significativa de este porcentaje proviene de sistemas dedicados a obtener confort térmico.

El desempeño térmico de un entorno está relacionado con su carga térmica (Çengel, 2007), que se define como la cantidad de calor que debe agregarse o restarse de un entorno para proporcionar una determinada condición deseada. En el interior de un edificio, los siguientes factores se consideran determinantes de la carga térmica: iluminación, número de ocupantes y equipo (Souza, 2012). No obstante, en regiones de latitudes bajas, la radiación solar representa la mayor parte de la carga térmica dentro de los edificios (Bezerra y Marinho, 2008). Según Azevedo

et al. (2016), la reducción de la carga térmica dentro de los edificios, que proviene en mayor proporción del entorno externo, se puede obtener mediante la aplicación de aislamiento térmico, por ejemplo, recubrimientos opacos de baja conductividad térmica.

El objetivo de este trabajo es analizar el comportamiento térmico de un prototipo de mampostería compuesta por un bloque de yeso hidrófugo macizo con dos tipos de revestimientos: mortero de yeso en el lado interno y cerámica para el lado externo. Se busca realizar una comparación con los parámetros obtenidos por cálculo de acuerdo con la normas NBR 15220-2 (2005) y NBR 15575-4 (2013), además del análisis experimental del prototipo, mediante termografía infrarroja, estableciendo una conexión con los valores obtenidos con termopares de contacto.

El uso del yeso como aislante térmico

El yeso tiene varias ventajas como un material usado para aislamiento térmico, entre ellas un costo relativamente bajo y un tiempo de ejecución más corto en comparación con otros materiales utilizados como revestimiento, como el cemento Portland. En la construcción civil es ampliamente utilizado en forma de bloques en la ejecución de muros y divisiones internas (Peres *et al.*, 2001). En el año 2015, la producción brasileña de yeso crudo para comercialización y procesamiento alcanzó 3.13 Mt, una reducción del 8.5% con respecto al año anterior, donde el estado de Pernambuco es el principal productor de Brasil, representando el 82.5% del total producido (ANM, 2018). Según Neves (2011), hay un uso cada vez mayor de este material en edificios de varias plantas en las grandes ciudades del noreste de Brasil e incluso en el interior, precisamente en los estados de Pernambuco, Ceará y Sergipe. Sin embargo, el consumo de yeso estimado es de 7 kg/habitante/año en Brasil, un valor bajo cuando se compara con Argentina (20 kg/hab/año), Chile (40 kg/hab/año), Japón (80 kg/hab/año), EEUU (90 kg/hab/año) y Europa (80 kg/hab/año) (FINEP, 2010).

El yeso es ampliamente utilizado en la producción de bloques prefabricados, donde tienen diferentes características según el aditivo utilizado, siendo reconocidos por el color del bloque: blanco - normal, rosa - resistente al fuego (contiene fibra de vidrio), verde - resistente al agua (adición de un polímero de silicón). También los bloques

prefabricados pueden ser utilizados para aislamiento acústico (estructura perforada) y aislamiento térmico (adición de una placa de poliestireno expandido) (Santos, 2008).

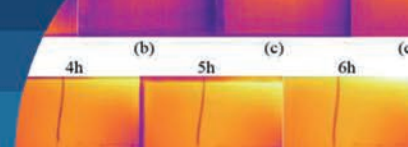
Dependiendo de la ubicación y sus características, los bloques de yeso prefabricados permeables se usan exclusivamente como paredes internas y, aquellos con características repelentes al agua, se usan en mampostería externa o en áreas con agua (Costa e Inojosa, 2007). Estos últimos se conocen como bloques hidrófugos y proporcionan un mayor aislamiento térmico (Sobrinho *et al.*, 2010), con un coeficiente de conductividad térmica equivalente a 0.46 W/°C, que indica un material con propiedades de aislante térmico (Incropera y de Witt, 2003).

Los bloques de yeso hidrófugos son similares a los bloques de yeso estándar, excepto por la adición en su composición química de un aditivo repelente al agua. Los bloques repelentes al agua están pigmentados por el color azulado y se usan en la construcción de tabiques internos y externos de áreas húmedas y en la primera fila de áreas secas (PBQP-H, 2017; ITEP, 2007). En Brasil, los bloques hidrófugos tienen una variación de espesor de 50, 70 y 100 mm, con una longitud de 666 mm y una altura de 500 mm, presentando una capacidad de absorción de agua $\leq 5.0\%$, definida por el método de prueba descrito en el ítem 11.5 de NBR 16495 (2016). En la Tabla 1 se caracterizan los bloques hidrófugos según criterios normativos.

Tabla 1: Características del bloque de yeso hidrófugo (NBR 16494, 2017)

Características	Bloque hidrófugo 70	Bloque hidrófugo 100
Espesor, mm	70	100
Tipo	Macizo	Macizo
Dimensiones, mm	666 x 500	666 x 500
Peso medio, kg	24	34
Peso medio, kg/m ²	72	102
Dureza-solidez superficial (U.S.C.)	≥ 55	≥ 55
Absorción de agua	$< 5\%$	$< 5\%$
Resistencia a la flexión, MPa	≥ 1.2	≥ 1.5

Con relación al yeso para revestimiento interno, se constituye principalmente de sulfato de calcio dihidratado, calcinado y reducido a polvo, pudiendo tener adiciones o aditivos en algunos casos (NBR 16494, 2017). Su uso como



revestimiento en ambientes internos tiene varias ventajas en comparación con otros materiales. Estas ventajas incluyen aislamiento térmico y acústico, estanqueidad, aislamiento contra el fuego, resistencia de desgaste, regularización de superficies y base para acabados decorativos (Carasek, 2008). El yeso tiene un bajo coeficiente de conductividad térmica a comparación de otros materiales, entre 0.25 a 0.50 W/(m°C), esto se debe a la densidad del material, que presenta grandes vacíos en los espacios intercrystalinos (Dias y Cincotto, 1998; Peres *et al.*, 2008).

Ensayos de termografía infrarroja y cámara térmica

La termografía infrarroja es un ensayo que mide la radiación emitida por la superficie de un objeto, que se basa en la perturbación del flujo de calor, generada natural o artificialmente (Kylili *et al.*, 2014). Ello produce desviaciones en la distribución de la temperatura de la superficie del objeto, capturadas por el equipo termográfico, generando una imagen de temperatura, conocida como termograma (Lourenço *et al.*, 2017). El flujo de calor es responsable por las diferencias de temperatura en el termograma, que depende de la condición de exposición del elemento estudiado (Bauer *et al.*, 2015). La termografía infrarroja se utiliza en diversas áreas de ingeniería para monitoreo de equipos y procesos, detección de defectos y estudios de desempeño térmico (Bagavathiappan *et al.*, 2013; Rehman *et al.*, 2016; Lucchi, 2019; O'Grady *et al.*, 2017; Fox *et al.*, 2016).

En el ensayo de la cámara térmica, la temperatura se recolecta a través de termopares ubicados en el objeto. En la cámara hay una fuente de calor que proporciona la energía térmica que es detectada por los termopares (Kylili *et al.*, 2014). Todas las paredes de una cámara térmica en el ambiente calentado deben estar revestidas con material aislante del espesor necesario para evitar la pérdida de calor en el ambiente externo de la cámara durante el ensayo, ya que la temperatura externa siempre es menor que el ambiente calentado dentro de la cámara. Para tener control del ambiente externo es necesario el control climático del ambiente, buscando mantener una temperatura fuera de la cámara térmica cercana de 26°C. Varios resultados se han obtenido en investigaciones recientes utilizando cámaras térmicas en mampostería de yeso acartonado (da Silva *et al.*, 2013; Ferreira *et al.*, 2016).

Metodología

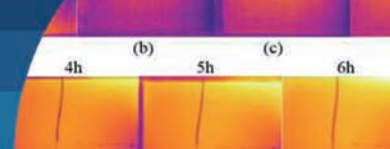
Para lograr el objetivo de este estudio, primeramente, fue confeccionado un prototipo de mampostería con bloque de yeso hidrófugo macizo denominado GH 100+, donde: GH es el acrónimo para yeso impermeable, 100 es el grosor en milímetros y + es la indicación de sólidos. Posteriormente, se revistió con cerámica para simular el lado externo y con yeso de diferentes espesores, 0.5 y 1.0 cm, para simular el lado interno de una mampostería. Ya Batista (2019) desarrolló experimentalmente un prototipo similar con bloques de yeso hidrófugo.

Se utilizó el bloque de yeso hidrófugo, material que ha estado reemplazando tecnologías tradicionales como bloques de hormigón y cerámica para mamposterías. Esto se debe a las ventajas que ofrece, tales como menor tiempo de ejecución, flexibilidad de diseño, mejor rendimiento termoacústico, comodidad, entre otros (Santana *et al.*, 2019). La norma NBR 16494 (2017) proporciona características (Tabla 1) y lineamientos para el uso de bloques de yeso hidrófugo en mampostería vertical.

Considerando que, el mayor consumo de energía se da en regiones con presencia de altas temperaturas y humedad, Zona Bioclimática 8 según la NBR 15220-3 (2005), se utilizó cerámica como revestimiento externo. Además que, en estas regiones el uso de cerámica como revestimiento externo es bastante común (Costa y Silva, 2001). Respecto al recubrimiento de yeso, la NBR 13867 (1997) no recomienda un espesor específico; no obstante, varios autores recomiendan diferentes espesores en el rango de 0.1 a 1.0 cm, valores que dependen del trabajo a ser realizado (Rocha *et al.*, 2004; Yazigi, 2006; Maeda y Souza, 2003). En este sentido, se optó por analizar dos espesores de yeso, 0.5 y 1.0 cm. Para el estudio de su comportamiento térmico, fue colocado en una cámara térmica para su calentamiento y fue utilizada una cámara termográfica para verificar la distribución de la temperatura a lo largo del prototipo. Finalmente, los parámetros térmicos se calcularon de acuerdo con la NBR 15220-2 (2005).

Confección de prototipos

Primero, fue necesario preparar el bloque de yeso macizo de 100 mm de espesor (GH 100+), donde se demarcaron las regiones de corte, como se muestra en la Figura 1a, para la producción de un prototipo de mampostería vertical



de 42 x 42 cm². Se cortaron tres bloques, dos de 21 x 21 cm² y uno de 42 x 21 cm². Los cortes se hicieron para dejar los extremos macho - hembra, permitiendo que las piezas se pegaran con yeso cola (Figura 1b). Según Souza (2009), el yeso cola tiene una resistencia a la tracción superior al bloque, proporcionando una excelente adherencia y una perfecta unión de las partes.

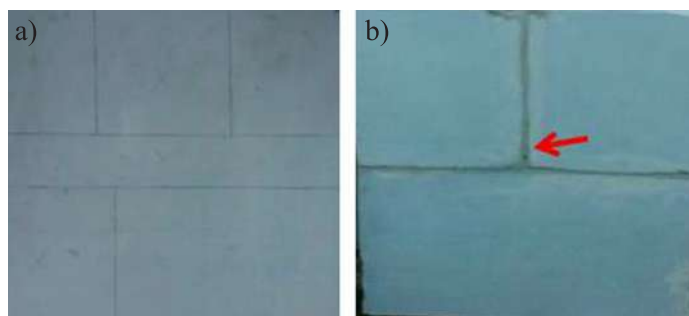


Figura 1: Prototipo GH 100+, a) marcación de los cortes para la confección del prototipo y b) montaje del prototipo de 42 x 42 cm² destacando la junta con la flecha roja

Ejecución del revestimiento

La segunda etapa del desarrollo de la investigación consistió en la aplicación de dos revestimientos: placas de cerámica de 10 x 10 cm² (simulando el exterior) y yeso de 2 capas (simulando el interior), cada una de 0.5 cm de espesor. Para el revestimiento cerámico, Weber (2018) recomienda el uso de adhesivos u otros pegamentos que no contengan cemento Portland para el colocado de las placas cerámicas sobre el bloque de yeso. En esta investigación se utilizó yeso cola en la proporción de 1 kg/700 ml de agua, según lo recomendado por el fabricante. Después de 7 días de la colocación, se aplicó la lechada de rejunta y se esperó más de 15 días para evitar la aparición de fisuras durante el calentamiento del sistema (Figura 2a).

El revestimiento de yeso se aplicó en dos capas para lograr

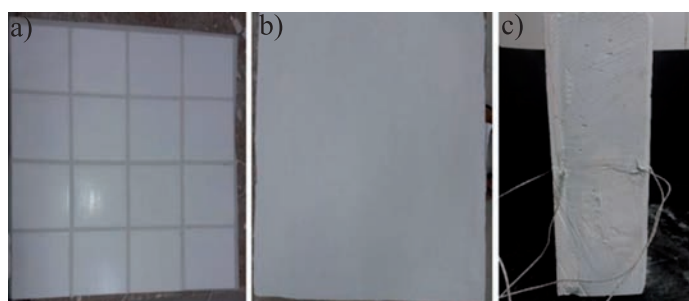


Figura 2: Prototipo de la mampostería: a) revestimiento cerámico, b) revestimiento de yeso y c) corte vertical del prototipo

espesores de 0.5 y 1.0 cm (Figura 2b). Después de la ejecución de la primera capa, se esperó un período de 7 días para verificar el comportamiento térmico del prototipo. Luego se aplicó la segunda capa y se esperaron otros 7 días para la segunda verificación. La Figura 2c muestra el posicionamiento de los dos revestimientos, donde a la derecha está la placa cerámica y a la izquierda el yeso. En el centro está la mampostería GH 100+.

Ensayo de cámara térmica

Para el ensayo de verificación del comportamiento térmico se usó una cámara térmica en las dimensiones de 43 x 40 x 43 cm³ (Figura 3). La fuente de calor era una lámpara de 250 W ubicada en la región central del interior, a 11.5 cm del elemento de prueba. Para fines de recolección de datos (temperatura), se aplicaron dos termopares al interior (lado caliente) y externo (lado frío) de la cámara. La medida de control impuesta fue la regulación térmica del ambiente externo, posibilitando simular un clima más frío, alrededor de 26°C.

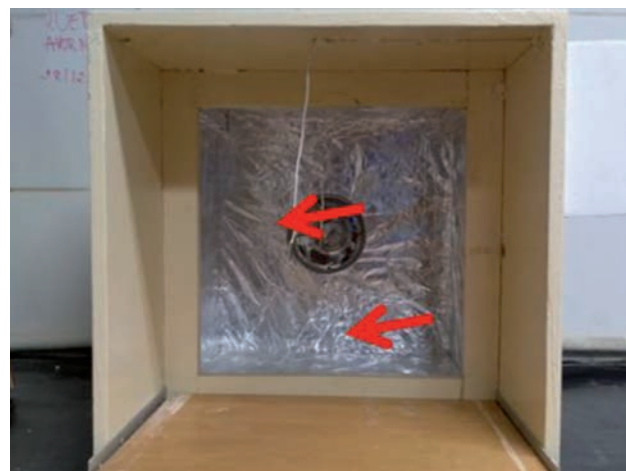
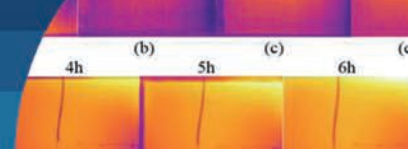


Figura 3: Cámara térmica con lámpara destacando con flechas la fuente de calor y termopar

Según Silva *et al.* (2012), para obtener datos más representativos, la ubicación del termopar debería estar en el centro del objeto estudiado, donde recibe una mayor concentración de calor de la fuente térmica. Para esta investigación, se optó por colocar los termopares en el centro del prototipo, uno en la cara expuesta al calor (lado caliente) y otro en la cara opuesta (lado frío), fijados por cintas metálicas. Para medir la temperatura de calentamiento, los termopares se conectaron a un termómetro digital de cuatro canales MT-1044 - MINIPA®



programado para registrar valores en intervalos de un minuto. El ensayo tuvo una duración de 6 horas.

La Figura 4a indica la dirección del flujo de calor que actúa sobre el lado caliente, compuesto por el revestimiento cerámico, y en el lado frío, compuesto por el revestimiento de yeso, siguiendo un modelo similar al de da Silva *et al.* (2013). Se utilizó el prototipo de mampostería y la verificación del desempeño del sistema de mampostería similar al de Ferreira *et al.* (2016). La Figura 4b muestra el prototipo después de la aplicación de los revestimientos y listo para el ensayo. Es posible identificar la ubicación de los termopares en el centro del prototipo.

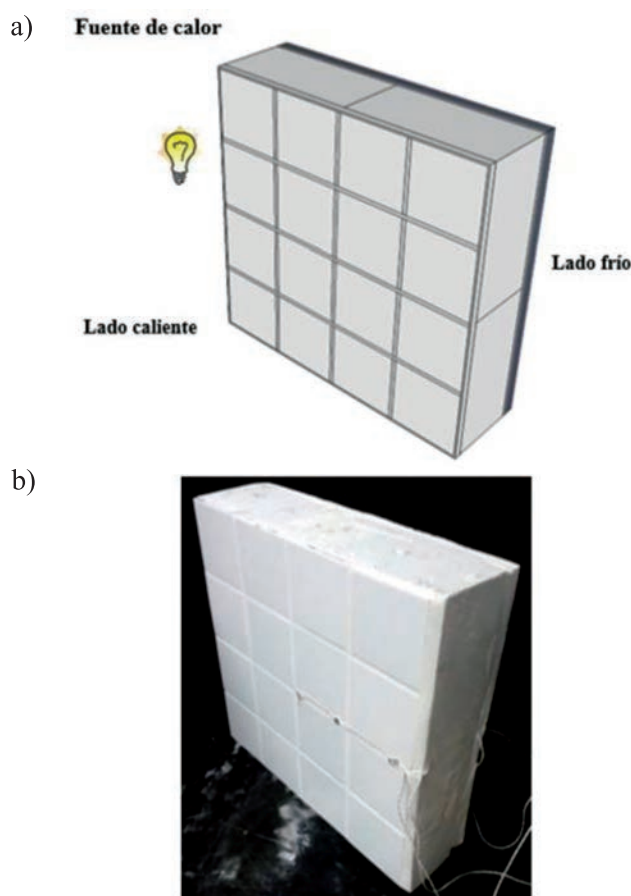


Figura 4: Modelo esquemático del prototipo: a) indicación de la fuente de calor y b) localización de los termopares

Para facilitar la comprensión del análisis, la nomenclatura se adoptó de acuerdo con el orden del ensayo:

Caso 1: prototipo sin revestimiento (Figura 5a);

Caso 2: prototipo con revestimiento cerámico en el lado caliente y 0.5 cm de revestimiento de yeso en el lado frío (Figura 5b); y

Caso 3: prototipo con revestimiento cerámico en el lado caliente y 1.0 cm de revestimiento de yeso en el lado frío (Figura 5c).

En cuanto a los termopares, CH1 y CH3 se ubicaron en el lado frío, mientras que los termopares CH2 y CH4 se ubicaron en el lado caliente (Figura 5). La nomenclatura general se detalla en la Tabla 2.

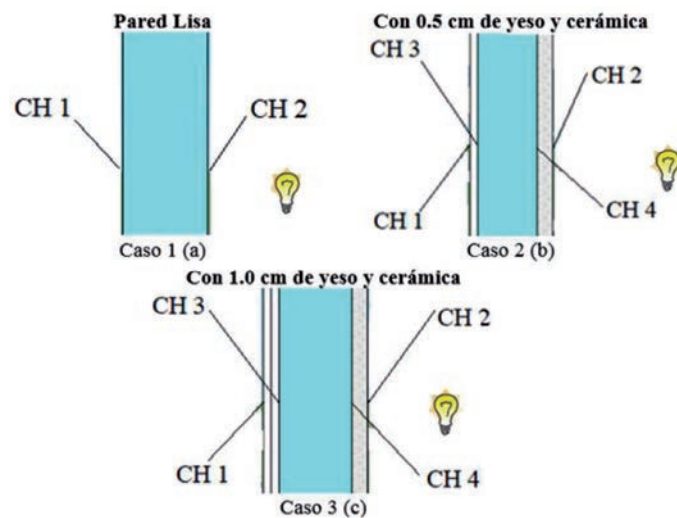


Figura 5: Orden de los ensayos, posición de los termopares e indicación de la localización de la fuente de calor para: a) Caso 1, b) Caso 2 y c) Caso 3

Tabla 2: Resumen de la posición de los termopares

Caso	Termopar utilizado	Significado
1	CH 1	Lado frío
	CH 2	Lado caliente
2	CH 1	Lado frío (sobre el revestimiento de yeso)
	CH 2	Lado caliente (sobre el revestimiento cerámico)
	CH 3	Lado frío (entre el revestimiento de yeso y el bloque GH 100+)
3	CH 4	Lado caliente (entre el revestimiento cerámico y el bloque GH 100+)
	CH 1	Lado frío (sobre el revestimiento de yeso)
	CH 2	Lado caliente (sobre el revestimiento cerámico)
	CH 3	Lado frío (entre el revestimiento de yeso y el bloque GH 100+)
3	CH 4	Lado caliente (entre el revestimiento cerámico y el bloque GH 100+)

Temperatura a lo largo del prototipo mediante termografía infrarroja

El calentamiento del prototipo fue acompañado con una cámara termográfica en intervalos de una hora. Durante el calentamiento, los termogramas se tomaron solo desde

el exterior de la cámara térmica (lado frío). El proceso de enfriamiento se registró después de retirar el prototipo de la cámara térmica, donde se generaron termogramas en intervalos de 30 min. Para ello, se utilizó una cámara termográfica FLIR, modelo E60. Los termogramas obtenidos se procesaron asignando un color a cada temperatura (Usamentiaga *et al.*, 2014). La selección cuidadosa del valor de emisividad fue necesaria para simplificar la interpretación de la imagen térmica (Barreira *et al.*, 2017). Según Incropera y de Witt (2003), el valor de la emisividad varía según el tipo de material, y existen varios métodos de prueba posibles, como el método de cinta negra (Lourenço *et al.*, 2017). Para esta investigación, se obtuvieron valores de emisividad para el yeso y la placa cerámica de 0.95 y 0.87, respectivamente. A través de estos valores, las imágenes térmicas se ajustaron utilizando el software FLIR TOOLS®, donde se utilizó el rango de 23°C (temperatura más baja) a 39°C (temperatura más alta) para mejorar la diferencia entre los termogramas tomados.

Cálculo de parámetros térmicos

Para calcular los parámetros térmicos del sistema de mampostería se utilizó el método presente en NBR 15220-2 (2005), donde se obtuvo la mayoría de los datos de entrada: conductividad térmica, calor específico y densidad de masa aparente de los materiales utilizados. La densidad de masa aparente de los materiales se determinó en laboratorio utilizando muestras tomadas del stock disponible. La Tabla 3 muestra los valores obtenidos.

Tabla 3: Datos de los materiales utilizados

Material	Conductividad térmica, W/(mK)	Calor específico, kJ/(kgK)	Densidad de masa aparente, kg/m ³
Placa de GH 100+	0.35	0.84	1084
Cerámica	1.05	0.92	3000
Junta	1.15	1.00	1980
Revestimiento en yeso	0.70	0.84	1100

Análisis de resultados

Temperatura del prototipo durante el ensayo en la cámara térmica

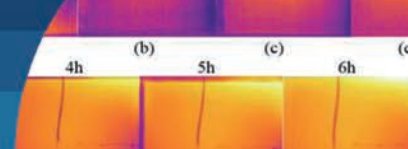
De los resultados presentados en la Tabla 4 se evidenció que, en el lado frío del prototipo, hasta el período de una

hora, no presentó cambios significativos en relación con la temperatura. El Caso 3 CH 3 presentó una variación de 1.4°C en este intervalo. Sin embargo, después de 2 hrs, hubo un crecimiento de la misma. El Caso 1 mostró la mayor variación de temperatura, alrededor de 9.5°C en el periodo de 6 hrs del ensayo, mientras que el Caso 2 y el Caso 3 presentaron una reducción de 7°C (22%) y 6.5°C (28%) en comparación con el Caso 1. Al comparar el termopar CH 3 en los Casos 2 y 3, se observó una reducción de 1.0°C y 0.5°C, respectivamente, en relación con el termopar CH 1 del Caso 1. Los Casos 2 y 3 en relación con el termopar CH 3 mostraron una diferencia de 0.5°C, probablemente debido a las condiciones del clima controlado del ambiente, provocando esa diferencia en la variación de la temperatura del lado frío durante el ensayo de calentamiento.

Tabla 4: Variación de la temperatura a cada hora en relación al calentamiento del lado frío del prototipo

Hora hh:mm	Temperatura, °C				
	Caso 1 CH 1	Caso 2 CH 1	Caso 2 CH 3	Caso 3 CH 1	Caso 3 CH 3
00:00	26.3	26.8	27.3	25.8	25.7
01:00	27.0	26.9	27.4	26.7	27.1
02:00	29.9	28.5	29.3	27.8	28.6
03:00	31.8	30.3	31.4	29.4	30.6
04:00	33.4	31.6	33.0	30.7	32.3
05:00	34.6	32.7	34.3	31.7	33.7
06:00	35.8	33.8	35.8	32.3	34.7
Variación	9.5	7.0	8.5	6.5	9.0

La Figura 6 muestra la evolución del calentamiento del lado frío, donde es posible observar la variación en el comportamiento del prototipo de acuerdo con la presencia de los revestimientos. En la primera hora la temperatura no varió mucho, pero después de este período, hay un crecimiento de la misma. Se observó que después de completar 6 hrs del ensayo, la temperatura promedio en el lado frío alcanzó el valor máximo. El Caso 1 mostró el mayor crecimiento de temperatura en la región cercana a la junta de unión del bloque, considerando que esta región es un punto crítico para el confort térmico (Poças, 2008). En los Casos 2 CH 1 y 3 CH 1, una mejora puede ser percibida, según el comportamiento que se muestra en la Figura 6, indicando una reducción de aproximadamente 2°C después de 6 hrs en comparación con el Caso 1. El



Caso 2 CH 3 y 3 CH 3 presentaron un comportamiento similar en relación con el Caso 1 CH 1.

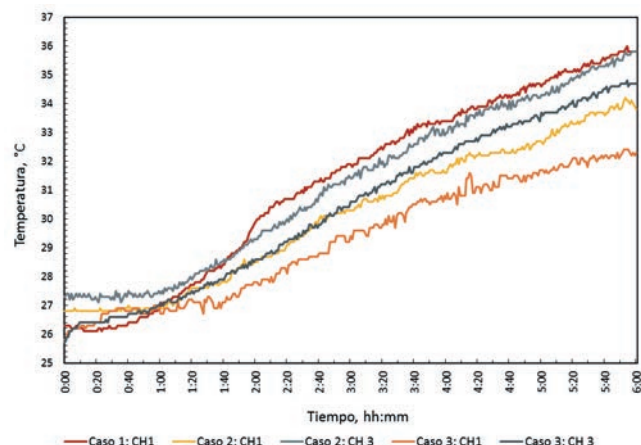


Figura 6: Variación de la temperatura en el calentamiento del lado frío

La variación de temperatura en el lado frío se puede explicar por la transferencia de calor existente en el sistema. En el lado externo (cerámica), existe calentamiento por convección con el aire y radiación por la lámpara de 250 W. Parte de la radiación es reflejada y otra absorbida; la transmisión es cero, una vez que el prototipo analizado es un cuerpo opaco. La radiación absorbida se transmite por el prototipo por conducción calentándolo, Figura 6. El calentamiento toma un periodo aproximado de una hora para influenciar en la temperatura del lado frío. En el Caso 1, la transferencia de calor es directa. Sin embargo, la presencia de cerámica (Casos 2 y 3) interrumpe la transferencia de calor directa, puesto que la cerámica tiene diferente conductividad térmica (Tabla 3) y, para el mismo tiempo y carga térmica, las temperaturas son menores (CH 3) que el Caso 1 (CH 1), Figura 6 y Tabla 4. Y para el revestimiento de yeso, la transferencia de calor por conducción se ve limitada por cada capa de yeso adicionada, por eso que la temperatura superficial del Caso 3 (CH 1) es menor que el Caso 2 (CH 2).

La Tabla 5 muestra el comportamiento del enfriamiento del prototipo en el lado frío. Cabe destacar que, después de apagar la fuente de calor, tardó unos 30 min en reducir la temperatura. Alrededor de 2 hrs, según el termopar CH 1, el Caso 1 sufrió una pérdida de calor de 3°C, y para el Caso 2, hubo una reducción de 1.2°C. En el Caso 3 hubo una reducción de 1.1°C. Estos resultados indican que hubo una reducción del 60% en la pérdida de calor para el Caso 2 y del 63% para el Caso 3, lo que representa una

considerable ganancia de confort. Se observa además que para el termopar CH 3 la reducción fue de 1.6°C en ambos casos.

Tabla 5: Variación de temperatura a cada media hora en relación al enfriamiento del lado frío del prototipo

Hora hh:mm	Temperatura, °C				
	Caso 1 CH 1	Caso 2 CH 1	Caso 2 CH 3	Caso 3 CH 1	Caso 3 CH 3
00:00	35.9	33.9	35.7	32.3	34.8
00:30	36.7	34.4	36.1	32.3	35.0
01:00	35.9	34.4	36.2	32.7	34.9
01:30	34.7	33.6	35.0	32.0	34.0
02:00	32.9	32.7	34.1	31.2	33.2
Variación	-3.0	-1.2	-1.6	-1.1	-1.6

Una vez apagada la fuente de calor, el proceso de transferencia de calor continúa durante aproximadamente 30 min (Figura 7). Se observa que el comportamiento presentado por enfriamiento para los casos analizados fue similar, observando que el Caso 1 perdió calor más rápido, estabilizándose alrededor de 32°C, mientras que para los Casos 2 y 3, al analizar el termopar CH 1, se observa que la pérdida de calor es pequeña, especialmente para el Caso 3, que probablemente se debe a la presencia de una cubierta de yeso de 1 cm de espesor.

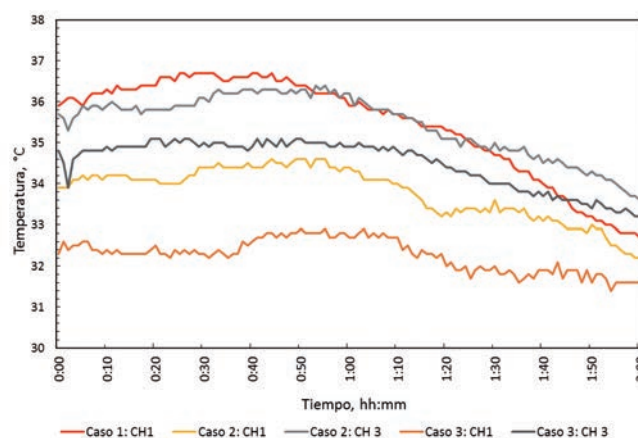


Figura 7: Enfriamiento del lado frío del prototipo en relación al tiempo de análisis

Este comportamiento se debe al equilibrio térmico con el ambiente por el mecanismo de convección. La superficie externa calentada por la lámpara de 250 W emite radiación calentando el ambiente de la caja térmica, lo que evita que la temperatura baje rápidamente. El calor se mantiene por un periodo de 30 min. En el lado frío, el comportamiento es

diferente entre el Caso 1 y los Casos 2 y 3. En el Caso 1 CH 1 la variación es mayor, esto se debe que el prototipo solo consta del bloque GH 100+, por tanto, el equilibrio térmico por convección con el ambiente se realiza de forma más rápida; indicando mayor difusividad térmica (velocidad de variación de temperatura) que los otros sistemas, ya que el bloque GH 100+ tiene mayor conductividad térmica y menor calor específico (Tabla 3). En los Casos 2 CH 1 y 3 CH 1 la variación es similar, esto se debe al mismo material del recubrimiento. El equilibrio térmico por convección con el ambiente es parecido en tiempo. Para CH 3 de los Casos 2 y 3 la variación es igual puesto que la transferencia de calor por conducción del lado caliente es la misma, bloque GH 100+ y cerámica.

Temperatura del prototipo mediante termografía infrarroja

El análisis de termogramas muestra el proceso de calentamiento en el intervalo de 6 hrs de ensayo para el lado frío (Figuras 8, 9 y 10). La escala térmica se ajustó entre 23 y 39°C para permitir la comparación entre ensayos. Para el Caso 1, fue posible notar que en la primera hora hubo una variación significativa de tonalidad, intensificada por la transferencia de calor, siendo que cuanto más claro es el color, más alta es la temperatura. La distribución del calor se dio desde la región central hasta los bordes (Figuras 8a y 8b). Después de 2 hrs (Figura 8c), se observa colores claros en los bordes, más intensos en la parte superior, en la dirección del asentamiento del bloque, lo que indica probablemente la influencia directa en la distribución de calor en este punto. En consecuencia, con el pasar del tiempo, hubo una expansión de esa región acentuándose en una forma redonda, concentrando gran parte de la energía transferida desde la fuente de calor a la parte central (Figuras 8d, 8e y 8f). Al final de las 6 hrs de calentamiento, cabe destacar que la distribución del calor tiende a ocupar las regiones de la junta del asentamiento, moviéndose desde el centro hacia los bordes izquierdo y derecho del medio hacia arriba (Figura 8g), indicando una posible región crítica para el confort térmico de mampostería en yeso hidrófugo macizo.

Los termogramas del Caso 2 tuvieron una intensidad menor del tono, más claro en comparación con el Caso 1. Se observa que el prototipo comenzó a cambiar el tono en la región central a partir de 2 hrs después del inicio

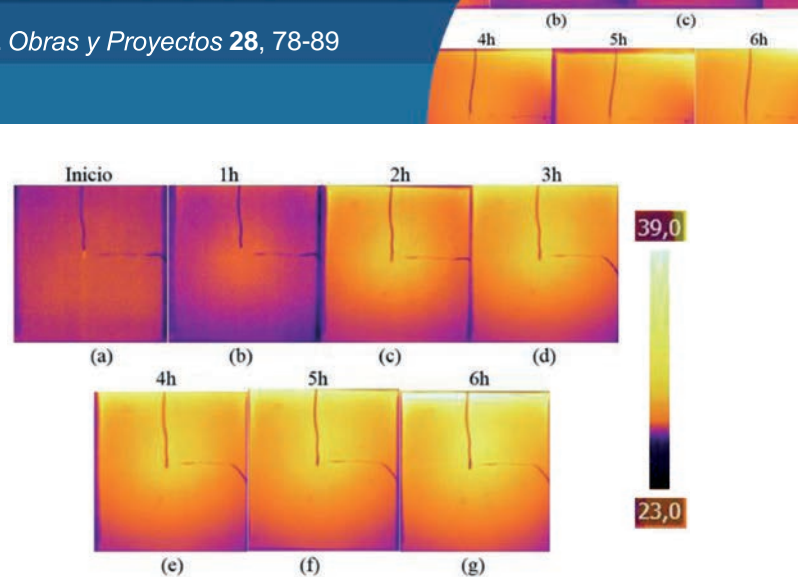


Figura 8: Termogramas del calentamiento del lado frío, Caso 1, para los tiempos en horas: a) 0, b) 1, c) 2, d) 3, e) 4, f) 5 y g) 6

del ensayo, a diferencia del Caso 1 (Figuras 9a, 9b y 9c). Después de este período, se puede observar una ligera variación del tono y la uniformidad de la distribución del tono claro de la superficie, lo que indica una posible mejora en la distribución de calor transferida de la fuente caliente y que el revestimiento de yeso es una posible corrección para el problema presentado en el Caso 1, indicando una mejora en el desempeño térmico del prototipo. Comparando el intervalo final a las 6 hrs de ensayo (Figuras 8g y 9g), se observa que ha pasado menos calor.

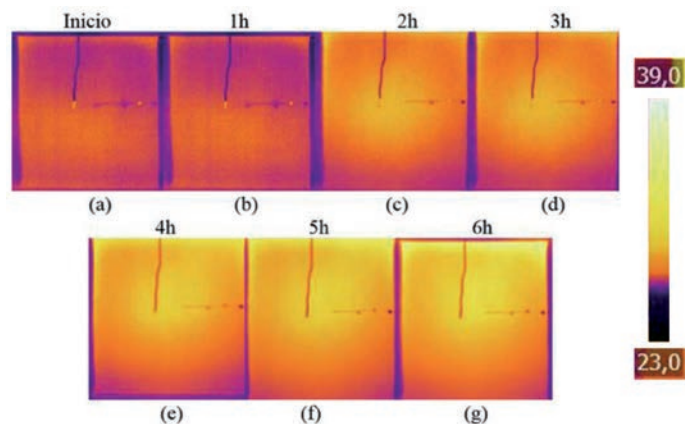
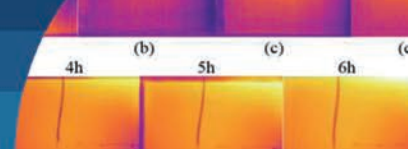


Figura 9: Termogramas del calentamiento del lado frío, Caso 2, para los tiempos en horas: a) 0, b) 1, c) 2, d) 3, e) 4, f) 5 y g) 6

Con respecto al Caso 3, se observó una reducción en el tono en comparación con el Caso 2. El prototipo comenzó a mostrar un cambio de color en la región central 2 hrs después del inicio del ensayo, indicando una mejora con respecto al Caso 1 (Figuras 10a, 10b y 10c). Después de este período (Figura 10d), se observa que la distribución de calor en la superficie es más uniforme y menos intensa que la del Caso 2, lo que indica que el aumento del espesor del



revestimiento contribuye a mejorar el desempeño térmico de la mampostería al aumentar la resistencia térmica (Tabla 6). Al comparar el intervalo final para los Casos 1, 2 y 3 después de 6 hrs de ensayo (Figuras 8g, 9g y 10g), se observó que, con la misma carga térmica e intervalo de exposición, el prototipo que presentó mejor desempeño fue el Caso 3.

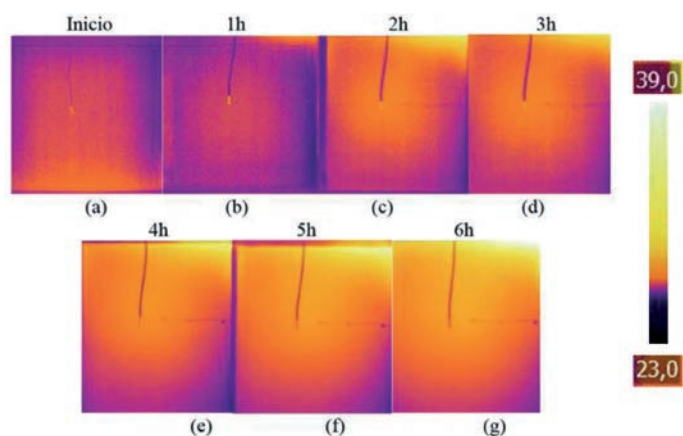


Figura 10: Termogramas del calentamiento del lado frío, Caso 3, para los tiempos en horas: a) 0, b) 1, c) 2, d) 3, e) 4, f) 5, y g) 6

Como se observa en los tres casos presentados, las mayores temperaturas se presentan en la parte central del prototipo, indicando que el calentamiento se da mayormente por la radiación absorbida de la lámpara de 250 W que por la convección con el aire dentro del prototipo. Aunque también se observa, en horas posteriores, que la parte superior del prototipo presenta mayor temperatura que la parte inferior, esto se debe a la transferencia de calor por convección, ya que los fluidos calientes (aire) se mueven hacia arriba, debido al aumento de volumen (densidad menor). De los termogramas presentados se puede apreciar cualitativamente el calentamiento en el prototipo, verificando la difusividad térmica de cada sistema. Como se explicó en el anterior subtítulo, la mayor difusividad térmica corresponde al Caso 1 y la menor al Caso 3.

Análisis del cálculo de los parámetros térmicos

La Tabla 6 muestra los valores obtenidos de los parámetros térmicos, según NBR 15220-2 (2005), para el prototipo con las diferentes configuraciones de revestimiento (Casos 1, 2 y 3).

Según NBR 15220-2 (2005), cuanto mayor sea la

resistencia térmica, mejor será el desempeño térmico del sistema. Para los casos con la adición de revestimiento, se puede observar una ganancia de resistencia térmica sobre el prototipo sin la presencia de revestimiento. El Caso 2 presentó el valor de $0.47 \text{ m}^2\text{K/W}$, que corresponde a un aumento del 2.41% en comparación con el Caso 1, y el Caso 3 presentó el valor de $0.48 \text{ m}^2\text{K/W}$, lo que equivale a una ganancia de 4.17% sobre el Caso 1, es decir, el prototipo con mayor espesor de revestimiento resiste mejor el flujo térmico.

Tabla 6: Resistencia térmica total, transmitancia térmica, capacidad térmica y retraso térmico para los casos estudiados

Casos	Resistencia térmica total, $\text{m}^2\text{K/W}$	Transmitancia térmica, $\text{W}/(\text{m}^2\text{K})$	Capacidad térmica, $\text{kJ}/(\text{m}^2\text{K})$	Retraso térmico, horas
Caso 1	0.46	2.19	91.06	3.72
Caso 2	0.47	2.14	108.78	3.75
Caso 3	0.48	2.11	113.82	3.79

Con respecto a la transmitancia térmica, cuanto menor sea el valor de este parámetro, mejor será el desempeño térmico del componente, ya que el flujo de calor que lo atravesará será menor. El Caso 2 presenta el valor del orden de $2.14 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$, lo que representa una reducción del 2.41% en comparación con el Caso 1, y $2.11 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ para el Caso 3, equivalente a una reducción del 4.17%, siendo que este último presenta mejor desempeño térmico. Los valores de transmitancia están por debajo de $2.5 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ presentando desempeño en relación con las paredes externas según el ítem 11.2.1 de NBR 15575-4 (2013).

La capacidad térmica representa la cantidad de calor requerida para variar en 1°C en un determinado sistema. Puede notarse que el Caso 2 obtuvo un valor de $108.78 \text{ kJ}/(\text{m}^2\text{K})$, lo que representa un aumento del 19.4% en comparación con el Caso 1, y el caso 3 obtuvo un valor de $113.82 \text{ kJ}/(\text{m}^2\text{K})$, que representa una ganancia del 25% en comparación con el Caso 1. Los valores presentados para la capacidad térmica están por debajo de $130 \text{ kJ}/(\text{m}^2\text{K})$, no cumpliendo con el criterio 11.2.2 de NBR 15575-4 (2013).

Según NBR 15220-2 (2015), el retraso térmico representa el tiempo requerido para que la acción térmica de un medio se manifieste en la superficie opuesta, sometida a un régimen periódico de transmisión de calor. Se observó que el prototipo sin recubrimiento (Caso 1) tenía un valor de 3.72 hrs, mayor que la adición de los revestimientos, que fue de

3.65 hrs para el Caso 2, y de 3.69 hrs para el Caso 3. NBR 15220-2 (2005) señala que, en el caso de un componente formado por diferentes materiales superpuestos en n capas paralelas a las caras (perpendiculares al flujo de calor), el retraso térmico varía según el orden de las capas, lo que puede justificar esta variación en los valores de retraso térmico con la adición de los recubrimientos.

En el presente estudio los resultados están limitados a una prueba. Es necesario la realización de más ensayos considerando otras variables como repetitividad de los datos, espesores intermedios de revestimiento de yeso, diferentes fuentes de calentamiento, entre otros, a fin de tener certeza de la influencia del revestimiento en el comportamiento térmico de mampostería de bloque de yeso; sin embargo, los resultados presentados dan una idea del comportamiento de este que, pueden servir como base de próximas investigaciones.

Conclusiones

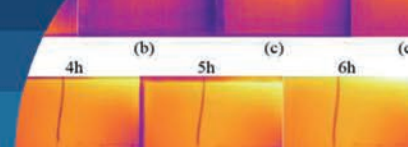
Al analizar los resultados obtenidos con la cámara térmica, se verificó que había una ganancia en el comportamiento térmico del prototipo con la presencia de los revestimientos, indicando la reducción de la carga térmica transferida y la consiguiente ganancia en el confort térmico. Esta ganancia fue mayor cuando se incrementó el espesor del revestimiento de yeso. La influencia se produjo tanto en los procesos de calentamiento como de enfriamiento. Adicionalmente se pudo observar que la variación de temperatura en el calentamiento fue mayor que en el enfriamiento debido a la eliminación de la fuente de calor. El mismo resultado se verificó al analizar los termogramas. Hubo ganancia en el comportamiento térmico en relación con el lado frío por la presencia de los revestimientos de yeso.

Con respecto a los cálculos de los parámetros térmicos, la capacidad térmica del prototipo se incrementó en un 25% con la aplicación de 1.0 cm de revestimiento de yeso con cerámica en comparación con el mismo sin recubrimiento.

Por los resultados obtenidos, se puede deducir que las mamposterías de yeso hidrófugo macizo mejoran significativamente el desempeño térmico cuando se aplica un revestimiento de yeso o cerámica. Aun así, es necesaria mayor investigación para generalizar las conclusiones y tener exactitud del comportamiento térmico del yeso hidrófugo.

Referencias

- ABRAVA (2016). O consumo de energia elétrica nas edificações do Brasil. Associação Brasileira de Refrigeração, Ar Condicionado, Ventilação e Aquecimento ABRAVA. <http://abrava.com.br>
- ANM (2018). Sumário mineral 2016. Departamento Nacional da Produção Mineral. Agência Nacional de Mineração. Brasília, Brasil
- Azevedo, C., Santos, I.I. e Marinho, G.S. (2016). Análise de propriedades termofísicas de compósito para isolamento térmica. *Congresso Nacional de Engenharia Mecânica CONEM*, Fortaleza, Brasil
- Bagavathiappan, S., Lahiri, B.B., Saravanan, T., Philip, J. and Jayakumar, T. (2013). Infrared thermography for condition monitoring – A review. *Infrared Physics & Technology* 60, 35-55
- Barreira, E., Almeida, R.M. and Moreira, M. (2017). An infrared thermography passive approach to assess the effect of leakage point in buildings. *Energy and Buildings* 140, 224-235
- Batista, P. (2019). *Parâmetros de desempenho térmico de blocos de gesso*. MSc. thesis, Escola Politécnica de Pernambuco, Recife, Brasil
- Bauer, E., Castro, E.K., Pavon, E. and Oliveira, A.H. (2015). Criteria for application and identification of anomalies on the facades of buildings with the use of passive infrared thermography. *1st International Symposium on Building Pathology*. Porto, Portugal
- Bezerra, L.A. e Marinho, G.S. (2008). Elementos de alvenaria termo-isolante produzidos com poliestireno expandido reciclado. *Mens Agitat* 3(2), 17-26
- Carasek, H. (2007). Argamassas. *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*. Isaia, G.C. (ed.). Instituto Brasileiro do Concreto IBRACON. São Paulo, Brasil
- Çengel, Y.A. (2007). *Heat and mass transfer: A practical approach*. 3rd edition. McGraw-Hill, New York, USA
- Costa, A.M. e Inojosa, A.C. (2007). Alvenaria em blocos de gesso. Sistema Construtivo Gypway. Sindicato da Indústria do Gesso SINDUSGESSO, Brasil
- Costa e Silva, A.J. (2001). *Descolamentos dos revestimentos cerâmicos de fachada na cidade do Recife*. MSc thesis, Universidade de São Paulo, Brasil



- da Silva, E.P., de Melo, A.B. e Queiroga, A.B. (2013). Desempenho térmico de vedações: estudo comparativo com blocos de EVA, tijolo cerâmico e gesso acartonado. *XII ENCAC– Encontro Nacional de Conforto no Ambiente Construído e VIII ELACAC–Encontro Latinoamericano de Conforto no Ambiente Construído*. Brasília, Brasil
- Dias, A. e Cincotto, M. (1995). Revestimento à base de gesso de construção. *Boletim Técnico* 142. EPUSP. São Paulo, Brasil
- EPE (2016). Consumo nacional de energia: 1995-2014. Empresa de Pesquisa Energética EPE. Rio de Janeiro, Brasil
- Ferreira, P.R., Henriques, V.M., de Melo, A.B. e Gomes, E.G. (2016). Avaliação do comportamento térmico de paredes monolíticas executadas com diferentes materiais em condições variáveis de oscilações de temperaturas superficiais. *XVI Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído*, São Paulo, Brasil
- FINEP (2010). Financiadora de estudos e projetos (www.finep.gov.br)
- Fox, M., Goodhew, S. and Wilde, P. (2016). Building defect detection: External versus internal thermography. *Building and Environment* 105, 317-331
- Incropera, F.P. e de Witt, D.P. (2003). *Fundamentos de transferência de calor e de massa*. 4ª edição. Guanabara Koogan, Rio de Janeiro, Brasil
- ITEP (2007). Casas térreas em paredes de alvenaria em blocos de gesso. Manual Construtivo. Recomendações Técnicas ITEP. Recife, Brasil
- Kylili, A., Fokaides, P.A., Christou, P. and Kalogirou, S.A. (2014). Infrared thermography (IRT) applications for building diagnostics: a review. *Applied Energy* 134, 531–549
- Lourenço, T., Matias, L. and Faria, P. (2017). Anomalies detection in adhesive wall tiling systems by infrared thermography. *Construction and Building Materials* 148, 419-428
- Lucchi, E. (2018). Applications of the infrared thermography in the energy audit of buildings: A review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 82, 3077-3090
- Maeda, F.M. e Souza, U.E.L. (2003). Previsão da produtividade da mão-de-obra na execução de revestimento interno em gesso. *Boletim técnico* 332. EPUSP. São Paulo, Brasil
- NBR 13867 (1997). Revestimento interno de paredes e tetos com pasta de gesso - Materiais, preparo, aplicação e acabamento. Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT, Rio de Janeiro, Brasil
- NBR 15220-2 (2005). Desempenho térmico de edificações. Parte 2: Método de cálculo da transmitância térmica, da capacidade térmica, do atraso térmico e do fator solar de elementos e componentes construtivos. Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT, Rio de Janeiro, Brasil
- NBR 15220-3 (2005). Desempenho térmico de edificações. Parte 3: Zoneamento bioclimático brasileiro e diretrizes construtivas para habitações unifamiliares de interesse social. Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT, Rio de Janeiro, Brasil
- NBR 15575-4 (2013). Edifícios habitacionais – Requisitos para sistema de vedação vertical interna e externa - SVVIE. Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT. Rio de Janeiro, Brasil
- NBR 16494 (2017). Bloco de gesso para vedação vertical – Requisitos. Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT, Rio de Janeiro, Brasil
- NBR 16495 (2016). Bloco de gesso para vedação vertical – Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT, Rio de Janeiro, Brasil
- Neves, M.L. (2011). *Método construtivo de vedação vertical interna com blocos de gesso*. MSc thesis, Escola Politécnica de Pernambuco, Recife, Brasil
- O’Grady, M., Lechowska, A.A. and Harte, A.M. (2017). Infrared thermography technique as an in-situ method of assessing heat loss through thermal bridging. *Energy and Buildings* 135, 20-32
- PBQP-H (2017). Programa Brasileiro da qualidade e produtividade do habitat. Sistema Nacional de Avaliações Técnicas SINAT. Brasília, Brasil, http://pbqp-h.mdr.gov.br/projetos_sinat.php
- Peres, L., Benachour, M. e Santos, V.A. (2008). *Gesso: produção e utilização na construção civil*. Sebrae, Recife, Brasil
- Peres, L.M., Benachour, M. e Santos, V.A. (2001). *O Gesso: produção e utilização na construção civil*. Bagaço, Recife, Brasil
- Poças, J.P. (2008). *Estudo do comportamento térmico e mecânico em paredes de alvenaria*. MSc thesis, Universidade do Porto, Portugal

- Rehman, S.K.U., Ibrahim, Z., Memon, S.A. and Jameel, M. (2016). Nondestructive test methods for concrete bridges: A review. *Construction and Building Materials* **107**, 58-86
- Rocha, E., Medeiros, E., Gabriel, F., Uchôa, J., Marlo, J., Santos, L. e Medeiros, P. (2004). *Sistemas de revestimentos – Diagnóstico Local – Brasília/DF*. Universidade de Brasília, Brasil
- Santana, C.V.D., Póvoas, Y.V., Silva, D.G.C.D. and Miranda Neto, F.D.A. (2019). Recycled gypsum block: development and performance. *Ambiente Construído* **19**(2), 45-58
- Santos, R. (2008). *Estudo térmico e de materiais de um composto a base de gesso e EPS para construção de casas populares*. MSc thesis, Universidade Federal de Rio Grande do Norte, Natal, Brasil
- Silva, E.P., Cahino, J.E. e Melo, A.B. (2012). Avaliação do desempenho térmico de blocos EVA. *Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído*, Juiz de Fora, Brasil
- Sobrinho, C.W.A.P., Bezerra, N.M., Costa, T.C.T. e Silva, C.B.A.S. (2010). Divisórias internas de edifícios em alvenaria de blocos de gesso – Vantagens técnicas, econômicas e ambientais. *Congresso Internacional de Tecnologia Aplicada para a Arquitetura e Engenharia Sustentáveis*. Recife, Pernambuco, Brasil
- Souza, A.C. (2009). *Análise comparativa de custos de alternativas tecnológicas para construção de habitações populares*. MSc thesis, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, Brasil
- Souza, V.A. (2012). *Estudo do comportamento de materiais não convencionais utilizados como revestimentos de parede, visando à redução da carga térmica*. MSc thesis, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, Brasil
- Usamentiaga, R., Venegas, P., Guerediaga, J., Vega, L., Molleda, J. and Bulnes, F.G. (2014). Infrared thermography for temperature measurement and non-destructive testing. *Sensors* **14**(7), 12305–12348
- Weber (2018). Colagem de cerâmica sobre suportes de gesso em interior. (<https://www.weber.com.pt/colagem-e-betumacao-de-ceramica>)
- Yazigi, W. (2006). *A técnica de edificar*. 6ª ed. Pini. São Paulo, Brasil



René Lagos Contreras
Ingeniero Civil
(1951-2020)

René fue uno de mis 1500 alumnos en la Escuela de Ingeniería de la Universidad de Chile, y dos años después, uno de mis 150 memoristas, desarrollando una investigación, relacionada con la amplificación dinámica en edificios altos. En su trabajo, demostró capacidad, inteligencia, creatividad y autonomía. Nos reuníamos con frecuencia y siempre traía la tarea hecha. Rindió un brillante examen de grado, mostrando ahora convicción, desplante y una notable claridad expositiva, lo que le valió obtener la máxima calificación a la que se puede aspirar.

A partir de 1985, cuando ya su empresa estaba consolidada, fui su permanente asesor en el análisis y diseño de sus edificios y luego, cuando ya existía la obligatoriedad de que los proyectos de cálculo contaran con un revisor independiente, el rol de mi propia empresa se encaminó en esa dirección, revisando el cálculo de sus grandes proyectos, entre los que destacan los edificios Telefónica, Territoria, y todos los del complejo Costanera Center, con su torre de 300 metros de altura, la más alta de Latinoamérica.

René no tenía complejos para solicitar apoyo en temas de especialidad, y así como yo se lo brindaba en el análisis y diseño, con énfasis en la sollicitación sísmica, también se asesoraba con Rodolfo Saragoni, quien desarrollaba los estudios de Riesgo Sísmico, cuantificando los espectros de diseño conducentes a evaluar la demanda sísmica asociada. Su destacado espíritu innovador lo guiaron siempre a permanecer actualizado en los nuevos desarrollos tecnológicos, los que sin vacilar, los incorporaba en su empresa.

En su quehacer demostró gran visión empresarial e innatas condiciones de líder, al entender que la trascendencia quedaba garantizada si delegaba tareas y funciones en las generaciones más jóvenes, privilegiando los beneficios permanentes por sobre los temporales, generalmente breves y muchas veces efímeros. Materializó estos conceptos asociando a varios de sus colaboradores que, al cabo de unos diez años, ya lideraban las distintas líneas de trabajo de la empresa.

Es importante destacar, también, su vasta labor académica, tanto en docencia como en investigación. Escribimos juntos varios *papers* publicados en medios nacionales y extranjeros, destacando muy especialmente el desarrollado por nueve colegas, que será publicado en forma póstuma en la revista *Earthquake Spectra*, la más importante en la disciplina de ingeniería sísmica mundial.

Con el objetivo de encontrar las raíces de su éxito, rescaté de mi biblioteca personal su memoria de título, cuarenta y dos años después de que rindiera su examen de grado. La leí durante un fin de semana y llegué a la conclusión que si se imprimiera ahora, tendría plena vigencia.

René se fue muy temprano, pero dejó completa su obra, y tal como los grandes personajes de la historia, no será recordado...estará presente, más allá de los tiempos.

Tomás Guendelman Bedrack

Selección de publicaciones

Araya-Letelier, G., Parra, P.F., Lopez-Garcia, D., Garcia-Valdes, A., Candia, G. and Lagos, R. (2019). Collapse risk assessment of a Chilean dual wall-frame reinforced concrete office building. *Engineering Structures* **183**, 770-779

Wallace, J.W., Massone, L.M., Bonelli, P., Dragovich, J., Lagos, R., Lüders, C. and Moehle, J. (2012). Damage and implications for seismic design of RC structural wall buildings. *Earthquake Spectra* **28**(s1), 281-299

Massone, L.M., Bonelli, P., Lagos, R., Lüders, C., Moehle, J. and Wallace, J.W. (2012). Seismic design and construction practices for RC structural wall buildings. *Earthquake Spectra* **28**(s1), 245-256

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

Lagos, R. and Kupfer, M. (2012). Performance of high rise buildings under the February 27th 2010 Chilean earthquake. *Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake*, March 1-4, 2012, Tokyo, Japan

Hamburger, R., Bonelli, P., Lagos, R. and Wyllie Jr, L. (2012). Comparison of US and Chilean building code requirements and seismic design practice 1985-2010. NEHRP, Report NIST GCR 12-917-18, US Department of Commerce, USA

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

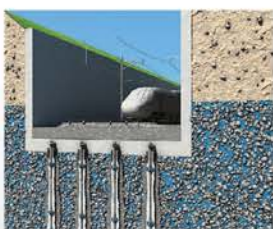
Kausel, E. (2017). *Advanced structural dynamics*. Cambridge University Press
6. Tables and formulae (equations) should be numbered sequentially in the same order as they appear in the text, with Arabic numbers and referring to them as: Table 1, Table 2, formula (1), formula (2)...etc., as appropriate. 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.

La construcción cambia el mundo. ¡Nosotros cambiamos el mundo de la construcción!

Micropilotes TITAN Un sistema, múltiples aplicaciones



Cimentación y anclaje de estructuras



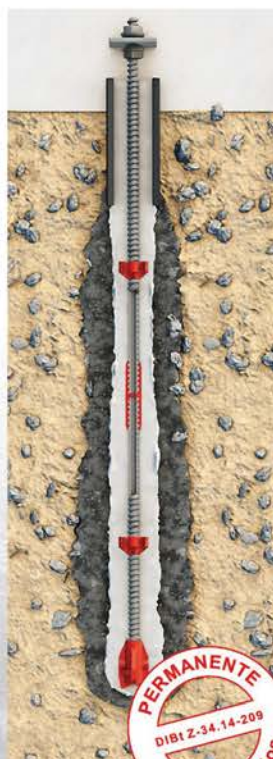
Protección contra subpresiones



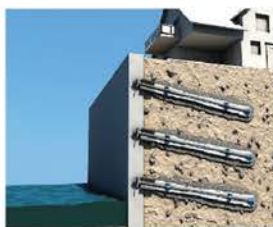
Claveteado de suelos



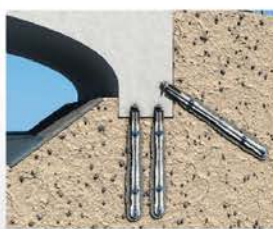
Cimentación termoactiva



PERMANENTE
DIBI Z-34.14-209
más de 100 años



Retrofijación de tablestacas



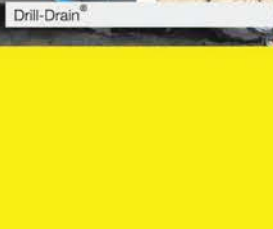
Cimentación y recalce



Estabilización de excavaciones



Túneles y minería



Drill-Drain



Filial en Chile:
ISCHEBECK CHILE S.A.
Nueva Tajamar N°481, Piso N°19, Torre Norte, Of. 1902, Las Condes
Tel.: +56 2 23652940 - Anexo 2958
comercial@ischebeckchile.com | www.ischebeckchile.cl/

ISCHEBECK
CHILE



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

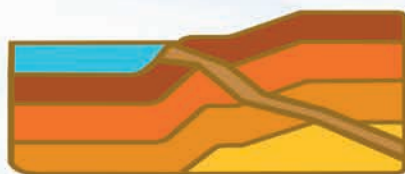
Sondajes Marítimos
Sondajes Terrestres
Calicatas

Laboratorio Acreditado

bajo NCh-ISO 17025 y
registro vigente MINVU



SOCHIGE
SOCIEDAD CHILENA
DE GEOTECNIA



**XI CONGRESO
DE GEOTECNIA**
Talca - Chile - 2021



XI Congreso Chileno de Geotecnia

22, 23 y 24 de noviembre 2021

Espacio Bicentenario de la UTALCA
Campus Lircay



Más información en sochige.cl



UCSC



Formando profesionales en el diseño de modelos y la evaluación de riesgos en las áreas de geología, geotecnia, hidrología y medio ambiente, enfocados a la solución de problemáticas ingenieriles.

**Ingeniería Civil
Geológica UCSC**
Facultad de Ingeniería

ingenieria.ucsc.cl

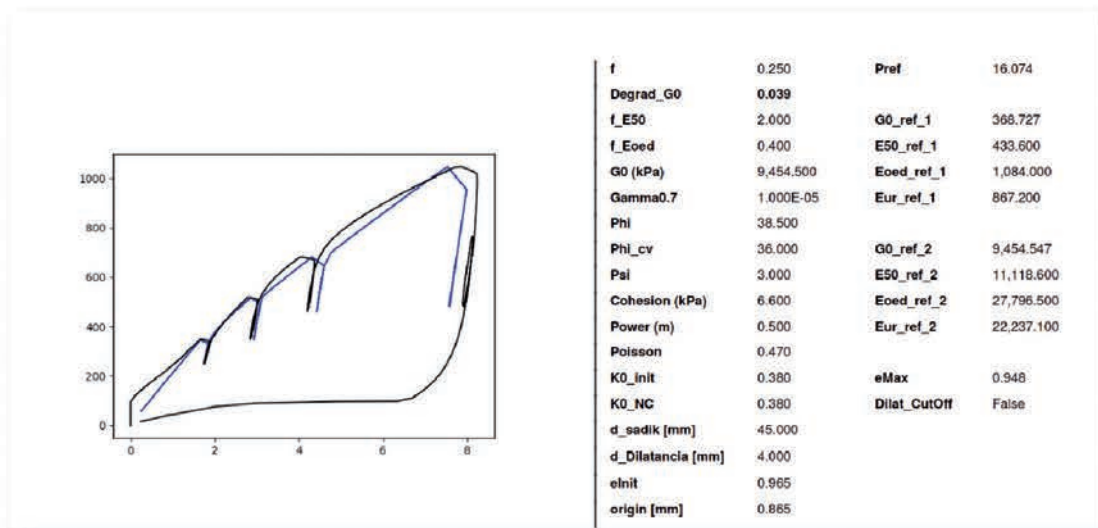
Campus San Andrés
Alonso de Ribera 2850, Concepción
Tel.: (56) 412345852
aaburto@ucsc.cl



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