



UCSC

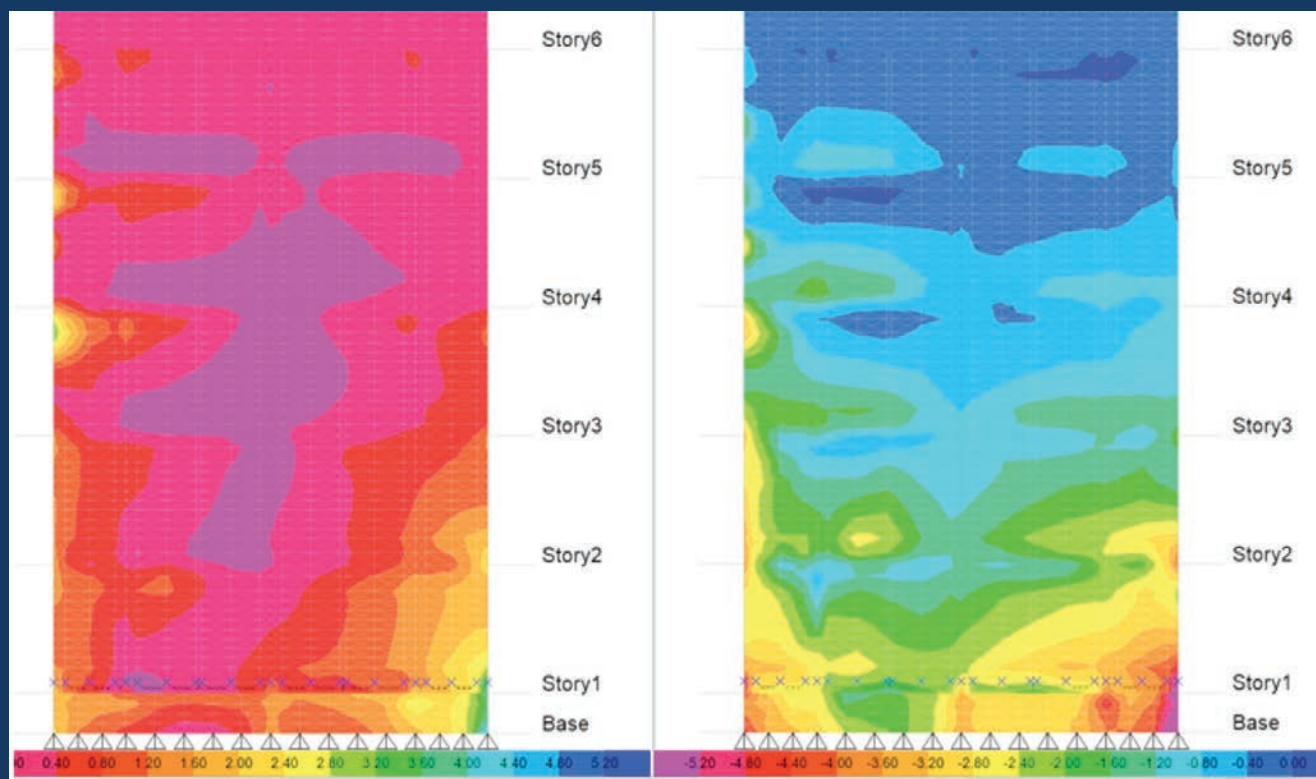
Facultad de
Ingeniería

Universidad Católica de la Santísima Concepción

OBRAS Y PROYECTOS

REVISTA DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN



Use of retaining wall anchors as geothermal heat exchangers

Uso de anclajes en muros de retención como intercambiadores de calor

R. Moffat, P. Reszka and M. Toledo

Efecto de los finos no plásticos en la respuesta no drenada de una arena a altas presiones

Effect of non-plastic fines on the undrained response of a tailings sand under high pressures

D. Silva-Contreras y F. Ochoa-Cornejo

The impact of considering the vertical seismic coefficient k_v on the pseudo-static slope stability analysis of downstream tailings sand dams

El impacto de incluir el coeficiente sísmico vertical k_v en el análisis de estabilidad pseudo-estático de tranques de relaves construidos con arenas mediante el método constructivo aguas abajo

C. Morales, A. Bard and C. Palma

Coefficiente de empuje en reposo – Jáky 1944

At-rest pressure coefficient – Jáky 1944

E. Díaz-Segura

Estudio de la correlación entre la resistencia a la compresión uniaxial y la velocidad de ondas P en arenisca

Study of the correlation between uniaxial compressive strength and P-wave velocity in sandstone

S. Villalobos-Cifuentes, M. Muñoz-Menéndez e I. Pérez-Rey

Metodología de optimización para el uso de yeso cartón y Metalcon en un proyecto habitacional

Optimization methodology for the use of plasterboard and steel profiles in a housing project

G. Bustamante, I. Pino y C. Molina

Riesgo por fugas accidentales de gas licuado de petróleo hacia trabajadores y comunidad en las ciudades de Nacimiento, Cabrero, La Laja y Mulchén (Chile)

Risk for accidental leaks of liquefied petroleum gas to workers and community in Nacimiento, Cabrero, La Laja y Mulchén cities (Chile)

A. Silva, R. Contreras y M. Barrandeguy

Validación del análisis estructural en el Gran Panel Soviético integrando procedimientos sísmicos lineales dinámicos y estáticos

Validation of the structural analysis in the Great Soviet Panel integrating dynamic and static linear seismic procedures

Y. Socarrás, E. Álvarez, D. Candebat-Sánchez, J. Olivero y A. Herrera



SOENCO
SOLUCIONES GEOTÉCNICAS

Sosteniendo Desarrollo

- Columnas de Grava
- Muro Berlínés
- Soil Nailing
- Micropilotes
- Anclajes
- Ingeniería Geotécnica



Jaime Repullo 326
Talcahuano - CHILE

+56 41 2139 231
contacto@soenco.cl

www.soenco.cl

+569 87580155
contacto@Lmmg.cl
www.Lmmg.cl



SONDAJE DMT

MONITOREO IN SITU

SONDAJE CPTu

**SONDAJE DIAMANTINA
HQ/HQ3**

Consúltanos por tu proyecto
para evaluar alternativas



**PROFESIONALES
Y TÉCNICOS CALIFICADOS**

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

ENSAYOS IN-SITU

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





FERRARA

PROYECTOS ESPECIALES

Ferrara en su constante búsqueda por mejorar la calidad de sus servicios ha implementado una técnica de mejoramiento de suelo para SUELOS LICUABLES por medio de inclusiones rígidas al suelo, denominada FDC ("Full Displacement Columns"), la cual consisten en la instalación de una distribución de columnas de hormigón través de una barrena de desplazamiento hueca desplaza la masa de suelo circundante y la comprime lateralmente.

Sus efectos para mitigación de licuación son:

- Aumento en la densidad y por ende resistencia al corte del terreno, debido al desplazamiento lateral del suelo.
- Disminución de solicitación sísmica a terreno entre columnas por efecto de rigidización.

Esta técnica tiene las siguientes ventajas:

- La instalación de FDC es más rápido que pilotes tradicionales y no hay material de excavación (ya que el suelo se desplaza).
- Control de calidad que monitorea: tasa de avance, presión, torque, volumen de hormigón inyectado. Lo anterior permite ajustar el largo de columnas para asegurar apoyo en estrato competente.
- Reducción de costos y tiempos de ejecución (rendimiento de 200 ml/día).
- No genera extracción de suelo, reduciendo los escombros siendo una alternativa sustentable con el medio ambiente.

Para mitigación de licuación este sistema alternativo a las columnas de grava y es muy utilizado en proyectos de edificación, Parques Eólicos u otras estructuras emplazadas en suelos potencialmente licuables.

Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil

Edición 32, Primavera 2022
Revista Obras y Proyectos

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
Consultor independiente, São Paulo, Brasil
Dr. Giang Nguyen
The University of Adelaide, Australia
Dr. Ricardo Nicolau
Constructora Incolor S.A., Las Condes, Chile

Comité editorial

Dr. Giovanni Alvarado
AECOM Pty Ltd, Sydney, Australia
Dra. Luisa Equihua
Comisión Federal de Electricidad, México
Dr. Wagner Fleming
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
Dr. David Murá
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

Verónica Cornejo - VCR Publicidad
vcornejo@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. Claudio Oyarzo
coyarzo@ucsc.cl
56 41 234 5566
\$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.

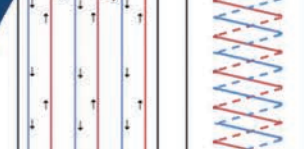
Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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 constituya 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** Use of retaining wall anchors as geothermal heat exchangers
Usos de anclajes en muros de retención como intercambiadores de calor
R. Moffat, P. Reszka and M. Toledo
- 18** Efecto de los finos no plásticos en la respuesta no drenada de una arena a altas presiones
Effect of non-plastic fines on the undrained response of a tailings sand under high pressures
D. Silva-Contreras y F. Ochoa-Cornejo
- 25** The impact of considering the vertical seismic coefficient k_v on the pseudo-static slope stability analysis of downstream tailings sand dams
El impacto de incluir el coeficiente sísmico vertical k_v en el análisis de estabilidad pseudo-estático de tranques de relaves construidos con arenas mediante el método constructivo aguas abajo
C. Morales, A. Bard and C. Palma
- 34** Coeficiente de empuje en reposo – Jaky 1944
At-rest pressure coefficient – Jaky 1944
E. Diaz-Segura
- 41** Estudio de la correlación entre la resistencia a la compresión uniaxial y la velocidad de ondas P en arenisca
Study of the correlation between uniaxial compressive strength and P-wave velocity in sandstone
S. Villalobos-Gifuentes, M. Muñoz-Menéndez e I. Pérez-Rey
- 54** Metodología de optimización para el uso de yeso cartón y Metalcon en un proyecto habitacional
Optimization methodology for the use of plasterboard and steel profiles in a housing project
G. Bustamante, I. Pino y C. Molina
- 66** Riesgo por fugas accidentales de gas licuado de petróleo hacia trabajadores y comunidad en las ciudades de Nacimiento, Cabrero, La Laja y Mulchén (Chile)
Risk for accidental leaks of liquefied petroleum gas to workers and community in Nacimiento, Cabrero, La Laja y Mulchén cities (Chile)
A. Silva, R. Contreras y M. Barrandeguy
- 78** Validación del análisis estructural en el Gran Panel Soviético integrando procedimientos sísmicos lineales dinámicos y estáticos
Validation of the structural analysis in the Great Soviet Panel integrating dynamic and static linear seismic procedures
Y. Socarrás, E. Álvarez, D. Candebat-Sánchez, J. Olivero y A. Herrera



Use of retaining wall anchors as geothermal heat exchangers

Uso de anclajes en muros de retención como intercambiadores de calor

Fecha de envío: 4 de mayo 2022

Fecha de aceptación: 19 de agosto 2022

Ricardo Moffat¹, Pedro Reszka¹ and Mauricio Toledo²

¹ Faculty of Engineering and Sciences, Universidad Adolfo Ibáñez, Santiago, Chile, ricardo.moffat@uai.cl, pedro.reszka@uai.cl

² Department of Civil Engineering, Universidad Andres Bello, Santiago, Chile, mauricio.toledo@unab.cl

A novel application of retaining wall anchors as heat exchangers is proposed as an alternative or complement to pile geothermal exchangers. A full-scale in-situ study using anchors and piles was performed. Thermal response tests (TRT) were carried out in both types of systems. The installation process of the heat exchanger anchor is shown and results of the in-situ tests are compared in terms of their thermal parameters and performance. We demonstrate that the installment of required pipes is possible in the anchors with no mechanical interference during its installation and after anchor tensioning. The results show that the use of heat exchanger anchors is a valid alternative, with thermal performance similar to more common energy piles.

Keywords: TRT, energy piles, energy anchors, ground source heat pumps

Una nueva aplicación de anclajes para muros de retención como intercambiadores de calor es propuesta como alternativa a intercambiadores de calor del tipo pilotes. Se realiza un estudio a escala real usando anclajes y pilotes. Ensayos de respuesta termal (conocido como TRT) se ejecutan en ambos sistemas. El proceso de instalación del intercambiador de calor en anclajes es mostrado junto con resultados de ensayos in situ para comparar los parámetros termales y funcionamiento obtenido. Se demuestra que la instalación de tuberías necesarias para ejecutar este tipo de anclajes es factible sin generar interferencia mecánica durante su instalación o posterior tensado. Los resultados obtenidos de esta investigación demuestran que el uso de anclajes como intercambiadores de calor son una alternativa válida, con un funcionamiento termal similar a los más comunes pilotes de intercambio de calor.

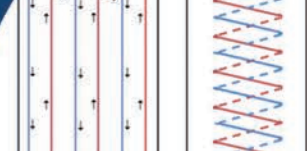
Palabras clave: TRT, pilotes de intercambio de calor, anclaje de energía, bomba de calor geotérmica

Introduction

In recent decades low enthalpy geothermal systems have emerged as a renewable and environmentally friendly alternative to supply all or part of the energy requirements in the built environment. These systems use the soil's ability to maintain a relatively stable temperature throughout the year, which depending on the location and altitude ranges between 7° and 13°C at 10 – 15 m deep (Busby *et al.*, 2009). The temperature difference between the air and the ground is used for heating or cooling purposes through heat exchanger systems such as Ground Source Heat Pumps (GSHP) (IGME, 2014).

Relatively recent developments suggest the use of geo-structures such as piles, walls, tunnel linings, concrete slabs and anchors as ground heat exchangers (Adam and

Markiewicz, 2009; Pasquier and Marcotte, 2012; Mimouni *et al.*, 2014). Energy piles (or pile geothermal exchangers) have been used extensively by now in different projects around the world. Different authors have performed tests at full-scale piles in situ (You *et al.*, 2014; Hamada *et al.*, 2007) and numerical and analytical models have been implemented (Franco *et al.*, 2016; Ghasemi-Fare and Basu, 2013). The idea is to use the construction of a structural element (the pile) for an application different to its original function (vertical or lateral load capacity). Therefore, these elements are used to save energy for heating without spending much extra money on its construction and implementation. Previous research in the area has shown that thermal piles are a viable cost effective solution for building foundations (see Table 1, von der Hude and Sauerwein, 2007; Schroder and Hanscke, 2003; Amis *et*



al., 2008; Wood *et al.*, 2009). Additional research has been performed to determine the influence of the heat exchange system on the mechanical behavior of piles [Hamada *et al.*, 2007; Brandl, 1998].

Piles made of reinforced concrete are used as foundation systems in buildings on soft or loose soil and also as embedded retaining walls. These piles naturally have a large area of contact with the surrounding soil, so they can work as heat exchangers saving the time and expenses associated with the drilling and cementing of more traditional geothermal borehole systems. In order to use them as heat exchangers, pipes are installed to carry the working fluid within the piles during the construction process (de Moel *et al.*, 2010). Systems built in this way are known as Energy Piles (EP). When piles are used as retaining walls usually require the use of anchors that can be passive or active. Active anchors have a post-construction force applied on them to avoid horizontal displacements of the pile.

In recent years there has been an increasing interest in the study of EP systems by different research groups (de Moel *et al.*, 2010; Brandl, 2006; Olgun, 2013), but more research to optimize their design, construction and operation is still needed. Table 1 summarizes the main features of energy pile projects around the world (found in the scientific literature). Energy piles have an average length of 19.4 m and an average diameter of 0.74 m, being shallower and wider than regular geothermal borehole systems.

The use of anchors as heat exchangers for low enthalpy geothermal systems has not been tested yet. Numerical modeling has been carried out to estimate the potential of heat exchange anchors on tunnels (Mimouni *et al.*, 2014; Adam and Markiewicz, 2009). However, more research is needed to study the design and energy performance of anchoring systems. This paper describes the installation and Thermal Response Tests (TRT) performed on energy piles and pre-stressed energy anchors (EA) on gravelly soil. A comparison between the in-situ responses of both types of systems is discussed.

Thermal Response Tests TRT are usually carried out in geothermal boreholes to determine the thermal conductivity λ of the system, and the thermal resistance between the

carrier fluid and the borehole wall, R_b , which control the efficiency and long-term sustainability of low temperature geothermal systems (Gehlin, 2002; Eklof and Gehlin, 1996; Ochoa *et al.*, 2020). TRTs reject heat into the system through the circulation of a heated fluid, while recording inlet and outlet fluid temperatures as shown in Figure 1 (Gehlin, 2002). A constant temperature difference between the inlet and outlet is reached after some circulation time, which indicates the system is sustaining a constant heat extraction or injection rate. Recorded data interpretation of temperature versus time to obtain values of thermal conductivity is done based on the Line Heat Source (LHS) model (Ingersoll and Plass, 1948). Although the derivation of LHS solution involves several simplifications of the problem that are not always satisfied in practice, several studies have concluded that its interpretation of TRT data for Borehole Heat Exchanger (BHE) systems are fairly accurate for designing these types of systems (Signorelli *et al.*, 2007; Ozudogru *et al.*, 2012; Zhang *et al.*, 2014). Specifically, TRT tests are useful for determining the ground properties and evaluating the influence of key parameters such as soil heterogeneity, groundwater flow, installation depth or spacing between pipes (Ozudogru *et al.*, 2012; Gehlin, 2002; Gustafsson, 2006].

The same concept can be applied to energy anchors as proposed in this work and shown in Figure 2a. The use of the LHS model for interpreting TRT results in energy anchors is justified by the overall dimensions of these systems (*i.e.*, borehole diameter and length), which are similar to EPs and the depth of the anchors, guaranteeing that surrounding ground thermally behaves like an infinite medium.

This work compares results of TRTs performed in an experimental facility to study the performance of EP and EA systems built at a university campus in Chile (Muñoz, 2011; Guggisberg, 2012). The purpose of this study is to verify the feasibility of installation of the heat exchange system on anchors and compare its response with an EP in the same soil profile. This article will briefly discuss the mathematical theory used to obtain the estimate of thermal conductivity, and will then present the details of the EP and EA systems. The installation sequence is shown and TRT results are presented.

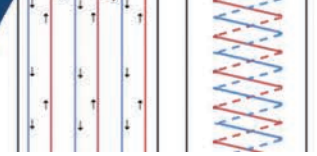


Table 1: Summary of energy pile projects found in the literature with their main features (*L*: pile length, Quantity: number of piles, *D*: borehole diameter, *D_{pipe}*: pipe diameter, heating capacity)

Project	<i>L</i> m	Quantity -	<i>D</i> m	<i>D_{pipe}</i> mm	Heating Cap. kW	Other features
Main Tower, Germany (von der Hude and Sauerwein, 2007)	35	260	0.9	-	-	Energy piles
Hochhaus Galileo, Germany (von der Hude and Sauerwein, 2007)	26-30	47	1.5	40	-	Energy piles
IG-Metal, Germany (von der Hude and Sauerwein, 2007)	20	48	1.2	25	-	Energy piles
Business Center, Rostock, Germany (Schröder and Hanscke, 2003)	19	264	0.35	-	220	Energy piles
Columbus Centre, Austria (Adam and Markiewicz, 2009; Brandl, 2006)	7-20	300	1.2	-	1300	35 × 35 cm ² Energy piles Diaphragm walls
Euros Office Centre, Austria (Adam and Markiewicz, 2009)	-	242	-	-	1300	Energy piles Bottom slab
Spa Hotel, Austria (Brandl, 2006)	30	-	-	-	1300	Auger piles 1.6 GWh (winter)
Arts Center, Bregenz, Austria (Brandl, 2006)	21	-	1.2	25	120	Energy piles
Hotel Hall, Austria (Brandl, 2006)	18	320	0.5	25	123	Energy piles
Lainzer Tunnel, Austria (Brandl, 2006)	17.1	59	-	25	150	Energy piles
Vienna Metro Station, Austria (Brandl, 2006)	14	6	-	20	-	Heat exch. only in the first 14 m
Rehabilitation Center, Austria (Brandl, 2006)	14	143	1.2	25	-	Energy piles
Paper Mill Plant, Austria (Brandl, 2006)	14	143	0.4	20	520	Energy piles
EPFL, Lausanne, Switzerland (de Moel <i>et al.</i> , 2010)	25.9	146	0.6	35	520	Energy piles
Lambeth College, New Sixth Form Center, UK (de Moel <i>et al.</i> , 2010; Amis <i>et al.</i> , 2008)	25	146	0.6	-	320 (heat.) 460 (cool.)	Energy piles
Lambeth College, UK (Amis <i>et al.</i> , 2008)	9-30	143	0.6	-	-	Energy piles
Residential building UK (Wood <i>et al.</i> , 2009)	10	21	0.3	32	-	Energy piles
Keble College, Oxford University, UK (Brandl, 2006; de Moel <i>et al.</i> , 2010)	9-15	53-115	0.45- 0.75	- -	85 (heat.) 65 (cool.)	Energy piles
Building, China (Gao <i>et al.</i> , 2008)	25	-	0.6	20	-	Energy piles

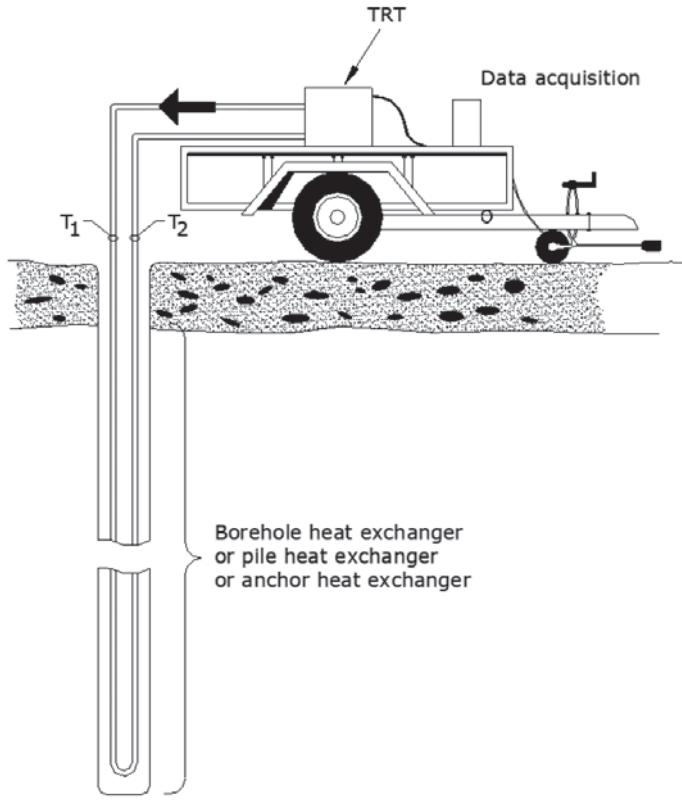


Figure 1: Schematic illustration of the setup for a thermal response test TRT (Gehlin, 2002), T_{in1} : inlet temperature, T_{out2} : outlet temperature.

Line heat source model

It is assumed that geothermal heat exchangers (in our case EP and EA) behave as a line heat source in an infinite, homogeneous and isotropic domain with a uniform initial temperature. Furthermore, we assume that the system instantly transfers a finite amount of uniform heat flow in the radial direction due to the temperature difference between the inlet and outlet sections on the pipe. Under these assumptions, it is possible to find an analytical solution to estimate the temperature variation versus time during the transient regime. This conceptual and mathematical model, known as the Line Heat Source (LHS) model, is based on Kelvin's line source theory and has been for a long time the method of choice to interpret the behavior of BHE system (Ingersoll and Plass, 1948; Morgensen, 1983). Then, the temperature around the BHE system as a function of time t , and radial distance r from the borehole axis, can be calculated as:

$$T(r, t) - T_{surr} = \frac{\dot{q}'}{4\pi\lambda} Ei \left[\frac{r^2}{4\alpha t} \right] \quad (1)$$

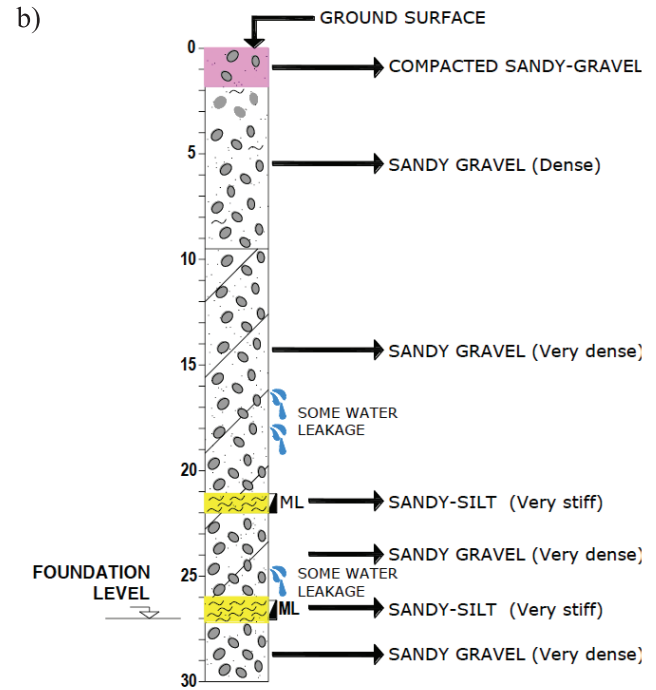
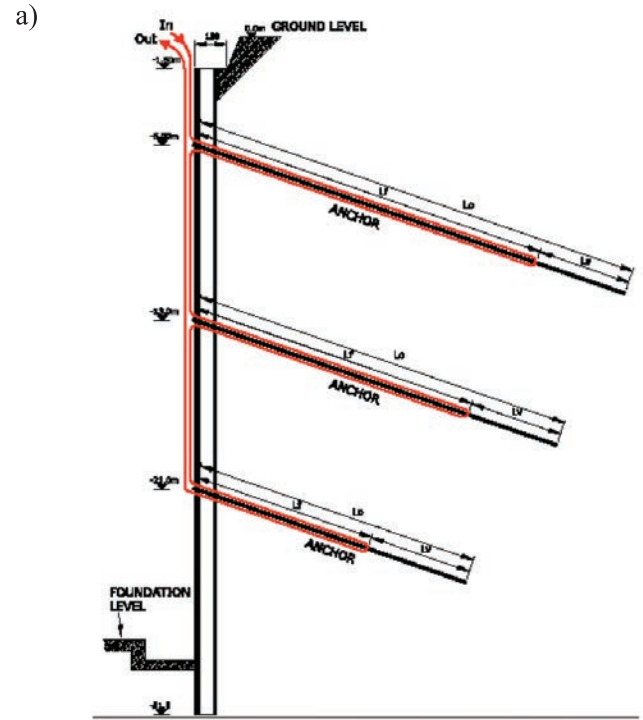
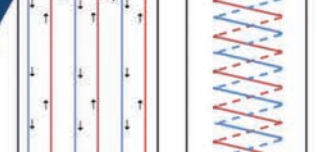


Figure 2: Schematic illustration of: (a) piles with anchors, and (b) soil stratigraphy

where $T(r, t)$ is the ground temperature at a location r and time t , T_{surr} is the initial ground temperature, $\dot{q}'$ is the heat injection rate per meter of borehole length, λ is the thermal conductivity, α is the thermal diffusivity of the ground, and Ei denotes the exponential integral function. For small



values of the argument of the exponential integral function, *i.e.* large times or short distances from the source, the solution can be approximated by (Ingersoll and Plass, 1948, Carslaw and Jaeger, 1959, Roth *et al.*, 2004):

$$T(r, t) - T_{surr} = \frac{\dot{q}'}{4\pi\lambda} \left[\ln\left(\frac{4\alpha t}{r^2}\right) - \gamma \right] \quad (2)$$

where γ is Euler's constant. The error of this simplification is less than 2% for times greater than $5r^2/\alpha$. Assuming steady-state heat injection to the ground, the thermal resistance between the carrier fluid and the borehole wall R_b is defined as (Eklof and Gehlin, 1996):

$$R_b = \frac{T_f(t) - T(r, t)}{\dot{q}'} \quad (3)$$

In equation (3), $T_f(t)$ corresponds to the local carrier fluid temperature. T_f will vary along the length of borehole, but it has been demonstrated that using a mean fluid temperature yields good results (Eklof and Gehlin, 1996). Let $\bar{T}(t)$ be the average fluid temperature of circulation fluid, given by:

$$\bar{T}(t) = \frac{T_{in} + T_{out}}{2} \quad (4)$$

T_{in} and T_{out} are the inlet and outlet temperature of fluid, respectively. Then, by combining equations (2) and (3), $\bar{T}(t)$ can be expressed as a simple linear relation (Eklof and Gehlin, 1996; Roth *et al.*, 2004), evaluating the ground temperature at $r = r_b$, where r_b is the borehole wall radius:

$$\bar{T}(t) = k \ln(t) + m \quad (5)$$

k and m are, respectively,

$$k = \frac{\dot{q}'}{4\pi\lambda} Ei \quad (6)$$

$$m = \frac{\dot{q}'}{4\pi\lambda} \left[\ln\left(\frac{4\alpha}{r_b^2}\right) - \gamma \right] + T_{surr} + R_b \dot{q}' \quad (7)$$

Equation (5) is often used in the interpretation of TRT results by representing $\bar{T}(t)$ versus the natural logarithm of time. The curve slope is compared to (6) to obtain an estimated value of soil thermal conductivity, λ . In this last expression and according to the LHS model, $\dot{q}'$, heat injection per unit borehole length, is assumed constant and

equal to

$$\dot{q}' = \frac{\dot{m}c(T_{in} - T_{out})}{L} \quad (8)$$

where $\dot{m}$ is the fluid mass flow rate through the pipe, c is the fluid specific heat, and L is the depth (length) of the borehole. Once the thermal conductivity is obtained, the thermal resistance R_b can be estimated from (5) with knowledge of T_{surr} and $\dot{q}'$:

$$R_b = \frac{\bar{T}(t) - T_{surr}}{\dot{q}'} - \frac{1}{4\pi\lambda} \left[\ln\left(\frac{4\alpha t}{r_b^2}\right) - \gamma \right] \quad (9)$$

Energy anchor design and construction

A retaining wall was designed to be able to construct a vertical excavation of approximately 30 m deep as part of a new building (see Figures 2a and 3). The chosen wall retaining system for this project consists of 1 m diameter bored piles made of reinforced concrete. Each pile is restrained by 3 anchors at different levels (Figure 2a). The anchor diameter is 12 cm. The subsoil consists on medium-dense to dense sandy gravel from fluvial origin as it is shown in Figure 2b. The water table is located deeper than the bottom of the excavation, so no influence is expected. Moisture content varies on the subsoil mainly due to old pipes with water leakage.

The heat exchange system in the pre-tensioned anchors consists of 3 different branches: 17.5 m, 14.5 m, and 9.5 m long HDPE pipes with a diameter equal to 22 mm. The three branches are installed from top to bottom, with the 17.5 m branch being in the top of the system and the 9.5 m branch at the bottom. The total piping length in the EA system is 83 m, while the total borehole length (comprising three anchors) is 41.5 m (Figure 2a). In the case of EP there are two configurations used as shown in Figure 4a. The energy piles with a triple U system shown on the left side of Figure 4a and in Figure 4b are reported in this paper. The EP pipes are 32 mm in diameter, with a total pipe length of 170 m for both configurations. The total borehole depth for the EP system is 30 m. Similar results were obtained with the second EP configuration. Smaller diameter pipes (22 mm) were used in the EA system because of lack of free space between the cable (from the mechanical anchor) and the borehole constructed.



Figure 3: View of vertical excavation and instrumented energy piles (indicated by an arrow)

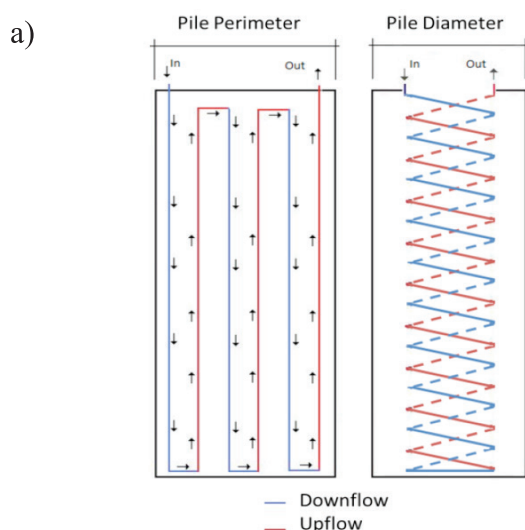


Figure 4: (a) Configuration of HDPE pipes in the energy piles and (b) energy pile being assembled on the field

In situ soil temperature profiles (before construction of the retaining wall) were measured at different times of the year and are presented in Figure 5 for three months. The months of June and September correspond to the beginning and end of the Austral winter season, respectively. March corresponds to the end of the summer season in the Southern Hemisphere. The results indicate that at depths greater than 5 m the ground temperature remains at a constant value in the range of 14 – 17°C, independent of the season in the year.

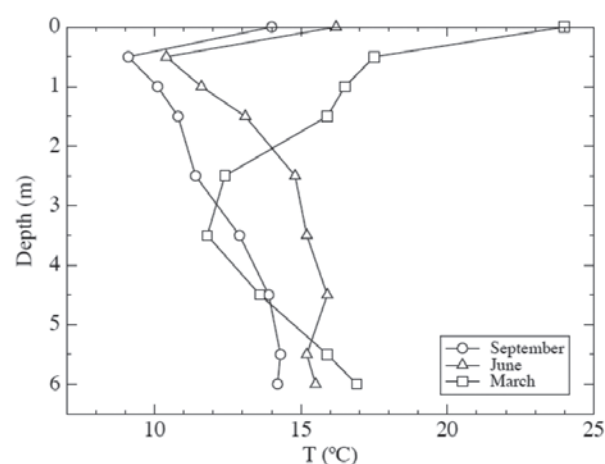


Figure 5: Ground in-depth temperature measurements for winter (June - September) and summer (March) months

As it is a common application, no details are given for the heat exchangers used in the piles. In the case of the anchors, it was necessary to modify the outside end of the anchor to pass the heat exchangers piping. Figures 6 and 7 show the necessary steps to install the mechanical anchor and its corresponding heat exchange system. The first step is to drill the borehole (Figure 6a). Once the required length is reached the heat exchanger tubes and steel cables are installed together (Figure 6b). Finally, the cables pass through a metallic beam and are post-tensed to the required load according to the geotechnical design (cf. Figure 7). HDPE pipes are located behind the beam and then connected to new pipes that reach the TRT equipment. The difference between a standard anchor and the anchor with the heat exchange system is shown in Figure 7. Once the excavation advances deeper the anchors are stressed. When the construction of the wall of the building is finished, the anchors are de-stressed. Installation of energy anchors has proven to be feasible and therefore can be implemented in pile supporting anchors in future projects.

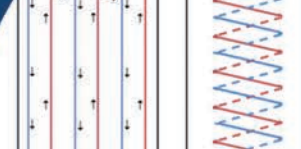


Figure 6: Installation of Energy Anchors: a) ground drilling, and b) cable and HDPE pipes are inserted.



Figure 7: Detail of anchor head; a) Energy Anchor and b) standard anchor

The installation of the heat exchange system was fast, with no major inconvenient found. The metallic beam has an additional cost, however as long as the building is being constructed from bottom to top and the anchor loads are released, this beam can be removed from the site and used for another similar project. Therefore, the cost of installation is related to the heat exchange system itself and an approximate 10 to 20% in increase of installation time with respect to anchors without the system. No interference was detected with the operation of the mechanical anchor, and once the anchor load was released the heat exchange system was able to continue functioning properly.

Thermal response testing

Figure 8 shows the Thermal Response Test TRT equipment designed and built for this research and details of its main components. Mobile TRT equipment has been used for more than 20 years now. Good reviews of the test equipment

can be read in Sanner *et al.* (2005) and Gehlin (2002). The available electrical heater has a maximum power of 4500 W at a maximum water flow rate of 10 l/min, and is driven by a 2 HP centrifugal pump. The system can deliver a maximum of 300 kPa water pressures and it has a tank with a 400 l capacity. The system is used at flow rates of 6 and 10 l/min (turbulent flow), with an outlet pressure of 135 kPa, to replicate the operating conditions for the energy anchor and energy pile systems, respectively. The TRT unit measures the temperature at the exit of the equipment, which corresponds to the circuit inlet temperature (T_{in}), and the outlet temperature before the water enters the TRT unit (T_{out}) using a data acquisition system connected to a computer. Based on the operational experience, the current prototype has been improved, and includes a deaerator, an activated charcoal filter, a rotameter for flow measurement and a manometer for pressure control. To avoid the influence of ambient conditions on thermal response tests,

the unit was isolated with a 50 mm thick glass wool layer throughout all its exterior walls.



Figure 8: TRT equipment built for this research

It is known that part of the power of a water pump is converted to heat. The amount of heat contributed by the pump operation was quantified through measurements using a swimming pool filled with tap water, and operating the TRT equipment with the heater off. These temperature measurements (inlet and outlet) on the circuit are shown in Figure 9. With knowledge of the thermophysical properties of water, the results show that water pump delivers an additional 225 W of heat to the water in the heating circuit. This amount was considered in the analysis of the thermal performance of the energy piles and energy anchors, incorporating this power to the heater power considered in each case.

The test procedure first involves the filling of piping circuits in the circuit to be tested (*i.e.* energy pile or energy anchor), by opening the valve to the main water tank and

activating the centrifugal pump. It has been determined that the EP systems reported in this study require 127 l to be filled, while the EA systems require 55 l. Once the circuit is filled, the main water tank valve closes and the test begins.

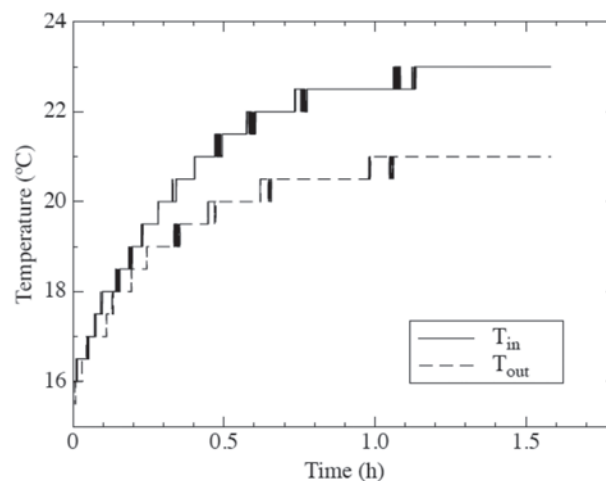


Figure 9: Measurements performed on a swimming pool to estimate heat contribution of the water pump in

Experimental results and discussion

All the thermal response tests were carried out in winter, during the month of August. Ambient temperature fluctuated in the range of $\sim 10^{\circ}$ and 20°C during the testing, as can be seen in Figures 10, 11, and 12. TRT test results in the EP monitored on site are shown in Figure 10.

These results are used to deduce the system thermal conductivity, as it will be discussed later. TRT tests were carried out in two anchor systems, which are composed of multiple anchors (EA1 and EA2). For both systems tests were performed in different days with only minor differences attributed to changes in the soil moisture content due to water leakage observed in old pipes.

Figures 11 and 12 show examples of the test results performed in these anchor systems. The time to reach steady-state conditions was between 6 and 10 hours, and it is believed to be dependent on the natural moisture content on site (Bravo, 2014). TRTs were developed to measure the thermal performance of boreholes, where homogeneous soil conditions around the geothermal exchanger are assumed. In the case of this experimental installation, the energy anchors (EA) system has certain

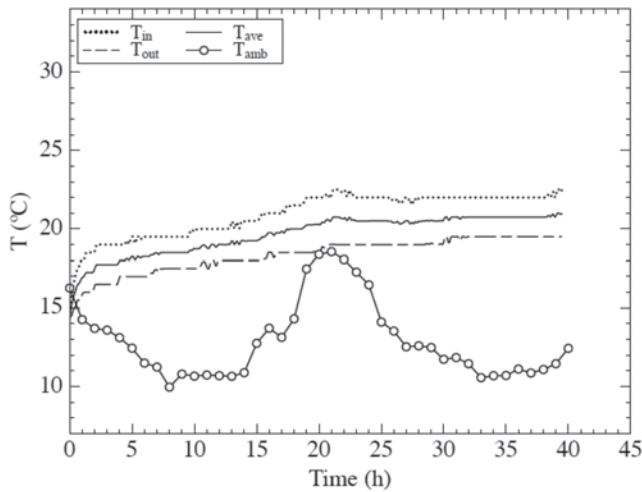
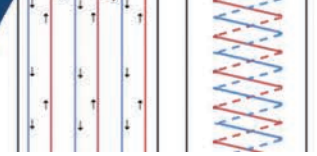


Figure 10: TRT test performed on an Energy Pile during the winter season, with a flow rate of 10 l/min.

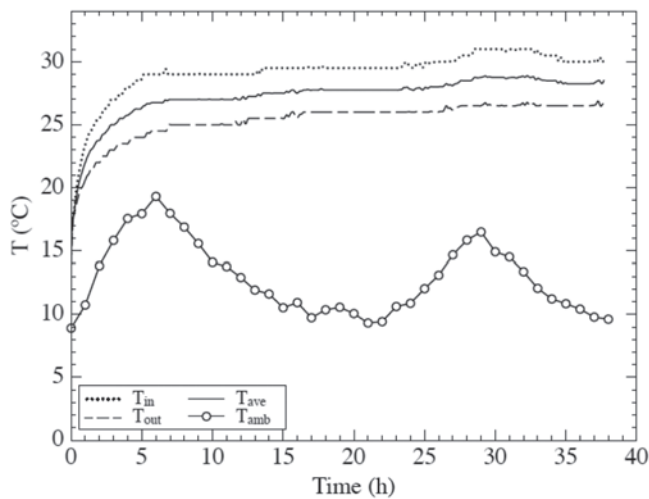


Figure 11: TRT test performed on an Energy Anchor 1 system (EA1) during the winter season, with a flow rate of 6l/min.

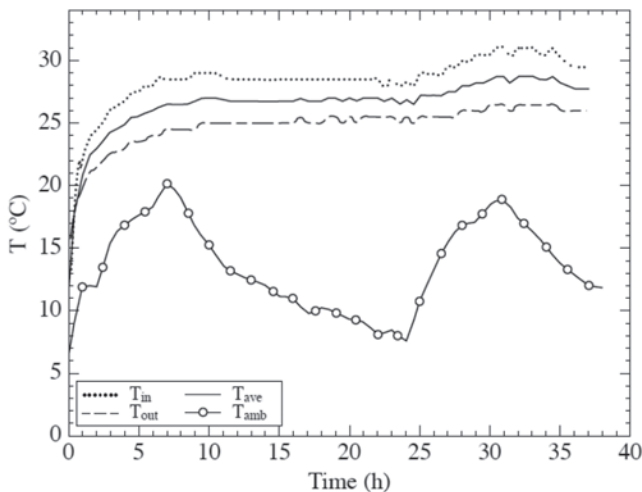


Figure 12: TRT test performed on an Energy Anchor 2 system (EA2) during the winter season, with a flow rate of 6l/min.

peculiarities that make thermal losses and gains inevitable as a result of daily thermal oscillations. The vertical pipe that connects the inlet and outlet to each section of the EA system is exposed to environmental conditions as shown in Figure 2a, since it is only covered by a layer of thermal insulation provided by a polyurethane foam tube. Figure 12 shows the stabilization of the temperature in the first 6 to 10 hours and then a thermal gain that coincides with the variation in ambient temperature (from approximately 25 hours onwards). The undisturbed soil measurements made in the EA circuits are 16.2°C for winter measurements and 16.7°C for late winter (Bravo, 2014).

Estimation of ground thermal properties

Figure 13 shows a sample plot of $\bar{T}(t)$ versus $\ln(t)$ used to obtain the soil thermal conductivity λ (equation (5)). A critical time t_c of less than 7.8 hrs was not considered for the determination of λ of the EA according to Signorelli *et al.* (2007) and Bravo (2014). Table 2 shows a summary of the results obtained on the field. Five TRT tests were conducted between August and September (end of winter). The average thermal conductivity obtained in the two tests involving EA1 is 2.19 W/m·K. This value is 18% greater than the average value obtained for two tests on EA1 (1.86 W/m·K). The test on the EA2 system shows a higher thermal conductivity than EA1 due to the presence of higher moisture content in the ground as discussed previously (8% increase). The results are in good agreement with published data for gravel soils, which states that thermal conductivity in the temperature range of 0° to 20°C is 2.0 W/m·K (Farouki, 1981).

Using thermophysical data for sand and gravel from Farouki (1981), estimation of the thermal resistance between the fluid in the ground heat exchanger and the borehole wall was carried out. In the calculations a value for the specific heat of the soil of $c_p = 1100$ J/kg·K was used, while the soil density was taken as $\rho = 2850$ kg/m³. The thermal diffusivity of the soil was calculated using the thermal conductivity values obtained with the TRT test analysis. The thermal resistance for the EA and the EP are, 0.180 K·m/W and 0.0757 K·m/W, respectively. These values are similar to previously published values (Eklof and Gehlin, 1996; Gehlin, 2002).

Table 2: Summary of TRT measurements for energy piles and energy anchors conducted in this work and estimated soil thermal conductivity

System	Soil thermal conductivity λ_{LS} , W/m·K
Energy Pile 1 - Triple U (Test 1)	2.27
Energy Pile 1 - Triple U (Test 2)	2.10
Energy Anchor 1 (Test 1)	1.89
Energy Anchor 1 (Test 2)	1.83
Energy Anchor 2 (Test 1)	1.98

Comparison of EA versus EP performance

The average power output for the energy piles tested on the field was equal to 1395 W (1.4 kW), corresponding to a fluid flow rate of 10 l/min. This value is similar to previously tested EP, as for example You *et al.* (2014). For the case of EA the average output power value was 1380 W (1.4 kW) for a fluid flow rate of 6 l/min. These power outputs yield a linear heat injection rate = 42.47 W/m for the energy piles and = 74.52 W/m for the energy anchors. The power output obtained on the energy anchors is similar to the energy piles, but the EAs have a higher heat injection per unit depth of borehole. Due to the fact that in the case of EA the water flow rate was lower, it can be argued that its performance is better, and therefore for higher flow rates a higher power output is expected, as previously shown by Xia *et al.* (2012). Note, however that a limit is reached because the temperature difference between the inlet and the outlet of the heat exchanger is inversely proportional to the flow rate, $\Delta T \sim Q^{-0.2}$, where Q is the volumetric flow rate (Cecinato and Loveridge, 2015).

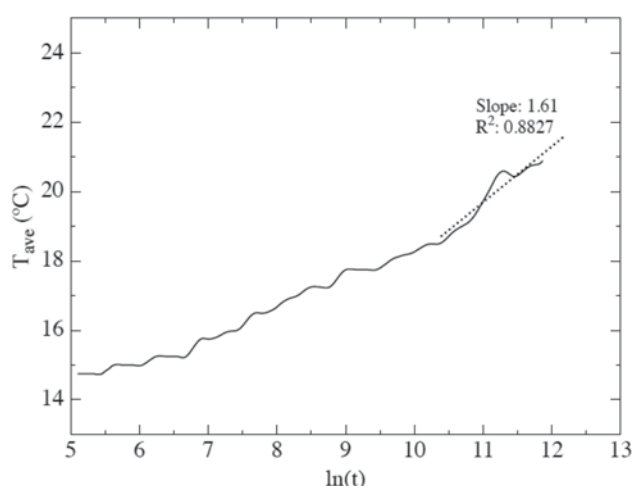


Figure 13: Plot of the average temperature versus $\ln(t)$ for the EA test, for the ground thermal conductivity estimation

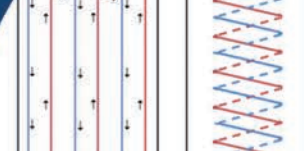
The results show that installing energy anchors on a GSHP is a good alternative to increase the installed system capacity. Although the fact that the boreholes in the retaining anchors are shallower means that the energy anchors will be subject to greater variations in the ground temperatures caused by seasonal temperature changes, the tests show a very similar performance. Further testing is required to prove whether the thermal performance of an EA system is maintained throughout the year or only during the cold season (Figure 5) and to determine the minimum depth to attain an acceptable performance in these systems.

Conclusions

A novel installation of a heat exchange system, whose main purpose is to transfer load from retaining wall to the soil in order to maintain stability, was designed and implemented in this project. Details of the installation of this system on the field and its performance during testing were reported. The results indicate that energy anchors EA can be a feasible and convenient heat exchange system that could be used separately or together with energy piles EP to increase the installed capacity of a GSHP system. As the building industry tends to build larger and higher structures, the increased energy demand of these buildings can be supplied to a greater extent using combined EP and EA systems.

The experience on building and installing a GSHP system consisting of both energy piles and energy anchors has shown that the installation of a heat exchange system on retaining anchors is possible and does not create a large increase in installation time with respect to more traditional borehole heat exchange systems. This results in no significant increments in construction times or costs. Furthermore, we observed no negative effects during installation or during the heat injection phases on the anchors.

Thermal response tests were successfully performed on both the energy pile and energy anchors, using a custom built TRT apparatus. The thermal performance of the EA system tested in this study proved to be similar to the performance of EP system under similar ground conditions. The power output of both systems was similar, although the water flow rate for the EA system was lower, indicating that higher heat injection rates could be achieved

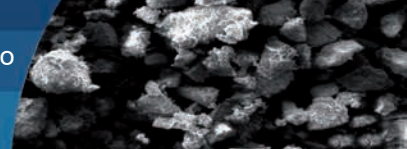


by increasing the flow rate. The test results also show that EAs are dependent on the soil moisture content, showing a similar behavior to EP. However, further tests are required to characterize the thermal and operational performance of EA systems with respect to energy piles, including longer test periods to quantify the performance over different seasons and in different types of soils, different from the sandy gravel that existed in the site of the reported tests.

References

- Adam, D. and Markiewicz, R. (2009). Energy from earth-coupled structures, foundations, tunnels and sewers. *Géotechnique* **59**(3), 229-236
- Amis, T., Bourne-Webb, P., Davidson, C., Amatya, B. and Soga, K. (2008). The effects of heating and cooling energy piles under working load at Lambeth College, UK. Proceedings of the 33rd Annual and 11th International Conference on Deep Foundations DFI, New York, USA, article 1620
- Brandl, H. (2006). Energy foundations and other thermo-active ground structures. *Géotechnique* **56**(2), 81-122
- Brandl, H. (1998). Energy piles and diaphragm walls for heat transfer from and into the ground. 3rd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles BAP III, W.F. van Impe (ed.), Ghent, Belgium, 37-60
- Bravo, C. (2014). *Mediciones en condiciones de operación del sistema de aprovechamiento geotérmico de baja entalpía del edificio Beauchef 851*. MSc thesis, Universidad de Chile, Santiago, Chile (in Spanish)
- Busby, J., Lewis, M., Reeves, H. and Lawley, R. (2009). Initial geological considerations before installing ground source heat pump systems. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* **42**(3), 295-306
- Carslaw, H.S. and Jaeger, J.C. (1959). *Conduction of heat in solids*. 2nd edition, Clarendon Press, Oxford, UK
- Cecinato, F. and Loveridge, F.A. (2015). Influences on the thermal efficiency of energy piles. *Energy* **82**, 1021-1033
- de Moel, M., Bach, P.M., Bouazza, A., Singh, R.M. and Sun, J.O. (2010). Technological advances and applications of geothermal energy pile foundations and their feasibility in Australia. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* **14**(9), 2683-2696
- Eklof, C. and Gehlin, S. (1996). *TED. A mobile equipment for thermal response test*. Testing and evaluation. MSc thesis, Lulea University of Technology, Sweden
- Farouki, O. (1981). Thermal properties of soils. CRREL monograph 81-1, U.S. Army Corps of Engineers, Cold Regions Research and Engineering Laboratory, USA
- Franco, A., Moffat, R., Toledo, M. and Herrera, P. (2016). Numerical sensitivity analysis of thermal response tests (TRT) in energy piles. *Renewable Energy* **86**, 985-992
- Gao, J., Zhang, X., Liu, J., Li, K. and Yang, J. (2008). Numerical and experimental assessment of thermal performance of vertical energy piles: an application. *Applied Energy* **85**(10), 901-910
- Gehlin, S. (2002). *Thermal response test—method development and evaluation*. PhD thesis, Lulea University of Technology, Sweden
- Ghasemi-Fare, O. and Basu, P. (2013). A practical heat transfer model for geothermal piles. *Energy and Buildings* **66**, 470-479
- Guggisberg, G. (2012). *Perfeccionamiento del equipo Thermal Response Test y estudio de rendimientos térmicos para el diseño de un sistema geotérmico de baja entalpía en sistemas de entibación*. MSc thesis, Universidad de Chile, Santiago, Chile (in Spanish)
- Gustafsson, A. (2006). *Thermal Response Test, numerical simulations and analyses*. MSc thesis, Lulea University of Technology, Sweden
- Hamada, Y., Saitoh, H., Nakamura, M., Kubota, H. and Ochifuji, K. (2007). Field performance of an energy pile system for space heating. *Energy and Buildings* **39**(5), 517-524
- Ingersoll, L.R. and Plass, H.J. (1948). Theory of the ground pipe heat source for the heat pump. *Heating, Piping and Air Conditioning* **54**, 339-348
- IGME (2014). Manual de geotermia. Instituto para la Diversificación y Ahorro de la Energía, Instituto Geológico y Minero de España IGME, Spain (in Spanish)
- Mimouni, T., Dupray, F. and Laloui, L. (2014). Estimating the geothermal potential of heat-exchanger anchors on a cut-and-cover tunnel. *Geothermics* **51**, 380-387
- Morgensen, P. (1983). Fluid to duct wall heat transfer in duct system heat storage. *International Conference on Surface Heat Storage in Theory and Practice*, Stockholm, Sweden, 652-657

- Muñoz, M. (2011). *Implementación de las pilas de entibación y sus anclajes para el aprovechamiento geotérmico*. MSc thesis, Universidad de Chile, Santiago, Chile (in Spanish)
- Ochoa, F., Zamora-Barraza, D., Schmidt, W., Figueroa, D. and Belmonte, A. (2020). Análisis de la variación de temperatura en un pozo geotérmico a través de pruebas de TRT y enfriamiento en la ciudad de Talca, Chile. *Obras y Proyectos* 27, 6-14
- Olgun, C.G. (2013). Energy piles: background and geotechnical engineering concepts. *16th Annual George F. Sowers Symposium*, Atlanta GA, USA
- Ozdogru, T., Brettmann, T., Olgun, G., Martin, J. and Senol, A. (2012). Thermal conductivity testing of energy piles: Field testing and numerical modeling. *GeoCongress*, Atlanta GA, USA, 4436–4445
- Pasquier, P. and Marcotte, D. (2012). Short-term simulation of ground heat exchanger with an improved TRCM. *Renewable Energy* 46, 92-99
- Roth, P., Georgiev, A., Busso, A. and Barraza, E. (2004). First in situ determination of ground and borehole thermal properties in Latin America. *Renewable Energy* 29(12), 1947-1963
- Sanner, B., Hellström, G., Spitler, J. and Gehlin, S. (2005). Thermal response test—current status and world-wide application. *World Geothermal Congress*, International Geothermal Association, Antalya, Turkey
- Schröder, B. und Hanschke, T. (2003). Energiepfähle—umweltfreundliches Heizen und Kühlen mit geothermisch aktivierten Stahlbetonfertigpfählen. *Bautechnik* 80(12), 925-927 (in German)
- Signorelli, S., Bassetti, S., Pahud, D. and Kohl, T. (2007). Numerical evaluation of thermal response tests. *Geothermics* 36(2), 141-166
- von der Hude, N. und Sauerwein, M. (2007). Energiepfähle in der praktischen Anwendung. *Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt*, Heft 76, 95–109 (in German)
- Wood, C.J., Liu, H. and Riffat, S.B. (2009). Use of energy piles in a residential building, and effects on ground temperature and heat pump efficiency. *Géotechnique* 59(3), 287-290
- Xia, C., Sun, M., Zhang, G., Xiao, S. and Zou, Y. (2012). Experimental study on geothermal heat exchangers buried in diaphragm walls. *Energy and Buildings* 52, 50-55
- You, S., Cheng, X., Guo, H. and Yao, Z. (2014). In-situ experimental study of heat exchange capacity of CFG pile geothermal exchangers. *Energy and Buildings* 79, 23-31
- Zhang, C., Guo, Z., Liu, Y., Cong, X. and Peng, D. (2014). A review on thermal response test of ground-coupled heat pump systems. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 40, 851-867



Efecto de los finos no plásticos en la respuesta no drenada de una arena a altas presiones

Effect of non-plastic fines on the undrained response of a tailings sand under high pressures

Fecha de envío: 22 de abril 2022
Fecha de aceptación: 16 de agosto 2022

Diego Silva-Contreras y Felipe Ochoa-Cornejo

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Av. Blanco Encalada 2002, Santiago, Chile,
dsilvacontreras95@gmail.com, fochoac@uchile.cl

Los tranques de relave tienen un rol crítico en la operación minera, y hoy en Chile alcanzan alturas de hasta 250 m, induciendo esfuerzos por sobre los encontrados en la práctica estándar en ingeniería geotécnica. Incluyendo el constante riesgo de licuefacción en un país sísmico, entender el comportamiento de las arenas de relaves es vital para lograr diseños mejores y más seguros. Este trabajo presenta el análisis de 56 ensayos triaxiales no drenados para estudiar el efecto del contenido de finos y el nivel de confinamiento en la respuesta monótona no drenada de una arena de relaves. Probetas de arena remoldadas con 1% y 20% de finos fueron ensayadas con confinamientos entre 0.2 y 5 MPa. Los resultados sugieren que la variación del contenido de finos tiene un efecto significativo en la resistencia no drenada y el estado último, y bajo efecto en el ángulo de fricción y módulo de deformación. A la vez, altos esfuerzos disminuyen el ángulo de fricción curvando la envolvente de falla, reducen la dilatancia e inducen abrasión en las partículas. Los resultados son comparados con aquellos obtenidos en ensayos drenados y de compresión.

Palabras clave: arenas de relave, altas presiones, contenido de finos

Tailings dams have a critical role in mining operations and nowadays are reaching heights of as much as 250 m in Chile, inducing stresses beyond those seen in standard geotechnical engineering practice. Adding the constant risk of liquefaction in a seismic country, understanding tailings sands behaviour under these conditions is vital for developing improved and safer designs. This work presents the analysis of 56 undrained triaxial tests to address the effect of the fines content and stress level on the monotonic undrained behaviour of a tailings sand. Sand remoulded specimens were prepared with fines contents of 1% and 20% by dry weight of sand, covering the range of fines content allowed by Chilean normative, and initial effective confinement from 0.2 to 5 MPa. The results suggest that the variation in fines content has significant effects on the ultimate undrained shear resistance and the steady-state of the soil, and little effect on the internal friction angle and deformation modulus. On the other hand, large confining stresses decrease the friction angle, suppress the dilatancy, curve the failure envelope, and induce particle abrasion. The results are also compared with those obtained for drained and compression tests on the same tailings sand.

Keywords: tailings sands, high pressures, fines content

Introducción

Los tranques de relaves son ampliamente utilizados como botaderos de relaves, cumpliendo un rol crítico en operaciones mineras (Verdugo, 2009). Debido al incremento mundial de demanda de minerales, estas estructuras pueden alcanzar volúmenes y alturas inusuales (sobre 200 m), induciendo esfuerzos que superan los encontrados típicamente en ingeniería geotécnica. Bajo estos niveles de esfuerzo, existe un aumento en la compresibilidad,

disminución de la permeabilidad, supresión de la dilatancia y disminución del ángulo de fricción (Lo y Roy, 1973; Zoback y Byerlee, 1976; Coop y Lee, 1993; Pestana y Whittle, 1995). Todos estos efectos conducen a un mayor potencial de licuefacción e inestabilidad de la arena en condiciones no drenadas, con significativos excesos de presión de poros y respuesta altamente contractiva (Lade *et al.*, 2009).

Los tranques son construidos comúnmente con la porción

gruesa del material de desecho (relaves), clasificando usualmente como arenas limosas con alto contenido de finos no plásticos (SM), siendo este tipo de arenas más susceptibles a licuefacción que arenas limpias (Yamamuro y Lade, 1999). Además, altos niveles tensionales aumentan el contenido de finos dado el daño a las partículas (Barrera *et al.*, 2011; Maureira y Verdugo, 2014). Por lo tanto, el contenido de finos puede tener un efecto significativo en el comportamiento de la arena, dependiendo de la densidad, plasticidad y el contenido de finos con respecto a un contenido de finos límite (fc_{th}). El contenido de finos límite separa dos tipos de comportamiento mecánico para arenas limosas: 1) $fc < fc_{th}$, i.e, la arena predomina en la mezcla y controla el comportamiento, y 2) $fc > fc_{th}$, los finos controlan el comportamiento (Polito y Martin, 2001). El valor del contenido de finos límite ha sido propuesto entre 20% y 40% de finos (Thevanayagam *et al.*, 1997; Polito y Martin, 2001; Yang *et al.*, 2006; Biscontin *et al.*, 2007). Respecto a esto, la normativa Chilena para depósitos de relaves autoriza hasta un máximo de 20% finos (DS248, 2007).

El efecto combinado del incremento de confinamiento y el alto contenido de finos conlleva un aumento en el potencial de licuefacción, incrementando el riesgo asociado a la estabilidad de los tranques, motivando el estudio del efecto del confinamiento y los finos no plásticos en la respuesta de las arenas de relave. En este contexto, este estudio se enfoca en la respuesta no drenada de una arena de relaves con contenido de finos entre los límites permitidos por la normativa chilena, bajo carga triaxial no drenada y confinamientos iniciales entre 0.2 y 5 MPa.

Metodología experimental

El estudio considera 56 ensayos CIU para explorar el efecto del contenido de finos y el confinamiento sobre el comportamiento no drenado de una arena de relaves. Dos arenas fueron preparadas, una con 1% de finos y otra con 20%. Para cada arena, fueron preparadas probetas a distintos índices de vacío iniciales cubriendo densidades baja, media y alta. Todos los ensayos parten de 0.01 MPa de confinamiento y son consolidados isotrópicamente hasta los confinamientos deseados entre 0.2 MPa y 5 MPa. Para cada muestra, se obtiene la curva granulométrica antes y después de ensayar para determinar la ocurrencia de rotura de partículas.

Material

La arena utilizada para el estudio proviene de un tranque de relaves ubicado en la zona central de Chile. El material clasifica como una arena fina bien graduada, con partículas angulares a sub-angulares y un 18% de contenido de finos. Antes de preparar las muestras, el material integral se lavó y secó para separar la fracción gruesa de la fina. Después del lavado y secado, la fracción gruesa presenta un contenido de finos remanente menor al 1%. Posteriormente, para lograr la arena con 20% de finos se mezcla la fracción gruesa con la fina. La Figura 1 presenta la curva granulométrica para ambas arenas utilizadas junto con su caracterización geotécnica y una imagen SEM del material integral.

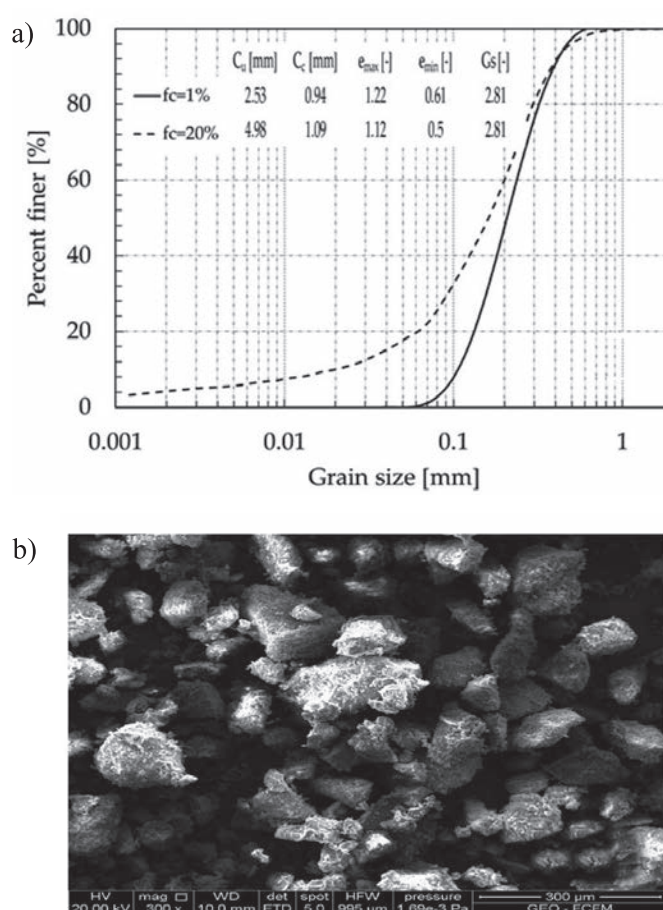


Figura 1: a) Curva granulométrica de las arenas ensayadas y b) imagen SEM de la arena limosa.

Resultados y discusión

Índices de vacío máximo y mínimo

La Figura 2 presenta dos sets de resultados para índices de vacío mínimo y máximo de ensayos realizados por

Córdova (2017) y Bravo (2018) en la misma arena aquí estudiada, con contenido de finos variando entre 1% y 100%, estimados con el método Japonés (JGS, 2000) y el método propuesto por la ASTM D4254 (2000).

Se observa un comportamiento similar para ambos sets de ensayos, con un decrecimiento inicial de ambos índices de vacíos hasta 30% de finos para $e_{\max}$ y hasta 50% para $e_{\min}$. Mas allá de este mínimo, ambos $e_{\max}$ y $e_{\min}$ muestran un incremento hasta alcanzar 100% de finos. Este comportamiento es similar al reportado en la literatura para otras arenas (Polito y Martin, 2001; Yang *et al.*, 2006; Cubrinovsky y Ishihara, 2002; Lade *et al.*, 1998). Además, estos mismos autores sugieren que a partir del contenido de finos límite (fc_{th}) el comportamiento del material es controlado por la fracción fina. Este contenido de finos ha sido reportado entre 20% y 40%. En este sentido, la normativa Chilena (DS248, 2007) previene que el material pase a estar controlado por su fracción fina, lo cual no es deseado desde el punto de vista geotécnico.

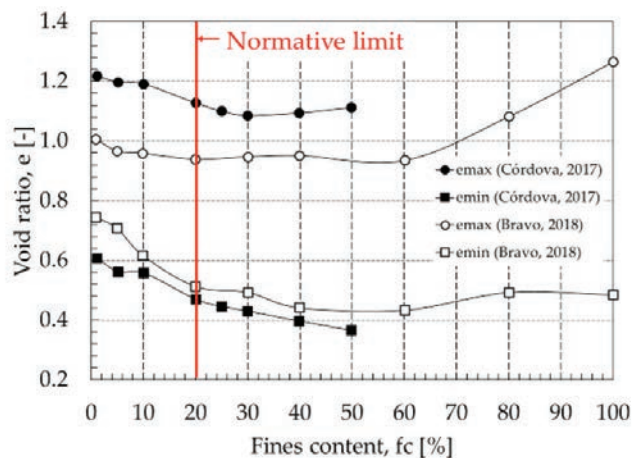


Figura 2: Variación de los índices de vacío mínimo y máximo con el contenido de finos para la arena en estudio

Resistencia no drenada

La Figura 3 presenta la resistencia al corte no drenada en función de la densidad relativa para ambas arenas ensayadas. Los resultados muestran que, para obtener la misma resistencia al corte no drenada, la arena con 20% de finos requiere un mayor nivel de densidad relativa que la arena limpia. Por lo tanto, los resultados sugieren que es más conveniente contar con un menor contenido de finos.

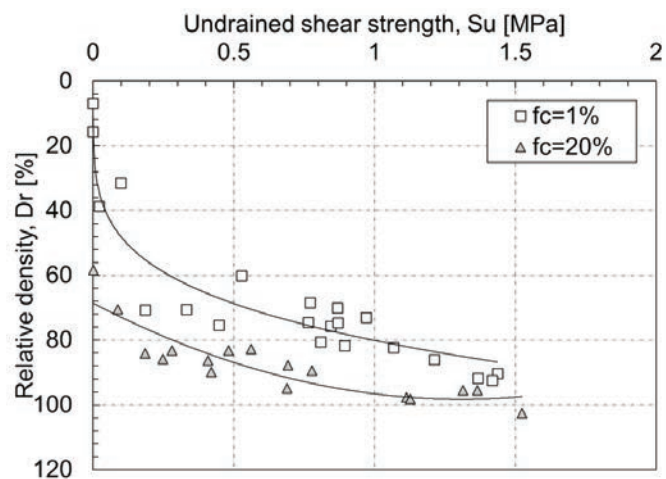


Figura 3: Resultados de resistencia no drenada.

Envolvente de falla en plano q-p

Las Figuras 4a y 4b presentan las envolventes de falla en el plano q - p' para las dos arenas ensayadas. La Figura 4a muestra los resultados para los ensayos triaxiales realizados, mientras que la Figura 4b muestra los mismos resultados en conjunto con los resultados de ensayos triaxiales drenados realizados por Bravo (2018) en las mismas arenas.

A pesar de la diferencia en el contenido de finos, las envolventes de falla obtenidas a través de los ensayos CIU (Figura 4a), para ambas arenas, son prácticamente iguales, con un ángulo de fricción de 35° . Cuando se incluyen los ensayos drenados (Figura 4b), la envolvente de falla alcanza niveles tensionales de hasta $p' = 8$ MPa, y comienza a curvarse para tensiones sobre $p' = 3$ MPa. Cabe destacar que el rango de presiones donde se observa la curvatura de la envolvente de falla es solo alcanzado por los ensayos drenados (para los confinamientos iniciales de este estudio). En materiales granulares, la curvatura de la envolvente de falla se asocia principalmente con la rotura de partículas (Bishop, 1966), y se ha reportado que disminuye (la curvatura) con el aumento del contenido de finos (Lee y Farhoomand, 1967), lo cual explica porque la arena limpia muestra una mayor curvatura que la arena limosa. Otra observación importante, es que para el rango de presiones donde existen datos para ensayos drenados y no drenados, se obtiene la misma envolvente de falla ($\phi = 35^\circ$).

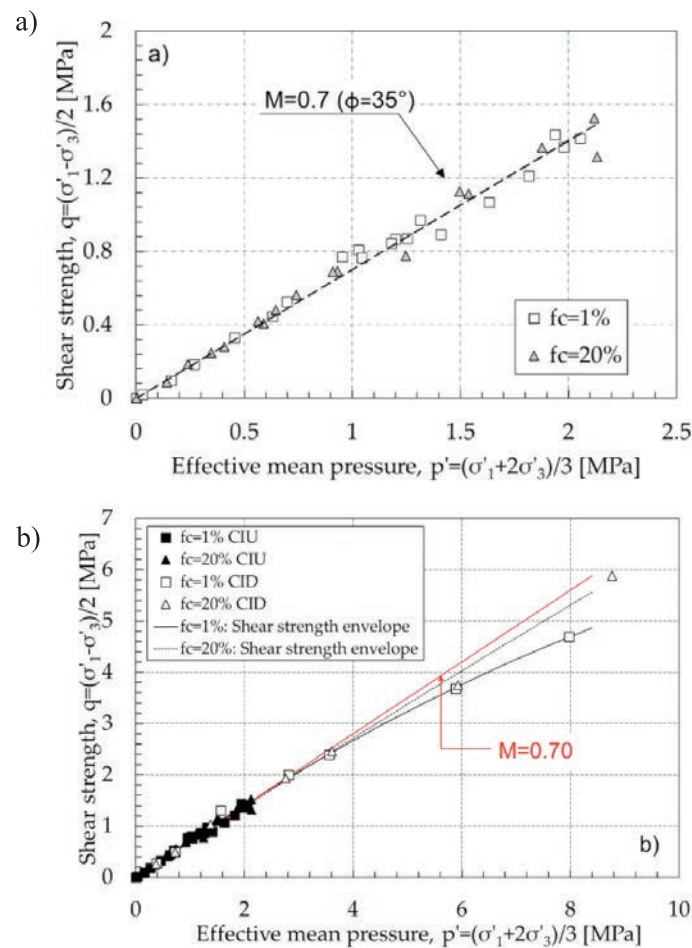


Figura 4: a) Envolvente de falla para ensayos no drenados y b) envolvente de falla para ensayos drenados y no drenados.

Líneas de estado crítico

La Figura 5 presenta las líneas de estado crítico para las dos arenas ensayadas obtenidas a través de ensayos triaxiales no drenados, mientras que la Figura 6 presenta las líneas de estado crítico obtenidas a través de los ensayos drenados (Bravo, 2018) y no drenados. Las líneas de estado último se asumen que siguen la forma de una ecuación potencial como se indica a continuación:

$$e = \Gamma - \lambda \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^n \quad (1)$$

donde p_{ref} corresponde a una presión de referencia igual a 1 MPa, mientras que Γ es el índice de vacíos para $p' = p_{ref}$, λ es la pendiente y n es un parámetro de ajuste.

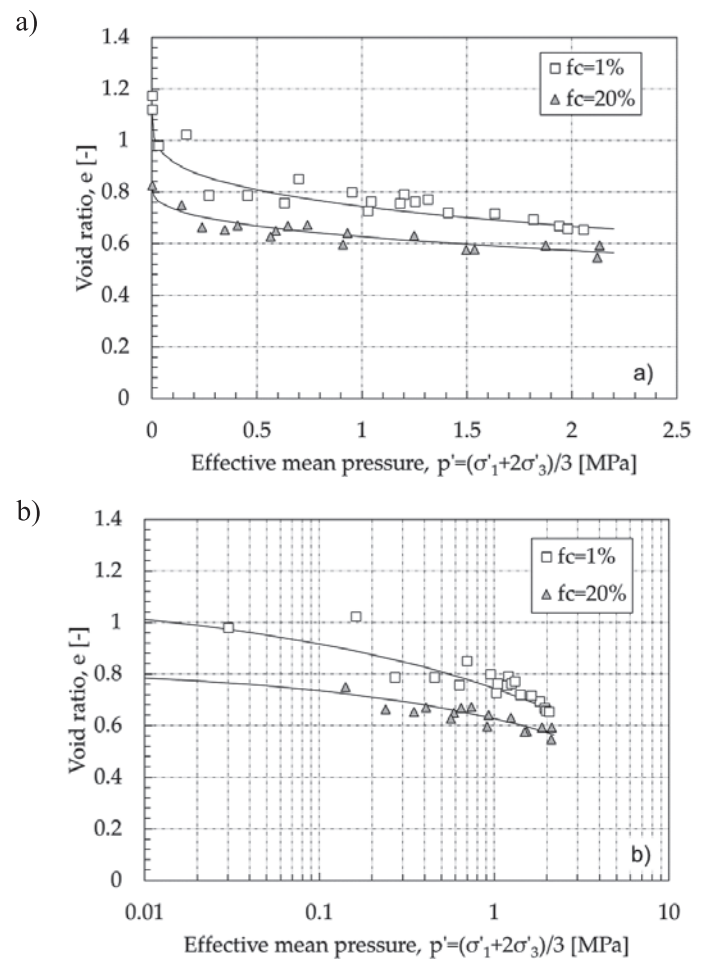


Figura 5: Líneas de estado crítico obtenidas a partir de ensayos CIU: a) escala lineal y b) escala logarítmica

De la Figura 5 se observa que al aumentar el contenido de finos la línea de estado crítico se traslada hacia menores índices de vacío en el plano $e-p'$, comportamiento previamente reportado en arenas con varios contenidos de finos (Yang *et al.*, 2006; Zlatovic e Ishihara, 1995). La Figura 6 incluye los resultados de triaxiales drenados realizados por Bravo (2018) en la misma arena y se observa que los resultados caen en las líneas de estado crítico definidas por los ensayos no drenados, indicando que la línea de estado crítico es independiente de la condición de drenaje de la carga (Verdugo e Ishihara, 1996). Ambas arenas muestran una transición suave de bajas a altas presiones, señal de un bajo daño sobre las partículas (Mesri y Vardhanabhuti, 2009), y parecieran tender hacia un único valor de índice de vacíos a altas presiones.

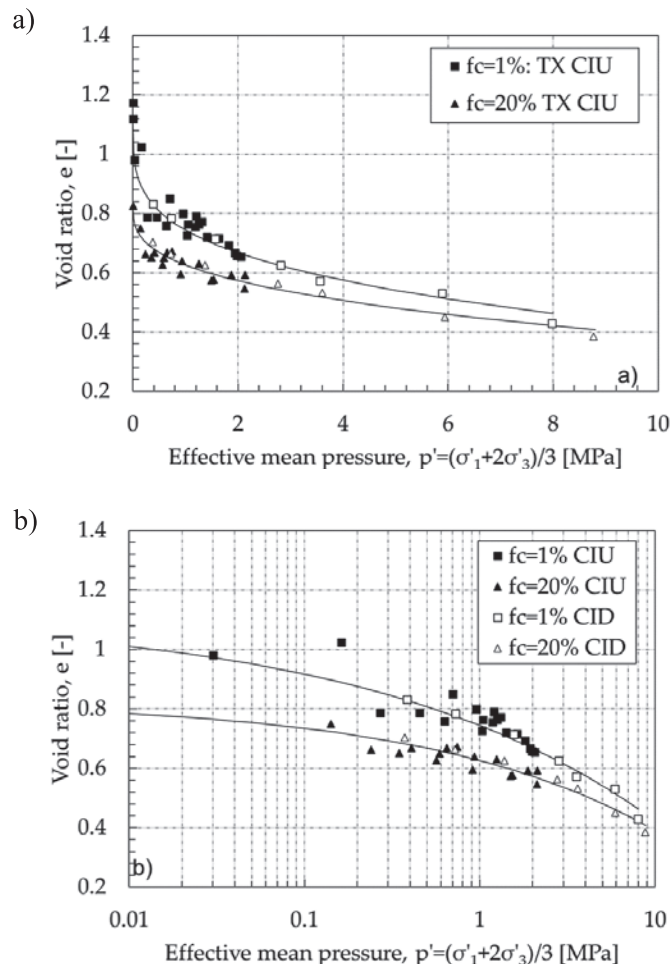
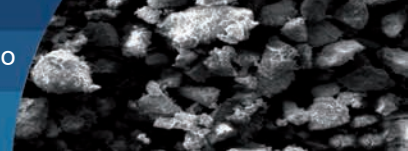


Figura 6: Líneas de estado crítico obtenidas a partir de ensayos CIU y CID (ensayos CID tomados de Bravo, 2018): a) escala lineal y b) escala logarítmica

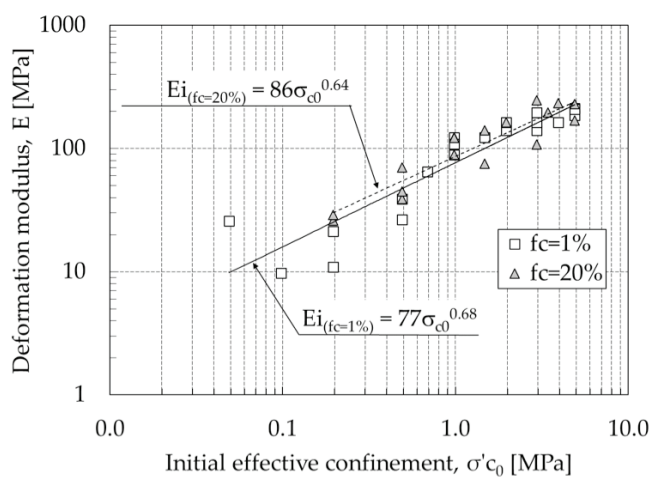


Figura 7: Módulo de deformación inicial E_i versus confinamiento inicial.

Módulo de deformación

La Figura 7 presenta el módulo de deformación E_i para las dos arenas ensayadas y como este varía con el confinamiento inicial. En este caso, se observa que los finos no tienen un efecto significativo sobre el módulo de deformación, cayendo todos los puntos en una delgada banda, aumentando la rigidez con el confinamiento.

Rotura de partículas

La razón entre el contenido de finos final e inicial es utilizada para cuantificar la rotura de partículas. El uso de este parámetro es justificado en observaciones previas en que en arenas de relaves no existe rotura explosiva de los granos (en el rango de presiones estudiadas), si no que un pulido de la superficie de las partículas, generando un aumento del contenido de finos y manteniendo la fracción gruesa prácticamente constante (Bravo, 2018; Córdova, 2017; Córdova *et al.*, 2019; Maureira y Verdugo, 2014; Barrera *et al.*, 2011).

La Figura 8 presenta la variación de la razón del contenido de finos f_{c_f}/f_{c_i} en función del contenido de finos inicial para tres estados de carga: Compresión Isotrópica (IC), Triaxial Drenado (CID) y Triaxial No Drenado (CIU) para confinamientos iniciales entre 1 y 5 MPa. Los resultados para compresión isotrópica son los reportados por Córdova (2017), mientras que los de triaxial drenado son reportados por Bravo (2018). Además, resultados para 5 y 10% de finos de Córdova (2017) y Bravo (2018) son incluidos. Los resultados muestran un rápido y constante descenso

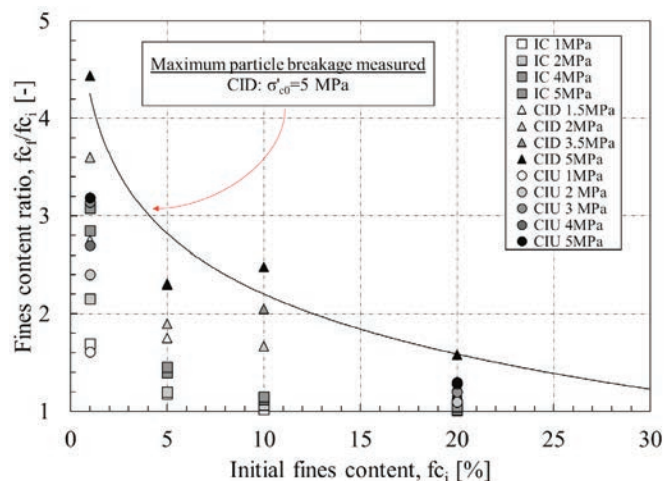
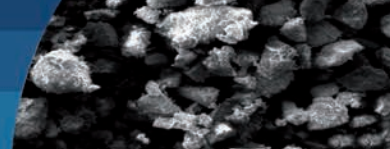


Figura 8: Variación de la razón de contenido de finos con el contenido de finos inicial f_{c_f}/f_{c_i}



de la rotura de partículas a medida que el contenido de finos inicial incrementa, alcanzando su mínimo para un 20% para las tres condiciones de carga. También se observa que la mayor cantidad de rotura de partículas se da bajo condición drenada, seguida por condición no drenada, y la mínima rotura se da para la compresión isotrópica. Resultados similares han sido reportados para otras arenas por otros autores (Yu, 2017; Lade *et al.*, 1996; Bishop, 1966).

Conclusiones

De la interpretación y análisis de los resultados, dentro del rango de presiones y contenido de finos estudiados, se puede concluir lo siguiente:

La normativa Chilena previene que el comportamiento del material (arena de relaves) pueda ser controlado por la fracción fina.

El efecto del contenido de finos es claro cuando se grafica con respecto a la densidad relativa. Aquí se observa que aumenta de 1% a 20% el contenido de finos, se produce una disminución de la resistencia no drenada del material.

A pesar del amplio rango de contenido de finos, las envolventes de falla son prácticamente la misma, indicando una baja sensibilidad del ángulo de fricción al contenido de finos. Para tensiones superiores a 3 MPa, las cuales son alcanzadas solo a través de ensayos drenados (para los confinamientos iniciales de este estudio), se observa una marcada curvatura de las envolventes de falla, siendo esta mayor en la arena limpia ($f_c = 1\%$).

El contenido de finos no muestra tener un efecto significativo en el módulo de deformación inicial (E_i), sugiriendo que este parámetro también es poco sensible a los finos.

La línea de estado crítico se desplaza hacia menores índices de vacío en el plano ($e-p'$) al aumentar el contenido de finos. Fue posible ajustar una curva potencial para ambas líneas de estado crítico a partir de los resultados de los ensayos CIU, y se observa que los resultados de los ensayos drenados caen sobre dichas curvas, mostrando que la línea de estado crítico es independiente de la condición de drenaje de la carga. Además, las curvas muestran una suave transición desde las bajas presiones a las altas presiones, sugiriendo un bajo nivel de daño en las partículas.

La rotura de partículas fue medida a través de la razón entre

el contenido de finos final e inicial (f_{cf}/f_{ci}). Se observa que al aumentar el contenido de finos se produce un rápido descenso en el daño en las partículas. Sin embargo, se observa que la rotura de partículas cuantificada no tiene un efecto significativo en la respuesta de las arenas.

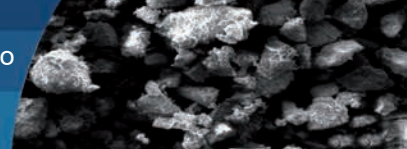
Finalmente, los resultados sugieren que el contenido de finos máximo permitido por la normativa Chilena (DS248, 2007) es adecuado para asegurar un comportamiento controlado por la fracción gruesa del material.

Agradecimientos

Se extienden agradecimientos al Fondo Nacional de Desarrollo Científico y Tecnológico FONDECYT por financiar esta investigación a través del aporte N°11181252.

Referencias

- ASTM D4254 (2000). Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density. ASTM International, West Conshohocken PA, USA.
- Barrera, S., Valenzuela, L. and Campaña, J. (2011). Sand tailings dams: design, construction and operation. *Tailings and Mine Waste Conference*, University of British Columbia, Norman B. Keevil Institute of Mining Engineering, Vancouver BC, Canada
- Biscontin, G., Cola, S., Pestana, J.M. and Simonini, P. (2007). Unified compression model for Venice lagoon natural silts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 133(8), 932-942
- Bishop, A.W. (1966). The strength of soils as engineering materials. *Géotechnique* 16(2), 91-130
- Bravo, M. (2018). *Efecto del confinamiento y el contenido de finos no plásticos en el comportamiento monótono drenado de arenas de relave*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile
- Coop, M.R. and Lee, I.K. (1993). The behaviour of granular soils at elevated stresses. *Predictive Soil Mechanics: Proceedings of the Wroth Memorial Symposium*, St Catherine's College, Oxford, G.T. Housby and A.N. Schofield (eds.), Thomas Telford Publishing, UK, 186-198
- Córdova, C. (2017). *Efecto del contenido de finos no plásticos en la compresibilidad y rotura de partículas de arenas de relave*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile



- Córdova, C., Ochoa, F., Verdugo, R., Olguín, R., Bravo, M. y Mercado, V. (2019). Comportamiento isotrópico a altas presiones de arenas de relave con finos no plásticos. *Obras y Proyectos* **26**, 17-26
- Cubrinovski, M. and Ishihara, K. (2002). Maximum and minimum void ratio characteristics of sands. *Soils and Foundations* **42**(6), 65-78
- DS248 (2007). Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves. Ministerio de Minería, Santiago, Chile
- JGS (2000). Test methods for minimum and maximum densities of sands. Soil testing standards. Japanese Geotechnical Society JGS, 136-138
- Lade, P.V., Yamamuro, J.A. and Liggio, C.D. (2009). Effects of fines content on void ratio, compressibility and static liquefaction of silty sand. *Geomechanics and Engineering* **1**(1), 1-15
- Lade, P.V., Liggio, C.D. and Yamamuro, J.A. (1998). Effects of non-plastic fines on maximum and minimum void ratios of sand. *Geotechnical Testing Journal* **21**(4), 336-347
- Lade, P.V., Yamamuro, J.A. and Bopp, P.A. (1996). Significance of particle crushing in granular materials. *Journal of Geotechnical Engineering* **122**(4), 309-316
- Lee, K.L. and Farhoomand, I. (1967). Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression. *Canadian Geotechnical Journal* **4**(1), 68-86
- Lo, K.Y. and Roy, M. (1973). Response of particulate materials at high pressures. *Soils and Foundations* **13**(1), 61-76
- Maureira, S. y Verdugo, R. (2014). El fenómeno de rotura de partículas en suelos arenosos. *VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, PUC y SOCHIGE, Santiago, Chile, artículo A24
- Mesri, G. and Vardhanabhuti, B. (2009). Compression of granular materials. *Canadian Geotechnical Journal* **46**(4), 369-392
- Pestana, J.M. and Whittle, A.J. (1995). Compression model for cohesionless soils. *Géotechnique* **45**(4), 611-631
- Polito, C.P. and Martin II, J.R. (2001). Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **127**(5), 408-415
- Thevanayagam, S., Ravishankar, K. and Mohan, S. (1997). Effects of fines on monotonic undrained shear strength of sandy soils. *Geotechnical Testing Journal* **20**(4), 394-406
- Verdugo, R. (2009). Seismic performance based-design of large earth and tailings dams. *Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering*, Tsukuba, Japan, Kokusho, Tsukamoto and Yoshimine (eds.), Taylor & Francis Group, London, UK, 41-60
- Verdugo, R. and Ishihara, K. (1996). The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations* **36**(2), 81-91
- Yamamuro, J.A. and Lade, P.V. (1999). Experiments and modelling of silty sands susceptible to static liquefaction. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* **4**(6), 545-564
- Yang, S., Lacasse, S. and Sandven, R. (2006). Determination of the transitional fines content of mixtures of sand and non-plastic fines. *Geotechnical Testing Journal* **29**(2), 102-107
- Yu, F.W. (2017). Particle breakage and the critical state of sands. *Géotechnique* **67**(8), 713-719
- Zlatovic, S. and Ishihara, K. (1995). On the influence of non-plastic fines on residual strength. *First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Tokyo, Japan, K. Ishihara (ed.), Balkema, the Netherlands, vol. 2, 239-244
- Zoback, M.D. and Byerlee, J. D. (1976). Effect of high-pressure deformation on permeability of Ottawa sand. *AAPG Bulletin* **60**(9), 1531-1542



The impact of considering the vertical seismic coefficient k_v on the pseudo-static slope stability analysis of downstream tailings sand dams

El impacto de incluir el coeficiente sísmico vertical k_v en el análisis de estabilidad pseudo-estático de tranques de relaves construidos con arenas mediante el método constructivo aguas abajo

Fecha de entrega: 4 de abril 2022

Fecha de aceptación: 17 de agosto 2022

Camilo Morales, Alberto Bard and Carolina Palma

SRK Consulting, Av Vitacura 2939, Las Condes, Región Metropolitana de Santiago, Chile, camorales@srk.cl, abard@srk.cl, cpalma@srk.cl

In Chile, the limit equilibrium analysis under pseudo-static conditions is compulsory according to the Supreme Decree 248 (DS248, 2007), which establishes a minimum factor of safety (FoS) of 1.2 for stability analysis. In Chilean geotechnical practice, it is usually considered just the horizontal seismic coefficient (k_h) for the analyses. However, there is a constant discussion about the necessity of applying both horizontal and vertical seismic coefficient (k_v) into the analyses. In addition, there is uncertainty about what k_v/k_h should be considered and the effect that the sense of application (upward or downward) could have on the FoS. This paper presents an analysis of the effect of considering different $|k_v|/k_h$ from 0 to 1 on both analysis directions for generic downstream tailings sand dam. Based on this, different dam heights, beach lengths and seepage conditions are also analysed. The obtained results show that when both k_h and k_v are applied, the FoS increase if k_v acts downward and decrease when it acts upward. In addition, the effect for $|k_v|/k_h \leq 0.5$ is almost neglectable, especially for $k_h \leq 0.15$. Furthermore, although a short beach length significantly impacts the FoS, the influence of applying both k_h and k_v seems to be independent of the beach length.

Keywords: pseudo-static analysis, downstream tailings dams, vertical seismic coefficient

En Chile, de acuerdo con el Decreto Supremo 248 (DS248, 2007), el análisis de equilibrio límite en condiciones pseudo-estáticas es obligatorio, debiendo asegurarse un factor de seguridad mínimo (FS) de 1.2. En la práctica geotécnica chilena, generalmente en los análisis se considera solo el coeficiente sísmico horizontal (k_h). Sin embargo, existe una constante discusión sobre la necesidad de también aplicar el coeficiente sísmico vertical (k_v) en los análisis. Además, existe incertidumbre sobre qué razón de k_v/k_h se debe considerar para los análisis y el efecto en los factores de seguridad con el sentido de aplicación del coeficiente sísmico vertical (hacia arriba o hacia abajo). Este artículo presenta un análisis del efecto de considerar razones de k_v/k_h de 0 a 1 en ambas direcciones de análisis para un tranque de relaves genérico con muro de arena, construido mediante el método de aguas abajo para diferentes alturas del muro, longitudes de playa y condiciones de drenaje. Los resultados obtenidos indican que cuando se aplican tanto k_h como k_v , el FS aumenta si k_v actúa hacia abajo y disminuye si actúa hacia arriba. Además, para $|k_v|/k_h \leq 0.5$ el efecto es prácticamente despreciable, especialmente para $k_h \leq 0.15$. Por último, si bien un largo de playa menor tiene un gran impacto en el FS, la aplicación de k_h y de k_v parece ser independiente del largo de playa.

Palabras clave: análisis pseudo-estático, tranques de relaves, coeficiente sísmico vertical

Introduction

Several tailings storage facilities (TSFs) failures have been reported worldwide in the past decades (Rico *et al.*, 2008). Most of them occurred in tailings dams that

were constructed using cyclone sand tailings (the coarse fraction of the tailings) as the primary material of the dam (Villavicencio *et al.*, 2014). In recent years, great attention has had the dam disasters in Canada on the Mount Polley Dam (2014) and the failures of the Brazilian dams in the

Fundão dam in 2015 and more recently in the Feijão I dam in 2019. All of them causing severe environmental damages (Morgenstern *et al.*, 2015, 2016; Robertson *et al.*, 2019).

In Chile, most of the tailings dam's failures have been triggered by earthquakes (mainly because of flow failure or seismic liquefaction), although also many failures have been recorded due to overtopping, seepage, and foundation instability (ICOLD, 2001; Troncoso, 2002; Rico *et al.*, 2008; Ramírez, 2010; Villavicencio *et al.*, 2014).

In terms of the Chilean regulatory framework, two major regulations have been published in the mining history of Chile regarding the design, construction, and operation of tailings storage deposits (Villavicencio *et al.*, 2014). These are the Supreme Decree No. 86 (DS86, 1970) and the Supreme Decree No. 248 (DS 248, 2007). The first one was influenced by the collapse of the sand tailings dam of El Cobre after the $M_w = 7.4$ La Ligua 1965 earthquake. This Supreme Decree (DS86, 1970) established the first guidelines for tailings dam design forbidding the construction of upstream dams and demanding a minimum factor of safety FoS of 1.2 under pseudo-static conditions, among other guidelines (Barrera *et al.*, 2011).

Supreme Decree DS 248 (2007) updated Supreme Decree DS86 (1970) on the 11 of April 2007. According to Villavicencio *et al.* (2014), there are some of the new geotechnical requirements: sand tailings for dam construction must have less than 20% of fines content (< 0.075 mm), a minimum freeboard and a crest width of 2 and 1 m must be ensured, respectively. In addition, the retaining sand dam must have an underlying drainage system, and the pond must be located as far as possible from the sand dam. Regarding the slope stability of tailings dams, limit equilibrium analyses (LEA) are required for the operational and closure phases, considering static and pseudo-static conditions with ensuring a minimum FoS of 1.2. Moreover, it establishes that is required a dynamic stress-strain numerical analysis to assess horizontal and vertical displacements for tailings dams over 15 m height, which are usually defined as large dams (ANCOLD, 2012).

Although performing pseudo-static slope stability analysis is compulsory before carrying out the dynamic analysis, and it can even cause a project to be discarded if the FoS

is less than 1.2, no guidelines are provided regarding the consideration of the vertical seismic coefficient k_v into the analyses. Moreover, when k_v is considered, the discussion usually arises about what vertical to the horizontal seismic coefficient ratio k_v/k_h and direction of application (upward or downward) should be considered for the analyses. In this paper, a number of combinations of k_v/k_h from 0 to 1.0 are analysed considering both analysis directions. The analysis is performed using a deterministic approach for a generic downstream tailings sand dam for different dam heights, beach lengths and seepage conditions to quantify the effect on the FoS when considering the k_v under all these conditions.

Effect of k_v on seismic slope stability

Kramer (1996) defined the evaluation of seismic slope stability as one of the most frequent and challenging activities of geotechnical earthquake engineering practice. Analytical methods ranging from pseudo-static limit equilibrium analysis are widely incorporated in several commercial software that can rapidly compute and assess the slope performance providing a FoS with different computing methods. In general terms, the pseudo-static approach is essentially the same as the static one, but it considers a horizontal force F_h that represents the earthquake load (Vick, 1983). This force is usually represented by the horizontal seismic coefficient k_h multiplied by the weight of the potential sliding mass W . Figure 1 presents the typical setting of a generalised pseudo-static analysis where both horizontal and vertical forces F_v are considered.

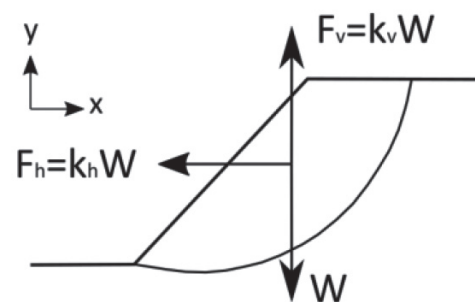


Figure 1: Pseudo-static analysis approach (Melo and Sharma, 2004)

Overall, in low seismicity countries, k_h tends to be lower than 0.1, while in highly seismic countries such as Chile, Peru, Mexico, and Japan, this value ranges from 0.1 to

0.25 depending on the area and the structure type (Melo and Sharma, 2004; Towhata, 2008; Campaña, 2019). In the geotechnical practice of tailings dams, the k_h value is still obtained as a function of the peak ground acceleration PGA of the site-specific probabilistic or deterministic hazard assessment (Kramer, 1996; Towhata, 2008; Campaña, 2019). In the case of Chile, it is widely used the expression proposed by Saragoni (1993), which was adopted from Noda and Uwabe (1976) and modified for Chilean subduction earthquakes for quay wall applications. This expression is presented in the following expression (1):

$$\begin{aligned} k_h &= 0.3(\text{PGA}) \text{ if } \text{PGA} < 0.66g \\ k_h &= 0.22(\text{PGA})^{1/3} \text{ if } \text{PGA} \geq 0.66g \end{aligned} \quad (1)$$

Regarding k_v , there is no unanimity on an expression to assess its value, and it is usually not included in the regulatory frameworks and hence neglected in the analysis ($k_v = 0$). Nonetheless, when is considered, it is usually estimated as a fraction of the horizontal seismic coefficient ranging from 30 to 100% of k_h . This consideration arises, given historical data that shows that the up-down component of earthquakes varies between those values of the horizontal components (EW-NS) (Towhata, 2008). Hence, both k_h and k_v end up being commonly estimated from the PGA. Consequently, with the increasing values of PGA that are currently being reported in Chilean earthquake engineering practice in both probabilistic and deterministic site hazard assessments, it is important to quantify the influence of the k_v parameter into the pseudo-static analyses.

Historically, there are different views about how the results can be affected. For instance, Sarma (1975) found that vertical pseudo-static forces were not important enough to be considered in the design of earth dams. On the other hand, authors have recently found that the effect varies whether the slope has cohesion or is purely frictional. Sahoo *et al.* (2018) found that the FoS and yield acceleration of a cohesionless soil slope increases with an increase in k_v for a given value of k_h when k_v is applied in the downward direction, and the effect is the opposite when k_v is applied upward. Sahoo *et al.* (2018) also found that the effect of k_v on the slope stability is neglectable when $k_h < 0.2$ and that the effect of k_v is significant when $k_h \geq 0.2$.

Regarding materials with both cohesive and frictional components ($c-\phi'$ slope), Sahoo and Shukla (2021) found that the application of k_v in the upward direction results in a lower FoS. However, Shukha and Baker (2008) found that for very steep $c-\phi'$ slopes, the critical condition is when k_v is applied in the upward direction and for a gentle slope, this occurs when k_v is applied in the downward direction. Specifically, if k_v is neglected, significant errors could be produced when computing the FoS for steep ($> 45^\circ$) and gentle slopes, while for intermediate slopes, the error is tolerable (Shukha and Baker, 2008). Another key finding of that study is that the error increases with the increase of the $|k_v|/k_h$ ratio, being critical for places close to the epicentre, where $|k_v|/k_h$ is close to 1 (Shukha and Baker, 2008).

Geotechnical model

Figure 2 shows the generic model developed used for the stability analysis of a downstream construction dam. Based on this, four geotechnical units can be identified: the foundation soil, basal drain, tailings sand dam and tailings slimes. For simplification, the started dam, usually constructed with borrow material or rockfill (Vick, 1983; Blight, 2010), was not considered.

A crest width of 10 m was considered with a freeboard of 3 m. Regarding the dam height, five dam heights H were analysed: 20, 40, 60, 80 and 100 m for two different overall downstream slope inclinations i : 4:1 and 3.5:1 (H:V), which results in a slope angle α of 18° and 16° , respectively. An average slope of 2.5:1 (H:V) was considered constant for all the analyses for the upstream slope. In addition, a slope of 1% was considered on the tailings surface as an average condition for conventional tailings (Blight, 2010). For all the mentioned cases, three beach lengths ratios L/H were analysed: 5, 7 and 9, and two drainage conditions were also considered, the first one with a fully operational drain, i.e. zero pressure boundary condition (BC) applied, and a

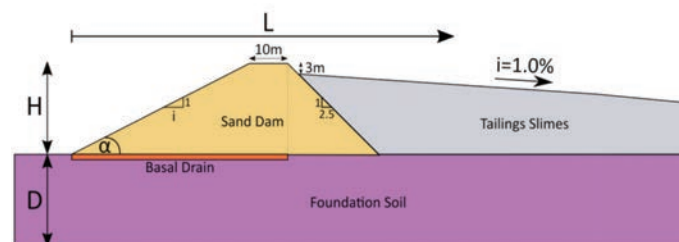


Figure 2: Tailing dam geotechnical model

clogged drained scenario (no zero-pressure BC applied). All these combinations of cases were analysed for a $k_h = 0.1, 0.15, 0.2$ and 0.25 considering $|k_v|/k_h = 0, 1/3, 1/2, 2/3$ and 1 and k_v applied in the upward ($\uparrow$) and downward ($\downarrow$) direction. Figure 3 summarises all the combinations analysed, which resulted in 2160 cases of analysis.

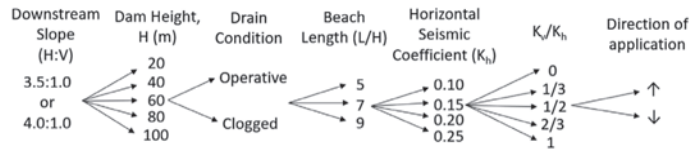


Figure 3: Example of the decision tree considered for the analysis

For estimating the phreatic surface for the different beach lengths ratios L/H , a finite element steady-state analysis was performed in Slide2 (2018) for each slope stability analysis. Regarding the hydraulic properties of tailings sands and slimes, a saturated constant permeability of $K_v^{\text{sat}} = 3 \cdot 10^{-6}$ m/s and $K_h^{\text{sat}} = 10^{-7}$ m/s was considered according to Valenzuela (2015, 2016). Regarding the anisotropy, an increase of 5 and 10 times in the horizontal direction has been considered for the tailings sands and slimes, respectively. These values follow similar procedures available in the literature for steady-state analyses, such as Valenzuela (2015, 2016) and Sarsby (2013). Regarding the drainage system, a saturated constant permeability of $K_v^{\text{sat}} = 10^{-4}$ m/s (for both directions) has been considered for the basal drain (Blight, 2010). For simplicity, the foundation soil has been considered impermeable ($K_v^{\text{sat}} = 10^{-20}$ m/s).

In terms of the mechanical properties, it is assumed a drained behaviour for the tailings sands under the assumption that tailings sands have been compacted to 95% of the modified Proctor test and that the stress levels will not cause a contractive behaviour of the material. Notwithstanding, this assumption is not the standard

practice and is far from the Chilean engineering practice; in the second part of this research, the undrained response (purely cohesive materials below the phreatic surface) is considered in the analyses to compare both results.

Table 1 presents the Mohr-Coulomb parameters adopted for each unit. Again, to isolate the effect of the foundation and the basal drain, both materials were considered with infinite strength. In general terms, tailings slimes and sands were considered cohesionless according to Blight (2010) and Sarsby (2013). The friction angle of tailings sands and slimes was considered using the average parameters provided by Vick (1983).

Figure 4 shows the potential slipping surfaces considered for the FoS estimation. In terms of the potential slipping surface shape, only non-linear semicircular-type and wedge-type shapes were considered to estimate the FoS, following recommendations of the literature (Villavicencio *et al.*, 2014, Troncoso, 1996; Blight, 2010). Regarding the potential slipping volume, only slipping surfaces that involves at least 50% of the crest width were considered. In addition, only potential slipping surfaces with a minimum depth h_{min} of 20% of the dam height H were considered for the FoS computation. Finally, the FoS was estimated using the Morgenstern and Price (1965) methodology implemented into Slide2 (2018), which consider the equilibrium of forces (x-y) and moments.

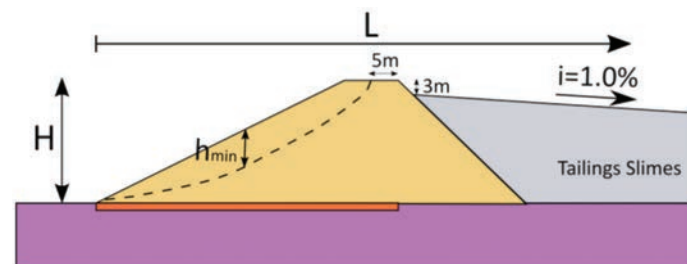


Figure 4: Slip surface shape considered for the analyses

Table 1: Geotechnical properties considered for the analyses

Geotech-nical unit	Dry unit weight γ_d , kN/m ³	Saturated unit weight γ_{sat} , kN/m ³	Friction angle ϕ , °	Cohesion c , kPa	Saturated vertical permeability K_v^{sat} , m/s	Saturated horizontal permeability K_h^{sat} , m/s
Sand dam	16	18	35	0	3×10^{-6}	1.5×10^{-5}
Tailings	14	18	25	0	10^{-7}	10^{-6}

Results

Figure 5 shows the FoS obtained for the slipping surfaces for a 100 m dam height, $H:V = 3.5:1.0$ slope, considering a clogged drain, a beach length of $L/H = 5$, and seismic coefficients of $k_h = 0.2$ and $k_v = -0.2$. In addition, Figure 6 shows the results obtained for a downstream slope of $H:V = 4:1$ and $L/H = 5$ for two different pseudo-static scenarios $k_h = 0.1$ and 0.25 . According to this, Figure 6(a) presents the results for a fully operative drain (zero pressure BC applied) and Figure 6(b) shows the results for a clogged drain scenario. From Figure 6(a), the results suggest that the dam's height has almost no effect on the FoS when the drain is connected to the atmospheric pressure. In addition, it seems that an increase of the $|k_v|/k_h$ causes the same effect for each dam height of analysis. This effect can be explained since, if the drain has the zero-pore pressure BC applied, all the water is collected on the basal drain, and no water table appears on the toe of the dam. Hence, the potential slipping surface is always “dry”, and the pore water pressure does not influence the potential sliding surface. On the other hand, from Figure 6(b), there is a confirmation that the phreatic surface influences the results by decreasing the FoS.

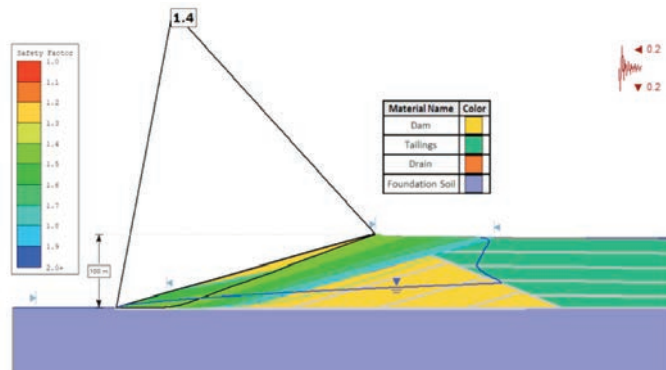


Figure 5: Example of the slipping surfaces obtained for a downstream dam with a $H:V = 3.5:1.0$ slope; $H = 100$ m, a beach length of $L/H = 5$, clogged drain, $k_h = 0.2$ and $k_v = -0.2$

From Figure 6, when there is a water table acting on the toe of the dam, an increase in the dam's height decreases the FoS. Moreover, from both Figures 6(a) and 6(b), the application of k_v in the downward direction increases the FoS, while when k_v is applied in the upward direction, the FoS decreases, which is consistent with the results reported in the literature. Furthermore, the results presented in

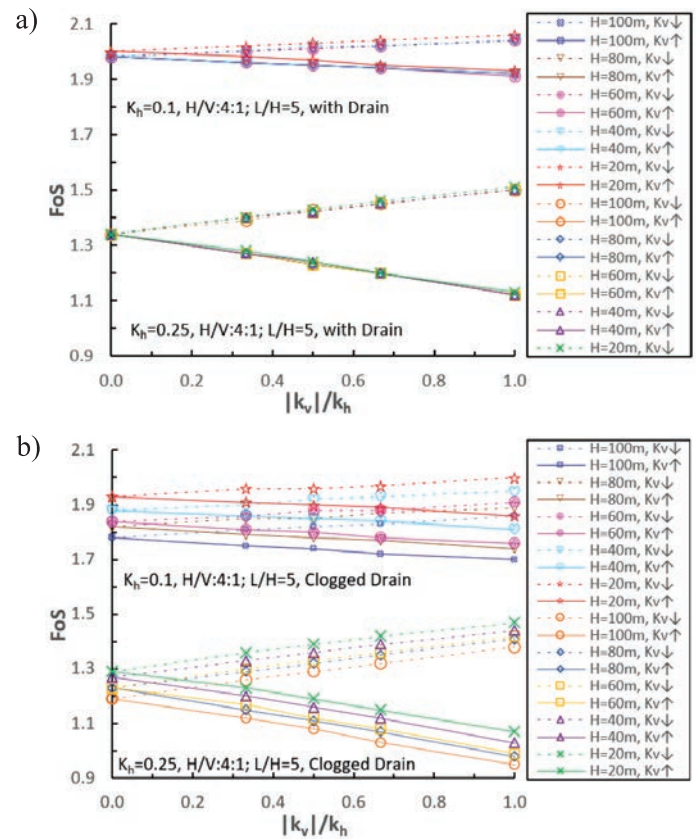


Figure 6: FoS for different $|k_v|/k_h$ ratios for $L/H = 5$ and $H:V = 4:1$ for: (a) fully operative drain and (b) clogged drain

Figure 6 suggests that the change on the FoS varies with a slightly higher rate when $|k_v|/k_h$ is bigger than 0.5.

The results indicate that a higher k_h causes an increase in that rate, decreasing the FoS significantly for $|k_v|/k_h > 0.5$. According to this, Figure 7 presents the percentage of change on the FoS for a dam height of 100 m and $L/H = 5$ considering an (a) operative drain and (b) a clogged drain. Based on this, when $|k_v|/k_h \leq 0.5$, the change on the FoS is within a range of $\pm 5\%$ (depending on the direction of application of k_v). However, when $|k_v|/k_h > 0.5$, the increase or decrease on the FoS is significant for $k_h \geq 0.2$, moderated for $k_h = 0.15$ and very low for $k_h = 0.10$ (less than 5%). In addition, when k_v is applied upward, it has a slightly more substantial influence on the FoS than a k_v applied in the downward direction.

Regarding the effect of the inclination of the downstream slope, Figure 8(a) presents the results of the FoS obtained for an $H:V = 3.5:1$ for the same analysis conditions as in Figure 6(b). In addition, Figure 6(b) compares the percentage of change on the FoS for $H:V = 4:1$ and $3.5:1$.

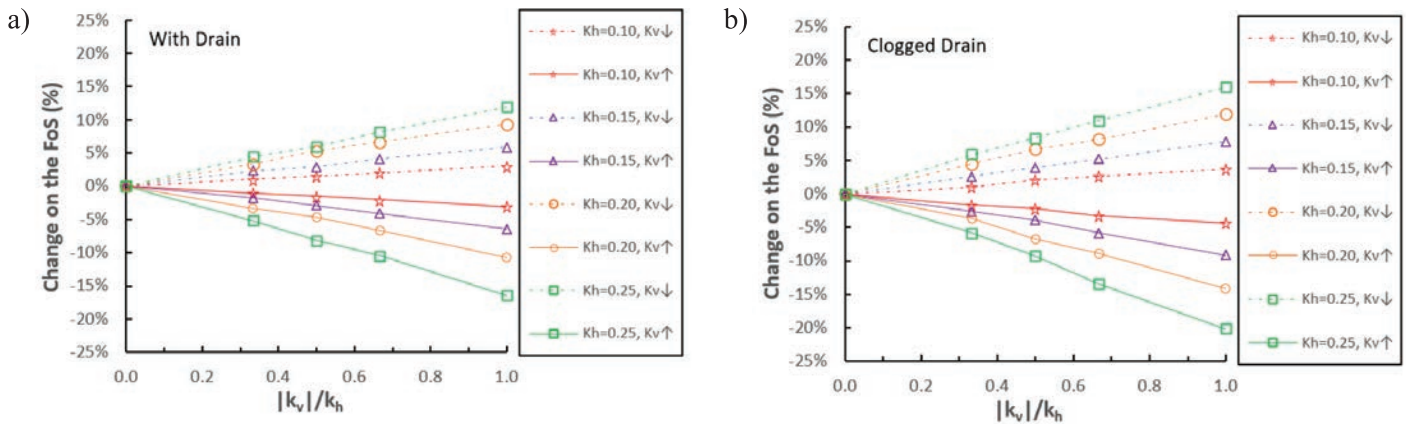


Figure 7: Percentage of change for different k_h and $|k_v|/k_h$ considering an: (a) operative drain and (b) clogged drain

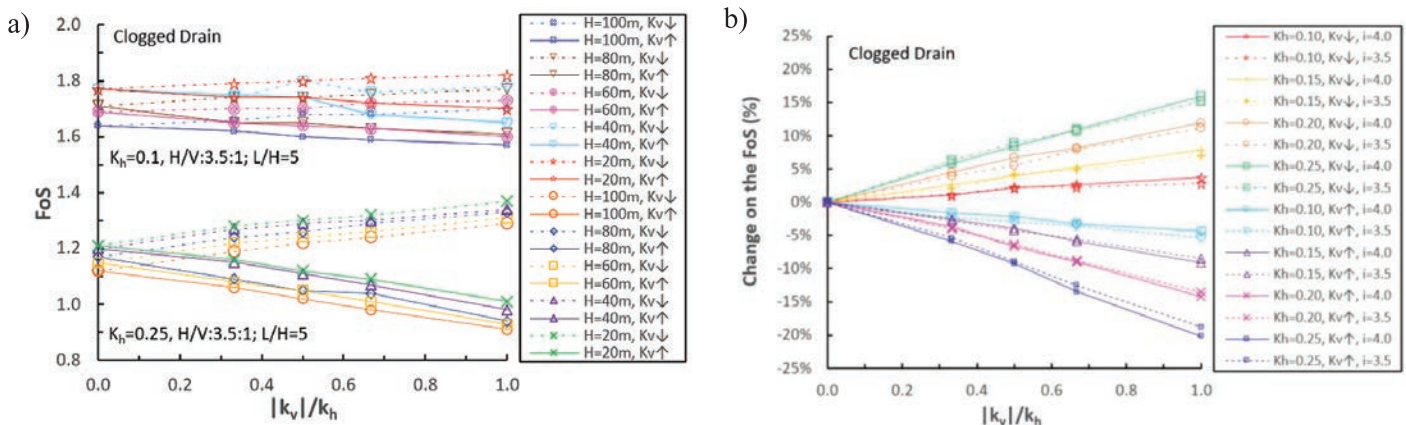


Figure 8: (a) FoS obtained for $H:V = 3.5$ and $k_h = 0.1$ and 0.25 and (b) comparison between the percentage of change on the FoS for both downstream slopes

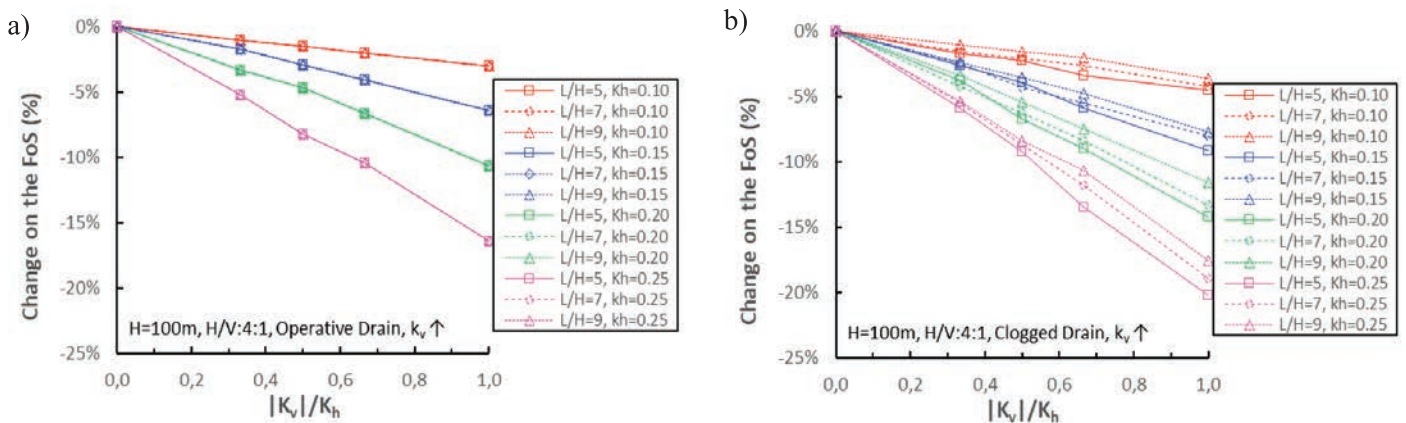


Figure 9: Percentage of change on the FoS for different $|k_v|/k_h$ ratios for $H = 100$ m and $H:V = 4:1$ for: (a) fully operative drain and (b) clogged drain

From both figures, the effect of a slightly steeper slope seems to decrease the effect of increasing both k_h and k_v . Figure 8(b) shows that the percentage of change on the FoS is slightly higher on the $H:V = 4:1$ slope. These results validate the results obtained by Shukha and Baker (2008).

Finally, Figure 9 shows the effect of the beach length on the FoS and how the FoS is influenced by k_v . These results show that the beach length L/H is one of the most influencing factors on the FoS. However, as reported previously, the effect on the FoS is only significant when



$k_h \geq 0.15$ and $|k_v|/k_h \geq 0.5$, where the decreasing rate of FoS increases.

Conclusions

A comprehensive analysis of a downstream tailings dam subjected to the combined effect of vertical and horizontal pseudo-static forces was conducted for different conditions of phreatic surfaces, downstream slopes, and dam heights. The main conclusions of this study are summarised as follows:

- Similar to the results presented by Sahoo *et al.* (2018), for cohesionless materials ($\phi' \neq 0$, $c' = 0$), the FoS increase when k_v acts in the downward direction, while there is an increase in the FoS when k_v acts downward. In addition, this effect is slightly more significant for gentle slopes. Specifically, the results show that H:V = 4:1 slopes experience a higher reduction or increase on the FoS (depending on the sense of application on the k_v) for a similar $|k_v|/k_h$ regardless of the k_h value when the results are compared for those obtained on H:V = 3.5:1 model.
- When a fully operative drain is considered (*i.e.*, when their pores are connected to the atmospheric pressure), a lower effect of both k_h and k_v can be expected because the basal drain collects all the water from the pond and minimises the water within the dam, reducing the hydrodynamic pressures. Furthermore, the phreatic surface does not reach the potential slipping surface. Hence, pore water pressure does not influence the analysis. In addition, when the drain is operative, the studied beach lengths, $L/H = 5, 7$ and 9 , do not affect the FoS for all the dam heights.
- Similar to the results obtained by Sahoo *et al.* (2018), when the drain is considered with the zero-pressure boundary condition applied, the effect of $|k_v| = k_h$ on the slope stability is almost neglectable for $k_h = 0.10$ ($\pm 3\%$) and $k_h = 0.15$ ($\pm 6\%$), moderate for $k_h = 0.20$ ($+9\%$ and -11%), and significant for $k_h = 0.25$ ($+12\%$ and -16%). In general, when $|k_v|/k_h \leq 0.5$ is considered, the effect is lower than $\pm 5\%$ for $k_h \leq 0.20$ and lower than $\pm 8\%$ for $k_h = 0.25$.
- On the other hand, when the drain is clogged, the FoS change significantly when both k_h and k_v are applied.

This consideration is one of the factors that most influence the FoS, regardless of the chosen values of k_h and $|k_v|/k_h$. Indeed, there is also a moderate influence of the dam height H for a clogged drain, where taller dams show a lower FoS but a similar percentage of change with an increasing $|k_v|/k_h$.

- If the basal drain is considered clogged, the effect of $|k_v| = k_h$ on the slope stability is relatively higher than the dry condition simulated by the fully operative drain. However, even considering $|k_v| = k_h$ the changes on the FoS are almost neglectable for $k_h = 0.10$ ($\pm 4\%$), but the influence could be considered moderate for $k_h = 0.15$ ($+8\%$ and -9%), significant for $k_h = 0.20$ ($+12\%$ and -14%), and very significant for $k_h = 0.25$ ($+16\%$ and -20%). In general, when $|k_v|/k_h \leq 0.5$ is considered in the analysis, the effect is lower than $\pm 5\%$ for $k_h \leq 0.15$ and lower than $\pm 10\%$ for $0.15 \leq k_h \leq 0.25$.
- In recent years performance-based design approaches have been introduced to estimate more realistic values of k_h based on finite element or finite difference numerical analyses (Bray and Travasarau, 2011; Bray *et al.*, 2018). These methods seem more realistic than estimating k_h from the PGA since they consider the dynamic soil response for different dam geometries, soil's shear strength and stiffness and seismic records. However, they are still recent, and geotechnical practitioners are still not familiar with them even though they seem reliable. In addition, these methods neglect the effect of the vertical seismic component.

Future work

This study considered a drained response of the sand dam and tailings below the phreatic surface. Thus only the effective shear strength was considered in the analyses. However, this is not the common standard in tailings engineering practice since materials below the phreatic surface usually develop pore water pressure under a seismic event. Therefore, the authors are currently performing pseudo-static limit equilibrium analyses considering an undrained behaviour below the phreatic surface and a drained response above the phreatic surface. Based on this, this study corresponds to the first step of a major study, where the idea is to compare both results to determine the different effects that k_v could have in the FoS. In addition,



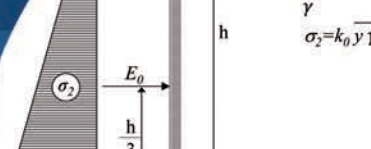
the authors are also performing $c-\phi'$ reduction stress-strain analysis under static and pseudo-static conditions to compare the effect of considering the construction stages on the field stress and the effect on the FoS.

References

- ANCOLD (2012). Guidelines on tailings dams: planning, design, construction, operation and closure. Australian National Committee on Large Dams ANCOLD, Hobart, Tasmania, Australia
- Barrera, S., Valenzuela, L. and Campaña, J. (2011). Sand tailings dams: design, construction and operation. *Tailings and Mine Waste Conference*, University of British Columbia, Norman B. Keevil Institute of Mining Engineering, Vancouver BC, Canada
- Blight, G.E. (2010). *Geotechnical engineering for mine waste storage facilities*. Taylor & Francis, London UK
- Bray, J.D. and Travarasau, T. (2011). Pseudostatic slope stability procedure. *5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, SOCHIGE, Santiago, Chile, R. Verdugo (ed.), 255-266
- Bray, J.D., Macedo, J. and Travarasou, T. (2018). Simplified procedure for estimating seismic slope displacements for subduction zone earthquakes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 144(3), 04017124
- Campaña, J. (2019). Reflexiones sobre el coeficiente sísmico para análisis seudoestáticos en el diseño de presas. Charla técnica, ICOLD, Santiago, Chile
- DS248 (2007). Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relave. Decreto Supremo, Ministerio de Minería, Servicio Nacional de Geología y Minería SERNAGEOMIN, Santiago, Chile
- DS86 (1970). Reglamento de construcción y operación de tranques de relave. Decreto Supremo, Ministerio de Minería, Santiago, Chile
- ICOLD (2001). Tailings dams - risk of dangerous occurrences, lessons learnt from practical experiences. Bulletin 121. United Nations Environmental Programme UNEP, Division of Technology, Industry and Economics DTIE and International Commission on Large Dams ICOLD, Paris, France
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall, New Jersey, USA
- Melo, C. and Sharma, S.B. (2004). Seismic coefficients for pseudostatic slope analysis. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver BC, Canada, paper 369
- Morgenstern, N.R. and Price V.E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique* 15(1), 79-93
- Morgenstern, N.R., Vick, S.G., Viotti, C.B. and Watts, B.D. (2016). Fundão tailings dam review panel: Report on the immediate causes of the failure of the Fundão dam. Cleary Gottlieb Steen & Hamilton, LLP, New York NY, USA
- Morgenstern, N.R., Vick, S.G. and van Zyl, D. (2015). Independent expert engineering investigation and review panel: Report on Mount Polley tailings storage facility breach. Government of the Province of British Columbia, Victoria BC, Canada
- Noda, S. and Uwabe, T. (1976). Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity quay wall. *6th World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, India, vol. 2, 1963-1968
- Ramírez, N. (2010). Effects of the 2010 earthquake on tailings disposals located on the South-Central Chile and its relation with Decreto 248. Seminar: *Proposals for the Operation of Tailings Disposals According to Recent Experiences*. Santiago, Chile
- Rico, M., Benito, G., Salgueiro, A.R., Díez-Herrero, A. and Pereira, H.G. (2008). Reported tailings dam failures: a review of the European incidents in the worldwide context. *Journal of Hazardous Materials* 152(2), 846-852
- Robertson, P.K., de Melo, L., Williams, D.J. and Wilson, G.W. (2019). Report of the expert panel on the technical causes of the Failure of Feijão Dam I. Skadden, Arps, Slate, Meagher & Flom LLP, New York NY, USA
- Sahoo, P.P. and Shukla, S.K. (2021). Effect of vertical seismic coefficient on cohesive-frictional soil slope under generalised seismic conditions. *International Journal of Geotechnical Engineering* 15(1), 107-119
- Sahoo, P.P., Shukla, S.K. and Mohyeddin, A. (2018). Analytical expressions for determining the stability of cohesionless soil slope under generalised seismic conditions. *Journal of Mountain Science* 15(7), 1559-1571



- Saragoni, R. (1993). Análisis del riesgo sísmico para la reconstrucción del Puerto de Valparaíso. *6^{tas} Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Universidad de Chile y ACHISINA, Santiago, Chile, vol. II, 165-178
- Sarma, S.K. (1975). Seismic stability of earth dams and embankments. *Géotechnique* **25**(4), 743-761
- Sarsby, R.W. (2013). Tailings dams. Chapter 15: *Environmental Geotechnics*, R.W. Sarsby (ed.), ICE Publishing, London, UK, 2nd edition, 365-391
- Shukha, R. and Baker, R. (2008). Design implications of the vertical pseudo-static coefficient in slope analysis. *Computers and Geotechnics* **35**(1), 86-96
- Slide2 (2018). 2D slope stability analysis program using limit equilibrium method. Version 7.0, Rocscience Inc., Toronto, Canada
- Towhata, I. (2008). *Geotechnical earthquake engineering*. Springer-Verlag, Berlin, Germany
- Troncoso, J. (2002). Dynamic properties and seismic behavior of thickened tailings deposits. *International Symposium on Paste and Thickened Tailings Disposal*, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile
- Troncoso, J.H. (1996). Geotechnics of tailings dams and sediments. *2nd International Congress on Environmental Geotechnics* 2ICEG, Osaka, Japan, M. Kamon (ed.), Balkema, the Netherlands, vol. 3, 1405-1423
- Valenzuela, L. (2016). Design, construction, operation and the effect of fines content and permeability on the seismic performance of tailings sand dams in Chile. *Obras y Proyectos* **19**, 6-22
- Valenzuela, L. (2015). Tailings dams and hydraulic fills. The 2015 Casagrande Lecture. *15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and 8th South American Congress on Rock Mechanics*, Buenos Aires, Argentina, A.O. Sfriso, D. Manzanal and R.J. Rocca (eds.), IOP Press, Amsterdam, the Netherlands, vol. 5, 5-49
- Vick, S.G. (1983). *Planning, design and analysis of tailings dams*. John Wiley & Sons, New York, USA
- Villavicencio, G., Espinace, R., Palma, J., Fourie, A. and Valenzuela, P. (2014). Failures of sand tailings dams in a highly seismic country. *Canadian Geotechnical Journal* **51**(4), 449-464



Coeficiente de empuje en reposo – Jáký 1944

At-rest pressure coefficient – Jáký 1944

Fecha de entrega: 18 de marzo 2022

Fecha de aceptación: 16 de agosto 2022

Edgar Giovanni Díaz-Segura

Escuela de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Av. Brasil 2950, Valparaíso, Chile, edgar.diaz@pucv.cl

El artículo originalmente titulado “A nyugalmi nyomás tényezője” (Coeficiente de empuje en reposo) del Dr. József Jáký publicado en 1944, se encuentra dentro de los más citados en ingeniería geotécnica, y su hipótesis aún sigue vigente. Sin embargo, el haberse publicado originalmente en húngaro, en parte ha dificultado el conocimiento de la formulación completa de su teoría, lo que ha conllevado a que una cantidad importante de autores se ciñan solo a referenciar una versión simplificada de la ecuación para la determinación del coeficiente de empuje en reposo, k_0 , sin hacer alusión a su origen, desconociendo en algunos casos que la ecuación propuesta es de tipo analítico y no empírico, y que es aplicable a materiales granulares de cualquier tipo, incluyendo cereales. El presente documento aporta una versión rigurosa del artículo original del Dr. Jáký, lo cual permite conocer las formulaciones, así como los límites de validez, que hay detrás de la determinación de k_0 usando la ampliamente conocida teoría de Jáký.

Palabras clave: k_0 , coeficiente de empuje en reposo, materiales granulares, ley de Jáký

The article originally titled “A nyugalmi nyomás tényezője” (At-rest pressure coefficient) by Dr József Jáký published in 1944, is among the most cited in geotechnical engineering, and his hypothesis is still valid. However, the fact that it was originally published in Hungarian has partially hindered the understanding of the full formulation of his theory. This has generated that a substantial number of authors sticking only to referencing a simplified version of the equation of at-rest pressure coefficient, k_0 , without referring to its origin, ignoring in some cases that the proposed equation is analytical and not empirical and that it is applicable to granular materials of any kind, including cereals. This paper supplies a rigorous version of Dr Jáký's original article, to provide information about the formulations, as well as the limits of validity, behind the determination of k_0 using the widely known Jáký theory.

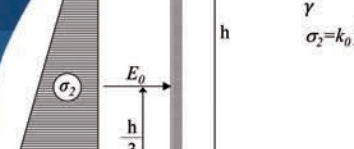
Keywords: k_0 , coefficient of earth pressure at rest, granular materials, Jáký theory

Introducción

Para análisis en los cuales se requiera la determinación de los estados de esfuerzo en un suelo, es habitual que se haga referencia a la ecuación propuesta por el Dr. Jáký en el artículo titulado “A nyugalmi nyomás tényezője”, aunque es también común encontrar referencias imprecisas sobre dicha ecuación. Una de las razones atribuibles a estas imprecisiones, es que el artículo original fue publicado en húngaro en 1944, lo cual limitó, en parte, la divulgación del planteamiento completo para el cálculo de k_0 . Por esta razón, una cantidad importante de citas dadas a este trabajo, sólo se limitan a referenciar una ecuación simplificada para la determinación del coeficiente k_0 , desconociendo las diferentes consideraciones que hay detrás de la propuesta

del Dr. Jáký, como por ejemplo que el método propuesto es de origen analítico y no empírico o semi empírico, y que es aplicable para el diseño de silos, por lo que incluye la evaluación de k_0 para diferentes materiales granulares, incluyendo avena, centeno y maíz (Jáký, 1948).

A la fecha el artículo del Dr. Jáký (1944b), pese a contar con detractores, es quizá uno de los más citados de la ingeniería geotécnica, el cual sigue vigente y aún suscita tema de discusión por diferentes investigadores, dada la importancia que tiene el coeficiente k_0 en la resolución de cualquier problema geotécnico (Brooker y Ireland, 1965; Mayne y Kulhawy, 1982; Mesri y Hayat, 1993; Michalowski, 2005).



Por lo anterior, a continuación se presenta una versión rigurosa del artículo original completo del Dr. Jáký, traducido del húngaro al español, con lo cual se espera contribuir en el conocimiento sobre la formulación propuesta, así como para definir los límites de validez que hay detrás de la ampliamente conocida y usada Ley de Jáký. Para el presente documento se usó la nomenclatura y la numeración de las ecuaciones del artículo original cuya referencia completa es la siguiente:

Dr. József Jáký (1944). A nyugalmi nyomás tényezője (Coeficiente de empuje en reposo). A Magyar Mérnök-és Építész-Egylet Közlönyének (Revista de la Sociedad Húngara de Arquitectos e Ingenieros), 78(22), 355-358. La Sociedad Húngara de Arquitectos e Ingenieros fue disuelta en el año 1944 y junto con ello la Revista dejó de circular ese mismo año.

El concepto de empuje natural del suelo

El empuje ejercido por un suelo o por cualquier material granular sobre un muro de contención que no se desplace lateralmente, ni se incline o gire, se denomina empuje natural o empuje en reposo. Tal empuje se presenta sobre cualquier plano de la corteza terrestre. Estudios experimentales (Terzaghi, 1925) y teóricos (Gersevanoff, 1936) muestran que para el estado de esfuerzo en reposo en un material granular suelto, la relación entre los esfuerzos horizontal y vertical es constante, lo que significa que:

$$\sigma_2 = k_0 \sigma_1 \quad (1)$$

Por ejemplo, experimentos del profesor Terzaghi indican que en arena el coeficiente de empuje en reposo, k_0 , es igual a 0.42 (Terzaghi, 1925).

Por su parte en suelos cohesivos, el Prof. Gersevnoff (1936) determinó que:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = k - \frac{r}{\sigma_1} \quad (2)$$

es decir, que el coeficiente de empuje en reposo varía hiperbólicamente. Por ejemplo, en suelos arcillosos se tiene que: $\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 0.65 - \frac{0.21}{\sigma_1}$.

El estado de esfuerzo en reposo se presenta en un terreno

infinitamente extenso en la dirección horizontal. Debido al tamaño de esta masa, un muro vertical compuesto por suelo, AB (Figura 1), no se moverá horizontalmente y el movimiento en vertical se deberá completamente a la compactación del material por su peso propio.

Se puede demostrar que en un terreno de extensión infinita, las trayectorias de esfuerzos principales corresponden a las direcciones verticales y horizontales, ya que de acuerdo con la ecuación de Cauchy (Figura 1):

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau}{\partial x} &= \gamma \\ \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Derivando por partes, se tiene que $\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = 0$ y $\frac{\partial \tau}{\partial x} = 0$, por lo tanto, $\frac{\partial \tau}{\partial y} = 0$, es decir:

$$\tau = 0 \quad (4)$$

De este modo, los esfuerzos en la dirección de σ_y y σ_x son esfuerzos principales, así:

$$\sigma_y = \sigma_1 = \gamma y \quad (5a)$$

$$\sigma_x = \sigma_2 = f(y) \quad (5b)$$

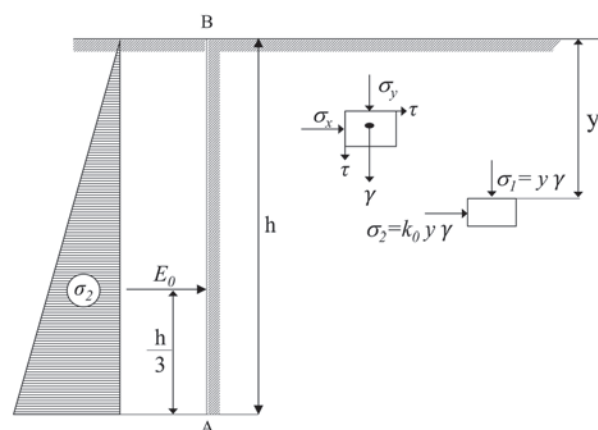
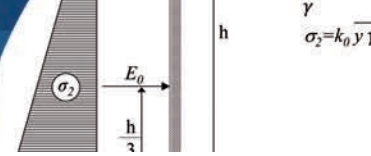


Figura 1: Estado de esfuerzo en un terreno de extensión horizontal infinita

De acuerdo con la ecuación (1) la relación entre los esfuerzos principales σ_1 y σ_2 es constante, por consiguiente:

$$\sigma_2 = k_0 \sigma_1 = k_0 \gamma y \quad (6)$$



A partir de lo anterior, la distribución de esfuerzos producto del empuje natural del suelo es triangular y su resultante, la cual actúa a $1/3$ de la altura h (Figura 1), se calcula como:

$$E = k_0 \frac{h^2 \gamma}{2} \quad (7)$$

Para un muro de contención con respaldo AB inclinado un ángulo β (Figura 2), la resultante del empuje tiene una componente E_0 actuando sobre una sección vertical, y una componente G correspondiente al peso del prisma de suelo ABB_0 . Del polígono de vectores (Figura 2) se tiene que:

$$E = \sqrt{G^2 + E_0^2}$$

siendo:

$$G = \frac{h^2 \gamma}{2} \cot \beta$$

$$E_0 = \frac{h^2 \gamma}{2} k_0$$

por lo tanto:

$$E = \frac{h^2 \gamma}{2} \sqrt{\cot^2 \beta + k_0^2} \quad (8)$$

y la dirección del empuje natural del suelo es:

$$\tan(90^\circ - \beta + \delta) = \frac{G}{E_0} = \frac{\cot \beta}{k_0}$$

o

$$\tan \delta = \frac{1 - k_0}{\cot \beta + k_0 \tan \beta}$$

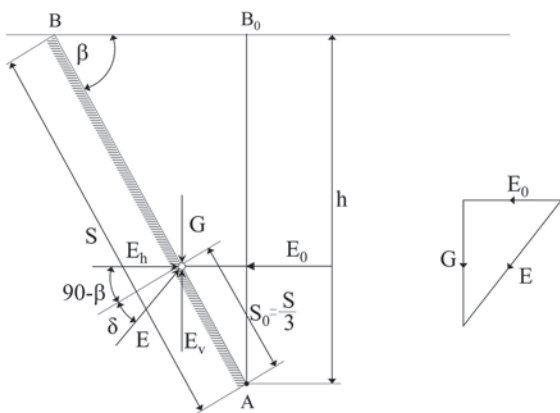


Figura 2: Empuje natural de suelo sobre un muro con respaldo inclinado

Debido a que las componentes de E (E_0 y G) están aplicadas en el tercio inferior de la línea AB (Figura 2), el empuje natural de suelo E se genera en este punto. Así:

$$s_0 = \frac{s}{3} \quad (10)$$

El caso más general de empuje natural de suelo se puede determinar mediante las ecuaciones (8)-(10), ya que su magnitud, dirección y punto de aplicación son conocidas. No obstante, se requiere el valor de k_0 , el cual, por lo que se sabe, sólo podría determinarse experimentalmente.

A continuación el autor demuestra que la evaluación experimental de k_0 no es necesaria. En materiales friccionantes el coeficiente k_0 está relacionado simple e inequívocamente con el ángulo de fricción, φ . Por lo tanto, cuando el ángulo φ es conocido, mediante el análisis de la pendiente natural puede determinarse de forma simple el coeficiente k_0 .

Para un material granular apilado como un prisma triangular, se puede demostrar mediante la teoría de fricción de Coulomb que:

$$\alpha_{max} = \varphi \quad (11)$$

es la pendiente natural del prisma de material granular, cuya magnitud, igual al ángulo de fricción φ , es independiente de la altura, h (Figura 3). El prisma OAB está en equilibrio y su superficie y puntos interiores están inmóviles. Por lo tanto, el empuje que actúa sobre la sección vertical OC , es el empuje en reposo. Si el estado de esfuerzo es conocido, el empuje sobre la sección OC puede determinarse como una función del ángulo de fricción, φ . Por lo tanto, a partir de la ecuación (7) es posible obtener la función que se busca, es decir:

$$k_0 = f(\varphi) \quad (12)$$

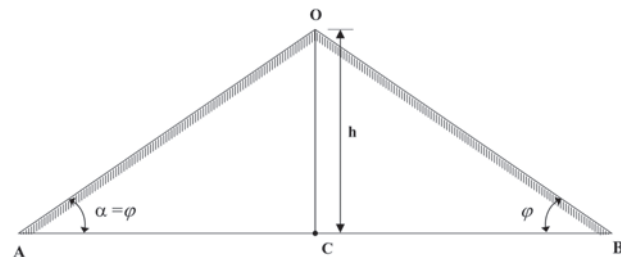


Figura 3: La pendiente natural

Estado de esfuerzo en un terreno con fronteras laterales en pendiente natural

A partir del estudio de problemas de empuje en terrenos con fronteras laterales inclinadas un ángulo φ (Jáky, 1943), se conoce que existen planos de deslizamiento de los cuales un primer grupo están inclinados respecto a la horizontal un ángulo $\alpha = \varphi$, mientras que un segundo grupo cruzan a los primeros en un ángulo $(90^\circ - \alpha)$ y por lo tanto están orientados verticalmente. Sin embargo, los planos de deslizamiento se extienden sólo hasta el plano OB, es decir, están presentes en la zona I (Figura 4). Los planos de deslizamiento no pueden extenderse a la zona II (Figura 4) porque en ese caso el plano OC sería un plano de deslizamiento. Ya que OC es un plano de simetría, no se desarrollan los esfuerzos cortantes, $t = 0$. Por lo tanto, el plano OC es una trayectoria de esfuerzo principal y no es un plano de deslizamiento.

En la zona I las trayectorias de esfuerzos bisectan el ángulo entre los planos de deslizamiento $(90^\circ - \varphi)$. Por lo tanto, en esta zona las trayectorias de esfuerzos principales forman con la horizontal un ángulo:

$$\alpha_1 = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad (13)$$

y el plano OC es la última trayectoria de esfuerzos principales (Figura 4), ya que este pasa a través del extremo superior de la superficie del terreno. En la Figura 4 los planos de deslizamiento son dibujados en el lado izquierdo y las trayectorias de esfuerzos principales al lado derecho. El estado de esfuerzo en la zona I es conocido completamente, siendo el esfuerzo cortante una función lineal deducida a partir de la condición de equilibrio en coordenadas x e y :

$$t = y \gamma \sin \phi \cos \phi - x \gamma \sin^2 \phi \quad (14)$$

Sustituyendo en las ecuaciones diferenciales de Cauchy, los esfuerzos en la dirección x e y pueden determinarse de la siguiente forma:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y &= t \frac{1 + \sin^2 \varphi}{\sin \varphi \cos \varphi} \\ \sigma_x &= t \cot \varphi \\ \tau &= t \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

Sobre la frontera OB (Figura 4), $x_1 = y \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ y el esfuerzo de corte se calcula como:

$$t = x_1 \gamma \sin \varphi \quad (16)$$

Los esfuerzos en la dirección x e y son:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{y1} &= x_1 \gamma \frac{1 + \sin^2 \varphi}{\cos \varphi} \\ \sigma_{x1} &= x_1 \gamma \cos \varphi \\ \tau_1 &= x_1 \gamma \sin \varphi \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

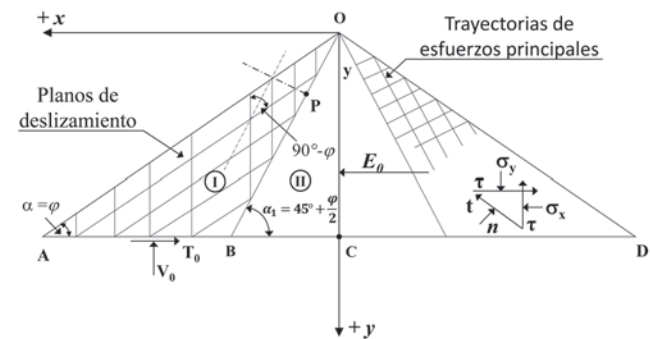


Figura 4: Planos de deslizamiento en un terreno en condición de reposo

Los esfuerzos en la zona II aún no pueden determinarse porque las direcciones de los esfuerzos principales y de los planos de deslizamiento son desconocidas. Si bien OB y OC son planos principales, los planos entre ellos con origen en el punto O no lo son (Figura 4), ya que si así fuera, las curvas, tipo espiral logarítmica, que los interceptan en un ángulo de $(45^\circ - \varphi/2)$ serían planos de deslizamiento. Estudios anteriores (Jáky, 1944a) demostraron que los múltiples planos de deslizamiento en un terreno podrían ser sólo familias de planos.

En un prisma triangular de suelo OBC (Figura 4) no se forman planos de deslizamiento y en falla sólo puede deslizarse sobre un plano. Bajo las anteriores condiciones los esfuerzos en la zona II pueden determinarse como a continuación se indica.

En primera instancia se tiene que los valores de los esfuerzos de corte τ son cero a lo largo de OC e iguales a τ_1 ($\tau = \tau_1$) sobre el plano OB (Figura 5). Asumiendo que la variación de τ entre estos dos valores se represente como una función parabólica de segundo orden en términos de x

(Figura 5), para cualquier punto con coordenadas x e y , τ queda definido como:

$$\tau = \tau_1 \frac{x^2}{x_1^2} \quad (18)$$

Substituyendo los valores de τ y x definidos previamente, se tiene que:

$$\tau = \frac{x^2}{y} \gamma \sin \varphi \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (19)$$

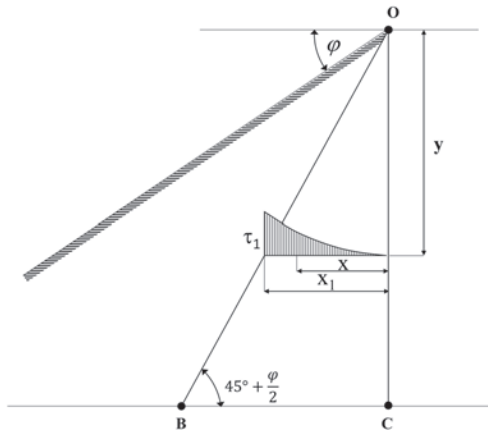


Figura 5: Distribución del esfuerzo cortante, τ

Los otros dos esfuerzos (σ_y y σ_x) pueden determinarse mediante la ecuación (19) y las ecuaciones de equilibrio de Cauchy de la siguiente forma:

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \gamma - \frac{\partial \tau}{\partial x} = \gamma - \frac{2x}{y} \gamma \sin \varphi \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

de donde se tiene que:

$$\sigma_y = y \gamma - 2x \gamma \sin \varphi \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \ln y + f(x) \quad (20)$$

Sobre la línea OB (Figura 5):

$$y = x_1 \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

y

$$\sigma_y = x_1 \gamma \frac{1 + \sin^2 \varphi}{\cos \varphi}$$

Substituyendo las anteriores expresiones en la ecuación (20):

$$\begin{aligned} f(x) = & 2x \gamma \sin \varphi \tan \left(45^\circ \right. \\ & \left. + \frac{\varphi}{2} \right) \ln \left[x \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \right] \\ & - x \gamma \sin \varphi \cot \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \end{aligned}$$

por lo tanto:

$$\begin{aligned} \sigma_y = & y \gamma - 2x \gamma \sin \varphi \tan \left(45^\circ \right. \\ & \left. + \frac{\varphi}{2} \right) \ln \frac{y}{x \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)} \\ & - x \gamma \sin \varphi \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \end{aligned} \quad (21)$$

A partir de la ecuación (21) sobre la línea vertical OC ($x = 0$) se tiene que:

$$\sigma_{y0} = y \gamma \quad (22)$$

es decir, los estados de esfuerzos sobre la línea OC son homólogos a los que se presentan en un terreno de extensión horizontalmente infinita (ver ecuaciones (4) - (6)).

Para la determinación de σ_x se debe tener en consideración que:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = -\frac{\partial \tau}{\partial y} = \frac{x^2}{y^2} \gamma \sin \varphi \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

donde:

$$\sigma_x = \frac{x^3}{3y^2} \gamma \sin \varphi \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + g(y) \quad (23)$$

Para $x = 0$, $\sigma_x = \sigma_{x0}$, por lo tanto $g(y) = \sigma_{x0}$. Por otra parte, en $x_1 = y \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$, es decir, sobre la línea OB de la ecuación (17) se tiene que:

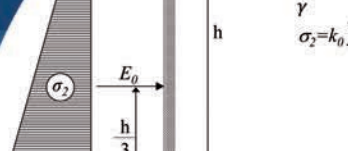
$$\sigma_x = \sigma_{x1} = x_1 \gamma \cos \varphi = y \gamma (1 - \sin \varphi)$$

Substituyendo σ_x en la ecuación (23):

$$\sigma_{x0} = y \gamma (1 - \sin \varphi) \frac{1 + \frac{2}{3} \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (24)$$

De acuerdo con las ecuaciones (22) y (23), el coeficiente de empuje en reposo queda definido como:

$$k_0 = \frac{\sigma_{x0}}{\sigma_{y0}} = (1 - \sin \varphi) \frac{1 + \frac{2}{3} \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (25a)$$



o:

$$k_0 = \left(1 + \frac{2}{3} \sin \varphi\right) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (25b)$$

La relación entre k_0 y φ se muestra en la Figura 6. Por ejemplo para $\varphi = 30^\circ$, $k_0 = \frac{4}{9} = 0.44$.

Si una función $z = \frac{1 + \frac{2}{3} \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$ se representa en un sistema coordenado (z , $\sin \varphi$), $z \approx 0.9$ para un rango de valores de φ entre 20° y 45° . Por lo tanto, k_0 puede expresarse de forma simplificada como:

$$k_0 = 0.9 (1 - \sin \varphi) \quad (26)$$

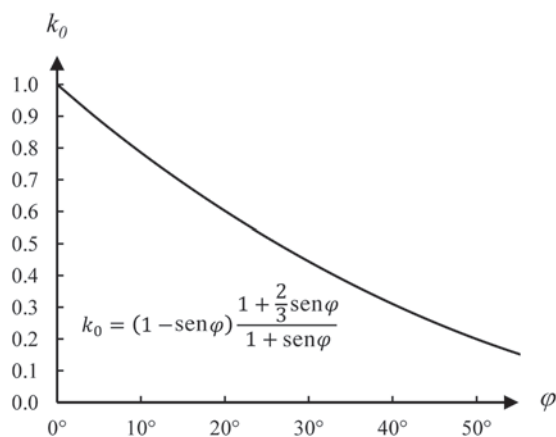


Figura 6. Coeficiente k_0 en función de φ

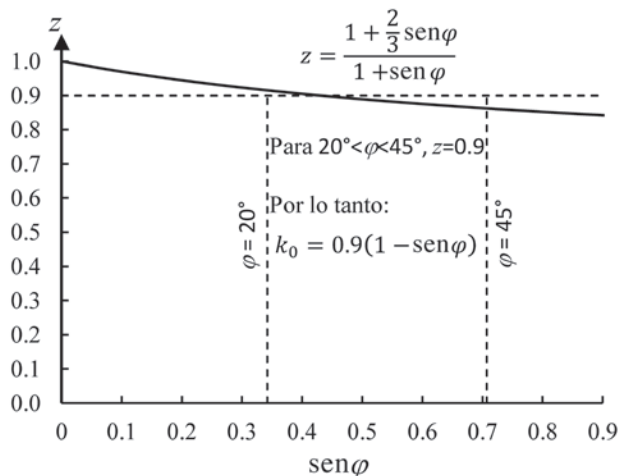


Figura 7. Representación de la función $z = f(\sin \varphi)$

El valor del coeficiente de empuje en reposo es muy importante para la solución de problemas de empuje de suelos, en especial para el caso de cálculo del empuje en silos. En la Tabla 1 se han resumido, el ángulo de

fricción, peso unitario y coeficiente de empuje en reposo para diferentes materiales, incluyendo granos cereales y productos mineros.

Tabla 1: Ángulo de fricción, peso unitario y coeficiente de empuje en reposo para diferentes materiales

Material	Ángulo de fricción, φ	Peso unitario, ton/m^3	Coeficiente de empuje en reposo, k_0
Limo	20°	1.90	0.593
Arena fina	26°	1.90	0.505
Arena gruesa	32°	1.80	0.416
Grava	35°	1.80	0.378
Avena	30°	0.80	0.445
Centeno	29°	0.75	0.459
Maíz	36°	0.70	0.361
Cemento	40°	1.40	0.310

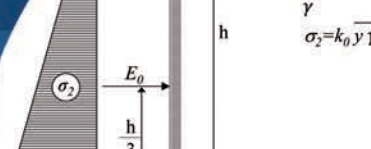
Síntesis

Para un muro vertical que no se desplaza lateralmente, un material granular no cohesivo retenido ejerce un empuje natural que puede expresarse como $E_0 = k_0 \gamma^2$. Por consiguiente, para un muro inclinado el empuje natural puede calcularse mediante la ecuación (8). El autor demostró que el empuje sobre una línea vertical que pasa a través del punto más alto de un prisma triangular de suelo con inclinación natural, corresponde al empuje en reposo. En la zona II del prisma de suelo (Figura 2), los estados de esfuerzo pueden determinarse usando el ángulo de fricción φ y lo asumido en la ecuación (18), y el coeficiente de empuje en reposo, $k_0 = f(x)$, puede ser calculado a partir de las ecuaciones (25a) o (25b).

En la Tabla 1 se presenta un resumen de los valores del coeficiente de empuje en reposo para varios materiales granulares.

Referencias

- Brooker, E.W. and Ireland, H.O. (1965). Earth pressures at rest related to stress history. *Canadian Geotechnical Journal* 2(1), 1–15
- Gersevanoff, N. (1936). Improved methods of consolidation test and of the determination of capillary pressure in soils. *Proceedings of the First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge MA, USA, vol. 1, 47-50



Jáky, J. (1948). Pressure in silos. *Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, the Netherlands, vol. 1, 103–107

Jáky, J. (1944a). Földművek csúszólapjai. *A Magyar Mérnök- és Építész-Egylet Közlönyének* **78**(17), 269-276.

Jáky, J. (1944b). A nyugalmi nyomás tényezője. *A Magyar Mérnök- és Építész-Egylet Közlönyének* **78**(22), 355-358

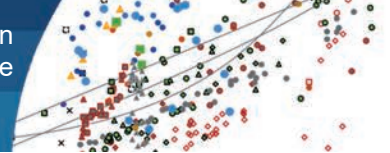
Jáky, J. (1943). A természetes földnyomás. *Technika* 9.

Mayne, P.W. and Kulhawy, F.H. (1982). K_0 –OCR relationship in soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* **108**(6), 851–872

Mesri, G. and Hayat, T.M. (1993). The coefficient of earth pressure at rest. *Canadian Geotechnical Journal* **30**(4), 647–666

Michalowski, R.L. (2005). Coefficient of earth pressure at rest. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **131**(11), 1429-1433

Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*. F. Deuticke, Wien, Austria



Estudio de la correlación entre la resistencia a la compresión uniaxial y la velocidad de ondas P en arenisca

Study of the correlation between uniaxial compressive strength and P-wave velocity in sandstone

Fecha de envío: 24 de marzo 2022

Fecha de aceptación: 28 de septiembre 2022

Sergio Villalobos-Cifuentes¹, Mauro Muñiz-Menéndez² e Ignacio Pérez-Rey³

¹ BECHTEL G&HES - Mining & Metals, Ingeniería Geotécnica e Hidráulica, Av. Apoquindo 3885, Las Condes RM, Chile, savillal@bechtel.com

² CEDEX - Laboratorio de Geotecnia, C. Alfonso XII 3, 28014, Madrid, España, mauro.muniz@cedex.es

³ GESSMin - CINTECX, Departamento de Ingeniería de los Recursos Naturales y Medio Ambiente, Universidad de Vigo, España, iperez@uvigo.es

La resistencia geomecánica de macizos rocosos juega un rol clave en la planificación y el diseño de proyectos de construcción civil y minera. La resistencia a la compresión uniaxial (UCS) de las rocas es una propiedad crucial que se utiliza ampliamente en ingeniería geotécnica para comprender la resistencia y deformabilidad de macizos rocosos. La determinación de las propiedades geomecánicas tanto en el campo como en el laboratorio requiere mucho tiempo, es tediosa y costosa. Sin embargo, las técnicas ultrasónicas, como la medición de la velocidad de propagación de las ondas P (V_p), son un método simple, rentable y no destructivo para evaluar la UCS de las rocas. En este estudio se desarrolla una revisión del estado del conocimiento del tipo de correlaciones empíricas que existen para areniscas predecir el valor de UCS a partir de V_p . El principal objetivo desarrollado es un meta estudio sobre la relación entre UCS y V_p . Para esto son recopilados desde diversas fuentes los datos de UCS y V_p para roca sedimentaria tipo arenisca. Con los resultados obtenidos se proponen fórmulas empíricas que correlacionan UCS y V_p , las que pueden ser usadas como una herramienta de ingeniería geotécnica para predecir el valor de UCS a partir de V_p en areniscas.

Palabras clave: UCS, V_p , arenisca, técnica ultrasónica, correlación estadística

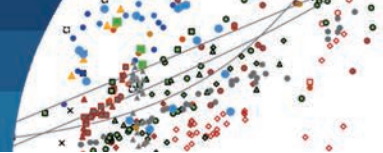
The geomechanical strength of rock masses plays a key role in the planning and design of civil and mining construction projects. The uniaxial compressive strength (UCS) of rocks is a crucial property that is widely used in geotechnical engineering to understand the strength and deformability of rock masses. Determination of geomechanical properties both in the field and in the laboratory is time consuming, tedious, and expensive. However, ultrasonic techniques, such as P-wave propagation velocity (V_p) measurement, are a simple, cost-effective, and non-destructive method for evaluating the UCS of rocks. In this study, a review of the state of knowledge of the type of empirical correlations that exist for sandstones to predict the value of UCS from V_p is developed. The main objective developed is a meta-study on the relationship between UCS and V_p . For this, UCS and V_p data for sandstone-type sedimentary rock are compiled from various sources. With the results obtained, empirical formulas are proposed that correlate UCS and V_p , which can be used as a geotechnical engineering tool to predict the value of UCS from V_p in sandstones.

Keywords: USC, V_p , sandstone, ultrasonic technique, statistical correlation

Introducción

Aproximadamente el 66% de las rocas expuestas en la corteza terrestre son sedimentarias (Blatt y Jones, 1975). En las disciplinas de mecánica e ingeniería de rocas, la arenisca es una de las rocas más estudiadas, esto se debe

a que de forma cotidiana este tipo de roca se encuentra en diversas aplicaciones de ingeniería geotécnica. Por ejemplo, en la minería del carbón, la arenisca es un componente común del techo y el piso de las vetas de carbón. En la ingeniería de reservorios de petróleo y gas,



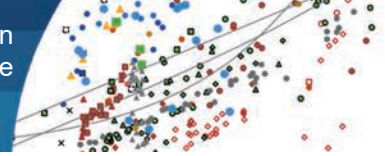
también se encuentran con mayor frecuencia la arenisca como macizo rocoso anfitrión. En proyectos de ingeniería de carreteras es común encontrar afloramientos de macizo rocoso de arenisca, como terreno de cimentación de puentes o viaductos, también excavaciones de taludes y/o túneles. Por lo tanto, un estudio del comportamiento mecánico de la roca sedimentaria tipo arenisca, en general, es de gran importancia para resolver problemas particulares de ingeniería geotécnica. La estimación de las propiedades geomecánicas de las rocas en laboratorio, como es el caso de la resistencia a la compresión simple (*UCS*), entre otras, en muchos casos es difícil y costosa. Por lo tanto, la posibilidad de correlacionar el parámetro *UCS* con un parámetro más simple de estimar en laboratorio, en este caso la velocidad de propagación de las ondas de compresión V_p , se vuelve una alternativa práctica y útil en la ingeniería geotécnica.

Los proyectos de ingeniería geotécnica, relacionados con las industrias de la excavación de túneles y la minería, son esenciales para satisfacer la creciente demanda de la sociedad de facilitar los viajes y el uso de los recursos. Esta creciente demanda ha llevado a que los proyectos se construyan en entornos cada vez más difíciles, con alcances más amplios y complejidad cada vez mayor. Esta complejidad ha creado la necesidad de métodos de caracterización y clasificación de macizos rocosos mejores y más precisos, para garantizar la seguridad y el éxito de estos grandes proyectos. El proceso de investigación del terreno para estos proyectos de ingeniería incluye varios métodos diferentes para caracterizar macizos rocosos. En las etapas de diseño preliminar y detallado de un proyecto, los programas de perforación y los ensayos de terreno (carga puntual, velocidad de ondas, ensayos de durabilidad) se utilizan para examinar las condiciones de la roca in situ y estimar las propiedades del material. Estos métodos proporcionan una comprensión preliminar del macizo rocoso, pero generalmente requieren ensayos de laboratorio adicionales para medir las propiedades geomecánicas que son esenciales para el diseño de ingeniería de rocas. Las propiedades geomecánicas adquiridas de estos ensayos de laboratorio se utilizan como datos de entrada para soluciones analíticas, métodos empíricos y modelos numéricos para predecir el comportamiento del terreno. Dado que estos métodos de diseño requieren datos de entrada confiables y precisos, la estimación inexacta de

las propiedades del material puede conducir a un diseño insuficiente o excesivo del soporte de excavación, lo que en última instancia puede resultar en condiciones inseguras/inestables o sobrecostos del proyecto. El aumento de la confiabilidad y precisión de los resultados de las pruebas de laboratorio geomecánicas permite un mayor nivel de confianza en el diseño, la seguridad y el análisis de los costos de proyectos de construcción.

El ensayo de laboratorio más utilizado comúnmente para estimar la resistencia y deformabilidad de la roca es el ensayo de resistencia a la compresión uniaxial (*UCS*), que se realiza utilizando un marco de carga rígido que aplica una fuerza de compresión que aumenta monótonamente a un testigo de roca previamente preparado. Este ensayo se utiliza generalmente para investigar el *UCS* y las propiedades elásticas de la roca intacta; sin embargo, según la selección de la muestra, también pueden incluir parte de la estructura de la masa rocosa. La industria y la investigación se basan en los ensayos *UCS* para determinar la resistencia y deformabilidad de la roca al proporcionar propiedades geomecánicas como *UCS*, módulo de Young (E) y coeficiente de Poisson (ν). Para adquirir las propiedades elásticas, se requiere la medición de la respuesta a la deformación de los testigos de ensayos *UCS*. Según la norma ASTM D7012 (2014), el método estándar para medir la deformación de la muestra *UCS* es con dispositivos de medición de deformación discretos, como extensómetros o galgas extensométricas eléctricas. Sin embargo, el método estándar limita en última instancia la resolución espacial de la medición de deformación y es incapaz de capturar la distribución de deformación en una muestra durante el ensayo *UCS*.

Lo descrito anteriormente nos hace entender que la estimación de las propiedades geomecánicas de la roca es de vital importancia para proyectos geotécnicos. Además, la estimación de las propiedades geomecánicas de la roca mediante ensayos de laboratorio de resistencia estandarizados es un proceso que demanda importantes recursos económicos y tiempo. Por lo tanto, las ecuaciones empíricas que estiman una correlación estadística de la resistencia de la roca con otro parámetro se vuelven una herramienta práctica y confiable que puede ser utilizada para la predicción de *UCS* a partir del valor de V_p . Lo anterior hace que el presente estudio se vuelva muy significativo e importante.



El presente trabajo ha sido desarrollado con la finalidad de alcanzar los siguientes objetivos:

Revisar el estado del conocimiento de las correlaciones empíricas propuestas para estimar el valor de UCS a partir de V_p en roca sedimentaria tipo arenisca.

Desarrollar un análisis estadístico de datos recolectados de la literatura técnica, correspondientes a valores de UCS y V_p para roca sedimentaria tipo arenisca.

Proponer y validar una ecuación empírica que correlacione el valor de UCS a partir de V_p para roca sedimentaria tipo arenisca.

Se estudian las técnicas de transmisión de pulsos de ultrasonido y se desarrolla un breve resumen de estudios previos que correlacionan el valor de UCS con V_p . Posteriormente, se desarrolla un análisis estadístico de los datos de UCS y V_p recolectados de la literatura técnica, proponiendo tres fórmulas empíricas que correlacionan el valor de UCS con V_p para arenisca. Además, se valida el desempeño de las fórmulas empíricas comparando los valores entre estas. Finalmente, se plantea un análisis de la correlación entre UCS y V_p para arenisca.

Correlación entre UCS y V_p para arenisca

Para el desarrollo seguro de la infraestructura civil, minera, o de distinta índole, la evaluación de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso es de primordial importancia. Tanto el comportamiento como el desempeño de las rocas se rigen por sus propiedades mecánicas, que son fuente de información crítica para diseñar proyectos de ingeniería geomecánica. La obtención de estos parámetros usando métodos directos (destructivos, in situ o en laboratorio), en general son de alto costo económico, requieren de mucho tiempo de ejecución y mano de obra experta, lo que algunas veces, es difícil de implementar (Hoek y Diederichs, 2006). Por lo tanto, la estimación indirecta de los parámetros de la roca a través de técnicas de correlación es un enfoque simple y que puede ser confiable en varios ámbitos de la ingeniería de rocas. La correlación de las propiedades geomecánicas de las rocas con la velocidad de las ondas P (V_p) es de gran interés en mecánica de rocas y en ingeniería geotécnica, y por ello, se ha popularizado debido a su fácil implementación. La medición de V_p es un tipo de ensayo no destructivo, económico y fácil de realizar tanto en el laboratorio como en condiciones de campo.

La resistencia a la compresión uniaxial UCS es el parámetro más significativo utilizado para caracterizar la roca intacta en muchos proyectos de ingeniería geotécnica. Además, UCS es uno de los parámetros básicos que se utilizan en dichos proyectos como dato de entrada para sistemas de clasificación de macizos rocosos y en los criterios de rotura de rocas. La medición directa del valor de UCS de las rocas requiere testigos intactos con una calidad y geometría específica. Además, es relativamente costoso y requiere mucho tiempo determinar aplicando las normas ISRM (1981) o ASTM D7012 (2014). No siempre se pueden extraer testigos lisos y perfectamente paralelos en algunos tipos de rocas (erosionadas, fracturadas, blandas, foliadas). Por estas razones, una estimación predictiva del valor de UCS a partir de ensayos simples (no destructivos) es económica y fácil. Hay muchos estudios donde las ecuaciones de predicción se derivan de técnicas de regresión simple y regresión múltiple. Recientemente, además de los métodos tradicionales como las técnicas de regresión simple o múltiple utilizadas para crear modelos de predicción en ingeniería de rocas, nuevas técnicas como árboles de regresión, sistema de inferencia neurodifuso adaptativo (ANFIS), red neuronal artificial (ANN) y programación de expresión genética (GEP) se han utilizado para estimar predictivamente las propiedades mecánicas de rocas (Kahraman, 2007; Baykasoglu *et al.*, 2008; Gokceoglu *et al.*, 2009; Tiryaki, 2008; Yilmaz, 2009; Dehghan *et al.*, 2010; Monjezi *et al.*, 2012; Mishra y Basu, 2013; Armaghani *et al.*, 2016).

Técnicas de transmisión de pulsos de ultrasonido

A continuación, es descrita la metodología recomendada por Aydin (2014) para ensayos de laboratorio mediante técnicas de pulsos de ultrasonido. Los ensayos de ultrasonido son uno de los métodos no destructivos más utilizados para la caracterización de materiales rocosos. Este método se basa en la generación, transmisión y recepción de trenes de ondas de pequeña (o baja) amplitud de longitud de pulso ajustable y frecuencias de pulso ultrasónico.

La propagación de ondas se puede considerar como transferencia o paso de energía de deformación a través de un medio. En los ensayos de materiales rutinarios, las características microestructurales del medio (que abarcan la mineralogía, el tamaño y la distribución de la forma de los

huecos y granos y sus disposiciones relativas), determinan la velocidad de disipación de energía, modifican de manera única el espectro de frecuencias y definen las velocidades de los diferentes modos de propagación, por ejemplo, compresivo y cortante. Por lo tanto, las velocidades de onda y sus espectros de amplitud-frecuencia están relacionados con las propiedades mecánicas del material, que a la vez también están fuertemente relacionadas con las características microestructurales. Esta relación constituye la base de los ensayos de ultrasonido, pero también plantea grandes desafíos para mejorar su precisión y ofrece oportunidades para una gama más amplia de aplicaciones.

Los métodos sugeridos originalmente (ISRM, 2007) consisten en tres enfoques diferentes para la determinación en laboratorio de la velocidad del sonido. Estos enfoques utilizan ondas generadas en diferentes rangos de frecuencia y requieren diferentes formas de muestras, procedimientos de ensayo y análisis. Aydin (2014) sugiere un método actualizado que cubre los dos primeros enfoques, las llamadas técnicas de pulso ultrasónico de frecuencia alta (100 kHz - 2 MHz) y baja (2 - 30 kHz), mientras que el enfoque resonante se presenta en un método sugerido complementario. Esta actualización:

- unifica los dos enfoques ultrasónicos mediante un esquema generalizado aplicable a cualquier forma/tamaño de testigo en cualquier frecuencia dentro del rango ultrasónico (> 20 kHz),
- enfatisa las peculiaridades y detalles de las rocas como materiales de ensayos ultrasónicos, y
- sugiere posibles modificaciones/ajustes en los procedimientos de ensayo y preparación del testigo para tener en consideración las características microestructurales especiales que se encuentran en los tipos de rocas comunes.

En el método de pulsos de ensayo ultrasónico, la generación de trenes de ondas sonoras y la detección de su propagación a través de sólidos se puede lograr con un solo transductor (técnica de pulso-eco) o con un par de transductores (técnica de captura de tono). La técnica de pulso-eco está diseñada para localizar defectos que forman contrastes de impedancia sísmica dentro del material anfitrión. La técnica de captura de tono se puede utilizar en tres configuraciones diferentes de pares de transductores dependiendo de la accesibilidad de las superficies de

ensayo (Figuras 1(a)-1(c)). Este método se concentra en la configuración de transmisión directa de la técnica de captura de tono. La configuración de transmisión directa se prefiere a las demás porque la dirección y la longitud de la trayectoria a lo largo de la cual viaja el frente de onda se conocen con mayor certeza y los resultados del ensayo no se ven influenciados por posibles daños o deterioro de la superficie o bordes del testigo.

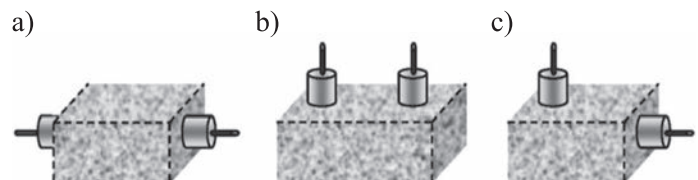
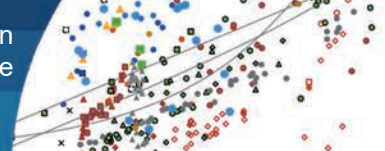


Figura 1: Configuraciones básicas de pares de transductores (transmisor-receptor) utilizados en la técnica de captura de tono (*pitch-catch*): (a) transmisión directa (pasante), (b) transmisión indirecta (superficial) y (c) transmisión semidirecta (borde) (Aydin, 2014)

La velocidad ultrasónica de la onda P (V_P) y la velocidad de la onda S (V_S) se utilizan habitualmente para establecer correlaciones predictivas (principalmente con la porosidad, la resistencia y el módulo estático) y para determinar las constantes elásticas dinámicas. El sistema de ensayo ultrasónico como herramienta no destructiva también puede usarse de manera rutinaria para examinar la uniformidad/integridad y anisotropía de otros testigos de ensayo para reducir o explicar las dispersiones en los resultados de los ensayos de mecánica de rocas. Esta evaluación se puede realizar determinando la velocidad sobre un patrón de cuadrícula en superficies grandes o mediante el perfil de velocidad a lo largo de uno o más recorridos en superficies más estrechas. Los bloques rectangulares brindan una oportunidad para determinar los ejes principales de anisotropía de velocidad en testigos de roca con bandas, laminadas, foliadas, filíticas, esquistosas y orientadas similares que pueden impartir dependencias direccionales de la resistencia y la deformación. Los testigos cilíndricos orientados y las muestras en forma de esfera, cuando estén disponibles, también se pueden utilizar para este propósito.

Equipo y testigos

En la Figura 2 se muestra un diseño típico de los componentes esenciales del sistema de ensayo ultrasónico como guía preliminar. Estos componentes incluyen:



- un generador de señales para disparar un temporizador para marcar el comienzo de cada intervalo de pulso de excitación,
- un temporizador de llegada en forma de un disparador de umbral y/o un osciloscopio para el análisis visual de la forma de onda,
- amplificadores y filtros para mejorar la señal, y
- una unidad de adquisición de datos que interactúa con el aparato.

Se necesitan dos pares de transductores transmisor-receptor separados para la determinación de las velocidades de las ondas P y S. Cada par de transductores (piezoeléctricos) puede tener una frecuencia nominal entre 20 kHz y 2 MHz, pero por motivos prácticos se recomienda el rango de 50 a 500 kHz.

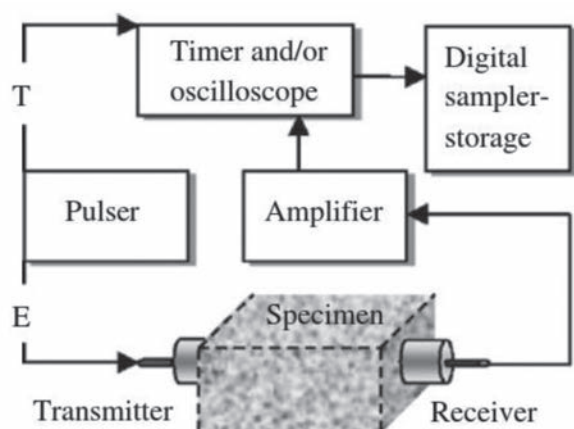


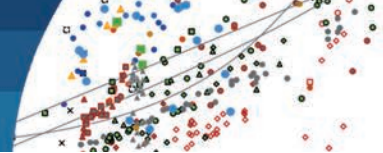
Figura 2: Un diseño simplificado de los componentes básicos de un equipo ultrasonido. Señal de excitación del transmisor E y señal de activación del temporizador T. Ref Aydin (2014)

Cuando se ensayan materiales rocosos, se debe recordar que las microestructuras in situ se alteran inevitablemente en diversos grados durante la recuperación, el transporte, el almacenamiento y la preparación, pero esto se puede minimizar utilizando las herramientas y procedimientos adecuados y ejerciendo cuidado en todas las etapas. La configuración del transductor de transmisión directa requiere testigos de ensayo con caras lisas (usando papel de lija fino), planas (especificadas por un tamaño de espacio máximo entre la superficie de la muestra y la regla estándar, que admite una galga de espesores de < 0.025 mm) y paralelas (< 1 mm /100 mm de la longitud de la trayectoria de viaje de la onda). Cada dimensión del testigo

debe medirse en varios puntos con una precisión de ± 0.01 mm.

Estudios previos

Se ha realizado una gran cantidad de investigaciones para estimar el valor de UCS a partir del valor de V_p en rocas sedimentarias tipo arenisca (ver Tabla 1). Kahraman (2001) propuso una correlación de potencia para predecir UCS usando V_p de 27 tipos de rocas diferentes, incluyendo areniscas. Chary *et al.* (2006) utilizaron testigos de arenisca de dos campos de carbón diferentes (SCCL y NLC), donde sugirieron ecuaciones de regresión por separado para SCCL y NLC, para predecir el UCS usando V_p . Cobanoglu y Celik (2008) utilizaron testigos de mortero de cemento, caliza y arenisca de diferente diámetro y propusieron una ecuación de correlación común para todos los tipos de materiales utilizados basada en conjuntos de diferentes diámetros. Kilic y Teymen (2008) propusieron una ecuación de regresión de potencia para predecir UCS de 10 tipos de rocas diferentes utilizando el valor de V_p . Khandelwal y Singh (2009) propusieron una ecuación de regresión para predecir UCS de 12 tipos de rocas diferentes utilizando el valor de V_p . Sharma y Singh (2008) sugirieron una ecuación de regresión simple para 49 muestras de 6 tipos de rocas diferentes. Moradian y Behnia (2009) utilizaron 64 muestras de margas, areniscas y calizas para producir una correlación simple entre UCS y V_p . Altindag (2012) realizó un análisis de regresión simple y múltiple para correlacionar el valor de UCS y V_p . Sarkar *et al.* (2012) utilizaron 94 muestras de 13 tipos de rocas y propusieron una correlación simple para todos los tipos de rocas. Khandelwal (2013) propuso una ecuación de regresión simple para 13 tipos de rocas diferentes (arenisca, caliza, esquisto, etc). Mishra y Basu (2013) sugirieron ecuaciones de regresión separadas para granito, esquisto y areniscas, debido a que no pudieron encontrar una correlación común para todos los tipos de rocas utilizados. Kurtulus *et al.* (2015) utilizaron 96 muestras de 3 tipos de rocas y propusieron correlaciones entre V_p y diferentes propiedades. Armaghani *et al.* (2016) propuso una correlación potencial para predecir UCS usando V_p de diferentes de rocas, incluyendo areniscas. Selçuk y Nar (2016) utilizaron 42 muestras de 8 tipos de rocas para sugerir una ecuación de correlación entre UCS y V_p . Abdi *et al.* (2019) utilizaron 34 muestras de 6 tipos de arenisca con distintos grados de



saturación para sugerir una ecuación de correlación entre UCS y V_p . Uyanik *et al.* (2019) sugirieron una ecuación potencial para 13 tipos de rocas sedimentarias. Teymen y Menguc (2020) utilizaron 93 muestras de diferentes tipos de rocas, arenisca entre estas, y sugirieron una ecuación de regresión simple. Rahman *et al.* (2020) utilizaron areniscas y lutitas, y sugirieron ecuaciones de regresión separadas para los 2 tipos de rocas, recomendando que cada tipo de roca siga una curva de regresión característica. Rahman y Sarkar (2021) sugirieron ecuaciones de regresión potencial, separadas para distintos tipos de rocas, entre estas para arenisca, debido a que no pudieron encontrar una correlación común para todos los tipos de rocas utilizados.

Las ecuaciones de regresión obtenidas por los diferentes investigadores utilizados en este trabajo se han representado

y comparado en la Figura 3, lo que sugiere que no existe una ecuación de regresión común y confiable que pueda usarse para la predicción de UCS a partir de V_p .

En las técnicas de predicción empíricas, como es en este caso, de manera convencional, los datos experimentales se recopilan después de una serie de ensayos. Posteriormente, para describir la correlación entre los valores de UCS y V_p se utilizan métodos de regresión, pudiendo determinar las fórmulas empíricas. Respecto a las fórmulas empíricas señaladas en la Tabla 1 y graficadas en la Figura 3, se utilizaron diferentes tipos de ecuaciones, como funciones lineales, exponenciales, y de potencia, para realizar el ajuste de mínimos cuadrados. Es importante señalar que, en la mayoría de los casos, existe una relación no lineal entre UCS y V_p , por lo tanto, la relación entre el valor de

Tabla 1: Ecuaciones de regresión estadística propuestas por varios autores

Nº	Ecuación	R ²	Tipo de roca	Referencia
1	$UCS = V_p^{1.21}$	0.83	27 muestras de diferentes rocas	Kharaman (2001)
2	$UCS = 0.1564V_p - 692.41$ $UCS = 0.0144V_p - 24.856$	0.80 0.51	9 muestras de arenisca NLC 23 muestras de arenisca SCCL	Chary <i>et al.</i> (2006)
3	$UCS = 56.71V_p - 192.93$	0.67	150 muestras de diferentes rocas	Cobanoglu y Celik (2008)
4	$UCS = 2.304V_p^{2.4315}$	0.94	19 muestras de 10 tipos de rocas	Kilic y Teymen (2008)
5	$UCS = 0.0642V_p - 117.99$	0.90	49 muestras de diferentes rocas	Sharma y Singh (2008)
6	$UCS = 0.1333V_p - 227.19$	0.96	12 muestras de diferentes rocas	Khandelwal y Singh (2009)
7	$UCS = 165.05\exp[-4.451V_p]$	0.70	64 muestras de diferentes rocas	Moradian y Behnia (2009)
8	$UCS = 12.743V_p^{1.194}$	0.76	7 muestras de diferentes rocas	Altindag (2012)
9	$UCS = 0.039V_p - 50.01$	0.93	94 muestras de 13 tipos de rocas	Sarkar <i>et al.</i> (2012)
10	$UCS = 7.182V_p^{1.600}$	0.78	13 muestras de diferentes rocas	Karakul y Ulusay (2013)
11	$UCS = 0.033V_p - 34.83$	0.87	12 muestras de 6 tipos de rocas	Khandewal (2013)
12	$UCS = 0.05V_p - 126.4$	0.82	20 muestras de arenisca	Mishra y Basu (2013)
13	$UCS = 17.783V_p^{1.099}$	0.48	108 muestras de arenisca	Armaghani <i>et al.</i> (2016)
14	$UCS = 8 \times 10^{-6}V_p^2 - 0.024V_p + 31.92$	0.89	96 muestras de 6 tipos de rocas	Kurtulus <i>et al.</i> (2016)
15	$UCS = 22.189V_p - 30.32$	0.84	42 muestras de 8 tipos de rocas	Selcuk y Nar (2016)
16	$UCS = 14.64V_p^{1.742}$	0.64	6 muestras de arenisca	Abdi <i>et al.</i> (2019)
17	$UCS = 6.60V_p^{1.60}$	0.92	46 muestras de 13 tipos de rocas	Uyanik <i>et al.</i> (2019)
18	$UCS = 6.75V_p^{1.68}$	0.70	93 muestras de diferentes rocas	Teymen y Menguc (2020)
19	$UCS = 19.421V_p - 26.221$	0.98	39 muestras de arenisca	Rahman <i>et al.</i> (2020)
20	$UCS = 5.3211\exp[0.5745V_p]$ (a) $UCS = 8.1469\exp[0.4506V_p]$ (b)	0.66 0.57	Arenisca (37 estudios previos) Todo tipo de rocas	Rahman y Sarkar (2021)

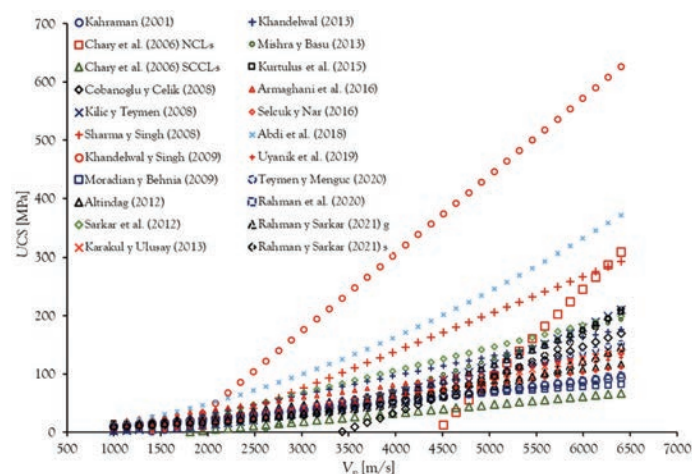
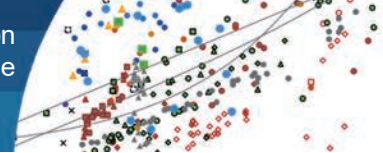


Figura 3: Ecuaciones de regresión estadística entre UCS y V_p

UCS y V_p no puede describirse simplemente mediante una única fórmula empírica.

La Figura 3 muestra la variabilidad de resultados que pueden ser obtenidos usando las fórmulas empíricas descritas anteriormente para estimar el valor de UCS en función de V_p . Con la fórmula lineal propuesta por Khandelwal y Singh (2009) se obtienen los mayores valores de UCS , y a la vez es la fórmula que posee uno de los coeficientes de correlación más altos ($R^2 = 0.96$). Sin embargo, esto puede ser atribuido a que el tamaño muestral evaluado estadísticamente es bajo, con tan sólo 12 muestras de diferentes tipos de rocas. Con la fórmula lineal propuesta por Chary *et al.* (2006) se obtienen los menores valores de UCS , y a la vez es la fórmula que posee uno de los coeficientes de correlación más bajos ($R^2 = 0.51$). Esto puede ser atribuido a que la dispersión de los datos evaluados estadísticamente es alta; por lo tanto, existe una baja correlación para ser aplicada en otros tipos de rocas. La fórmula lineal propuesta por Rahaman *et al.* (2020) es la que posee el coeficiente de correlación más alto ($R^2 = 0.98$), con la cual se obtienen valores en el rango medio de UCS . Esto puede ser atribuido a que para su desarrollo se utilizó una base de datos de 39 muestras sólo de areniscas. Por otro lado, de manera contraria, la fórmula potencial propuesta por Arghamani *et al.* (2016) es la que posee el coeficiente de correlación más bajo ($R^2 = 0.48$), con la cual también se obtienen valores en el rango medio de UCS . Esto puede ser atribuido, en primer lugar, a que, para su desarrollo existió una dispersión alta de los resultados de ensayos, y que se utilizó una base de datos de 108 muestras sólo de areniscas.

Efecto del grado de saturación

Varios investigadores han reportado en detalle la influencia del contenido de humedad w sobre la resistencia y deformabilidad de los tipos de rocas sedimentarias. Colback y Wild (1965) indicaron una pérdida del 50% de UCS de las condiciones secas a las saturadas, para litologías de lutitas y areniscas. Para areniscas cuarzosas, Burshtein (1969) observó que un aumento en w de 0 a 4% disminuyó el valor de UCS en un 50%, mientras que para la variedad rica en arcilla un aumento en w al 1.5% redujo el UCS a aproximadamente un tercio de su valor inicial. Priest y Selvakumar (1982) estudiaron dos areniscas y tres calizas, reportando una relación entre UCS y w para cada tipo de roca. Dyke y Dobereiner (1991) mostraron la variación de UCS con w para tres areniscas con una resistencia en condición seca de aproximadamente 34 a 70 MPa. Llegaron a la conclusión de que, en general, cuanto menos resistente es la roca, más sensible es a los cambios en w . Jeng *et al.* (1996) realizaron ensayos en arenisca y observaron que los parámetros mecánicos, entre ellos UCS disminuyen en un 60% a 70%, cuando la arenisca seca se sumerge en agua. Michalopoulos y Triandafilidis (1976) encontraron que el valor de UCS de diferentes tipos de rocas, incluidas las areniscas, disminuía con el aumento del grado de saturación S_r .

Tanto Karakul y Ulusay (2013) para distintos tipos de rocas sedimentarias, como Abdi *et al.* (2019) sólo para rocas tipo arenisca, ensayaron testigos de roca con distintos valores de S_r , ambos obtuvieron, con el aumento de S_r , una disminución de los valores UCS . Para estimar o predecir el valor de UCS de areniscas, directamente a partir de V_p a diferentes S_r , Karakul y Ulusay (2013) y Abdi *et al.* (2019) desarrollaron el análisis de regresión simple entre UCS y V_p en diferentes S_r . Las variaciones del UCS con V_p en diferentes S_r se muestran en la Tabla 2 y en la Figura 4.

La Figura 4 muestra que tanto los resultados obtenidos con las fórmulas empíricas propuestas por Karakul y Ulusay (2013), como Abdi *et al.* (2019), muestran una reducción significativa de UCS (entre 40% a 65%) entre los estados seco y saturado. Los resultados muestran que la mayor parte de la disminución de UCS se produce en un S_r entre 0 y 0.50 de la condición de saturación total. Además, se observa que con el aumento del V_p las fórmulas propuestas por Abdi *et al.* (2019) arrojan valores de hasta un 49%

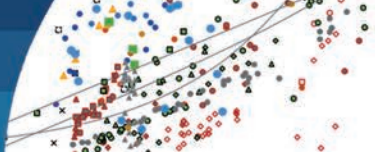


Tabla 2: Ecuaciones de regresión estadística propuestas entre UCS, V_p y S_r

Nº	Ecuación	S_r	Tipo de roca	Referencia
1	$UCS = 7.182V_p^{1.600}$	0.00	13 muestras de diferentes rocas	Karakul y Ulusay (2013)
	$UCS = 6.070V_p^{1.633}$	0.20		
	$UCS = 4.937V_p^{1.673}$	0.50		
	$UCS = 4.401V_p^{1.684}$	0.70		
	$UCS = 3.774V_p^{1.706}$	1.00		
2	$UCS = 14.64V_p^{1.742}$	0.00	6 muestras de arenisca	Abdi et al. (2019)
	$UCS = 10.12V_p^{1.814}$	0.25		
	$UCS = 7.981V_p^{1.714}$	0.50		
	$UCS = 6.142V_p^{1.809}$	0.75		
	$UCS = 4.271V_p^{1.886}$	1.00		

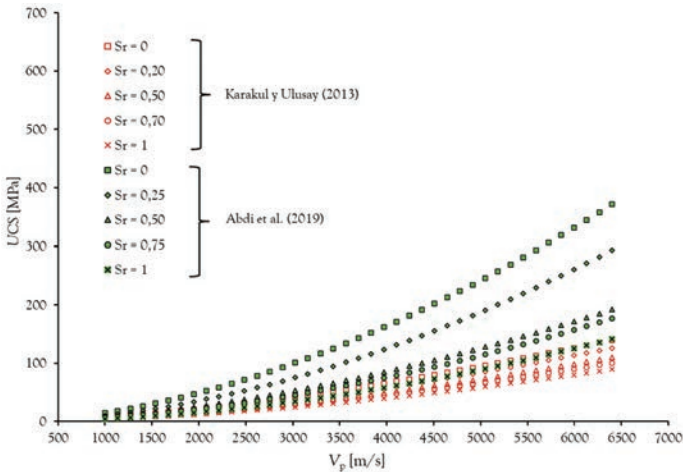


Figura 4: Ecuaciones de regresión estadística de la relación entre UCS, V_p y S_r

mayores a los obtenidos con Karakul y Ulusay (2013), esto independiente de S_r .

Metodología y resultados

Características de los métodos empíricos

Para describir la correlación entre los valores de UCS y otros parámetros indirectos de forma cuantitativa, V_p en este caso, se utilizan métodos de regresión y así se pueden determinar fórmulas empíricas. El procedimiento de regresión ajusta una recta (o curva) a través del conjunto de datos, que se calcula de modo que se minimicen las desviaciones cuadradas de los puntos medidos de esa recta. La recta se define mediante una ecuación pertinente, mientras que también se determina el valor del coeficiente

de ajuste. El valor del coeficiente de ajuste es un indicador de la calidad del modelo para la replicación de los resultados de los datos.

Considerando que, los tipos de fórmulas son determinadas subjetivamente en la mayor parte de la literatura. Convencionalmente, se utilizan diferentes tipos de ecuaciones, como funciones lineales, exponenciales, de potencia, logarítmicas, etc., para realizar el ajuste de mínimos cuadrados, luego la fórmula final se determinaría en función de los coeficientes de ajuste, y método de error.

Integración de datos

A partir de las muestras de arenisca utilizadas en los estudios seleccionados, independientemente de la ecuación de regresión propuesta (Tabla 1 y Figura 3), se ha recopilado un total de 22 tipos de arenisca, sumando 358 ensayos UCS y V_p . La Figura 5 muestra graficados los resultados de la base de datos recopilada. Esta base de datos ha sido utilizada para evaluar la relación entre UCS y V_p en areniscas y definir una tendencia general, de acuerdo al valor de R^2 . El modelo predictivo está basado en este conjunto de datos y podrá ser aplicado sólo para predecir los valores UCS a partir de V_p para arenisca. La base de datos utilizada, recolectada de distintas fuentes está indicada en la Tabla 3.

Para los datos recolectados, el rango de valores mínimo y máximo de V_p está entre 0.95 y 6.15 km/s, respectivamente, para valores mínimo y máximo de UCS entre 4.5 y 173.7 MPa, respectivamente.

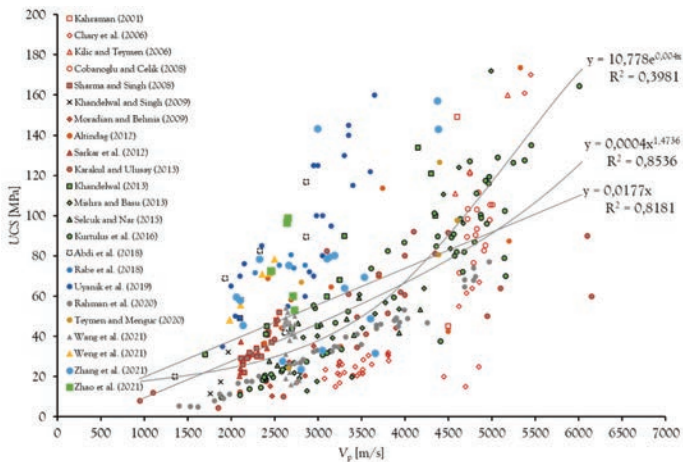


Figura 5: Base de datos obtenida de investigaciones previas para la relación UCS - V_p en arenisca

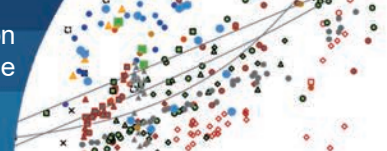


Tabla 3: Base de datos recolectados para roca sedimentaria tipo arenisca.

Nº	Número de datos	Referencia
1	3	Kharaman (2001)
2	32	Chary <i>et al.</i> (2006)
3	15	Cobanoglu y Celik (2008)
4	3	Kilic y Teymen (2008)
5	17	Sharma y Singh (2008)
6	4	Khandelwal y Singh (2009)
7	8	Moradian y Behnia (2009)
8	11	Altindag (2012)
9	10	Sarkar <i>et al.</i> (2012)
10	26	Karakul y Ulusay (2013)
11	12	Khandewal (2013)
12	20	Mishra y Basu (2013)
13	56	Kurtulus <i>et al.</i> (2016)
14	9	Selcuk y Nar (2016)
15	6	Abdi <i>et al.</i> (2018)
16	26	Uyanik <i>et al.</i> (2019)
17	5	Teymen y Menguc (2020)
18	39	Rahman <i>et al.</i> (2020)
19	27	Wang <i>et al.</i> (2021)
20	5	Weng <i>et al.</i> (2021)
21	18	Zhang <i>et al.</i> (2021)
22	6	Zhao <i>et al.</i> (2021)

Propuesta de una ecuación empírica $UCS-V_p$ para arenisca

A partir de los datos recolectados (Tabla 3 y Figura 5), se correlaciona UCS con V_p utilizando el método de regresión de mínimos cuadrados. Para este análisis son consideradas ecuaciones de forma potencial, exponencial y lineal. Son determinadas para cada regresión: la ecuación de la línea (o curva) de mejor ajuste y el coeficiente de correlación (R^2).

Considerando los rangos de valores de UCS y V_p con los cuales se ha desarrollado el análisis de regresión simple, es importante destacar que existe una variación de hasta 85% y 97%, para los valores de V_p y UCS , respectivamente. Con los datos graficados, es posible mencionar que existe una gran dispersión y que es difícil establecer una única relación entre UCS y V_p (Figura 5). Además, cuanto mayor sea el valor de UCS , mayor es la dispersión de los datos. La Tabla 4 resume las ecuaciones empíricas obtenidas del análisis de regresión simple, donde los valores de UCS y V_p están en MPa y m/s, respectivamente.

Tabla 4: Ecuaciones de regresión estadística propuestas para arenisca

Nº	Ecuación	R^2	Tipo de ecuación
1	$UCS = 0.0004V_p^{1.4736}$	0.8536	Potencial
2	$UCS = 0.0177V_p$	0.8181	Lineal
3	$UCS = 10.778 \exp[0.0004V_p]$	0.3981	Exponencial

Dado que a medida que aumenta V_p existe una mayor dispersión de UCS , la capacidad de estimar UCS usando V_p es más confiable para V_p bajos y es menos confiable para V_p altos.

Las ecuaciones de regresión obtenidas en este trabajo se han representado y comparado con las obtenidas por otros investigadores en las Figuras 6(a) y 6(b), donde se muestra la variabilidad de resultados que pueden ser obtenidos usando fórmulas empíricas para estimar el valor de UCS en función de V_p . Las fórmulas de tipo potencial y lineal tienen los mayores coeficientes de correlación, $R^2 = 0.8536$ y 0.8181, respectivamente, mientras que la fórmula de tipo exponencial tiene el menor valor de $R^2 = 0.3981$.

Desempeño de la ecuación empírica $UCS-V_p$ para arenisca

Las ecuaciones empíricas derivadas de este estudio (Tabla 4) han sido evaluadas comparando sus resultados entre sí. Los datos medidos, recolectados en la Tabla 1, han sido utilizados para comparar y estimar UCS . Para demostrar la confiabilidad y precisión de las ecuaciones derivadas, valores de UCS medidos se compararon con los UCS estimados usando las ecuaciones de forma potencial, lineal y exponencial (ver Figuras 7(a)-7(c)).

La Figura 7(a) muestra los valores estimados con la ecuación (1) de la Tabla 4, los cuales son los más cercanos a la recta 1:1 y las diferencias individuales entre los valores UCS calculados y medidos, también llamados error absoluto, muestran una distribución equilibrada (ver Figura 8(a)). Sin embargo, para los valores estimados con las ecuaciones (2) y (3) de la Tabla 4, en todo rango de UCS existe una alta dispersión entre los valores medidos y estimados. Por lo tanto, se puede afirmar una confiabilidad de media a alta de la ecuación (1) para la estimación de UCS en función de V_p para arenisca.

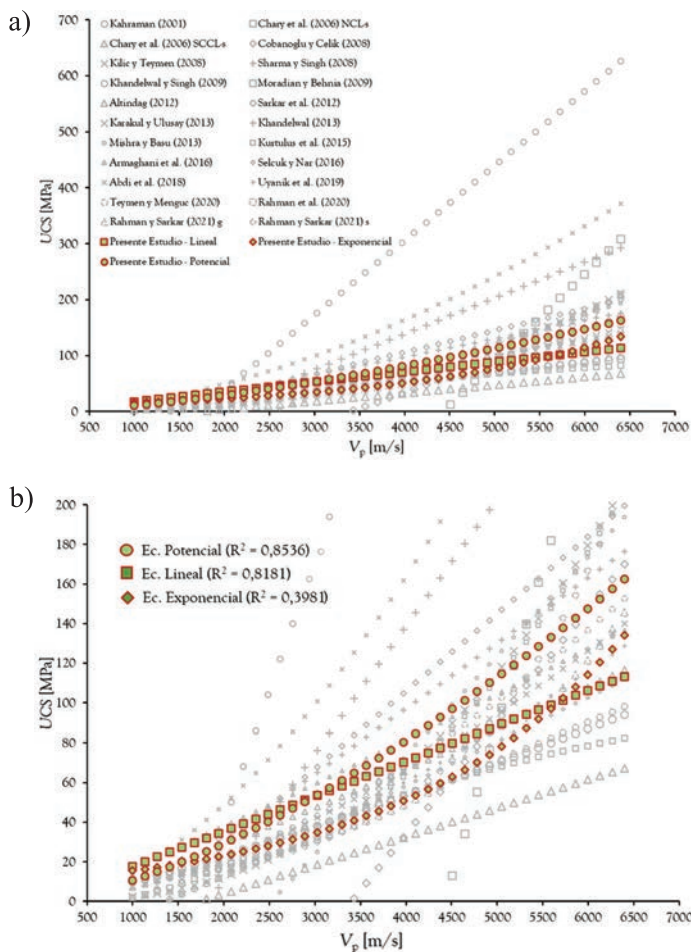


Figura 6: a) Ecuaciones de regresión estadística propuesta para la relación entre UCS y V_p y b) acercamiento para $UCS < 200$ MPa

Conclusiones y recomendaciones

En el presente trabajo se ha desarrollado un estudio de la correlación entre la resistencia a la compresión simple UCS y la velocidad de propagación de ondas de compresión V_p en roca sedimentaria tipo arenisca. A continuación, se indican las principales conclusiones del trabajo realizado, con el fin de responder a los objetivos planteados al principio de la realización de este trabajo.

- Se recolectó un conjunto de datos experimentales de estudios previos (358 ensayos de 22 de tipos de arenisca), para describir la correlación estadística entre UCS y V_p .
- Se derivaron tres fórmulas empíricas, de forma potencial, lineal y exponencial, con coeficiente de correlación, $R^2 = 0.85, 0.81, 0.39$, respectivamente.

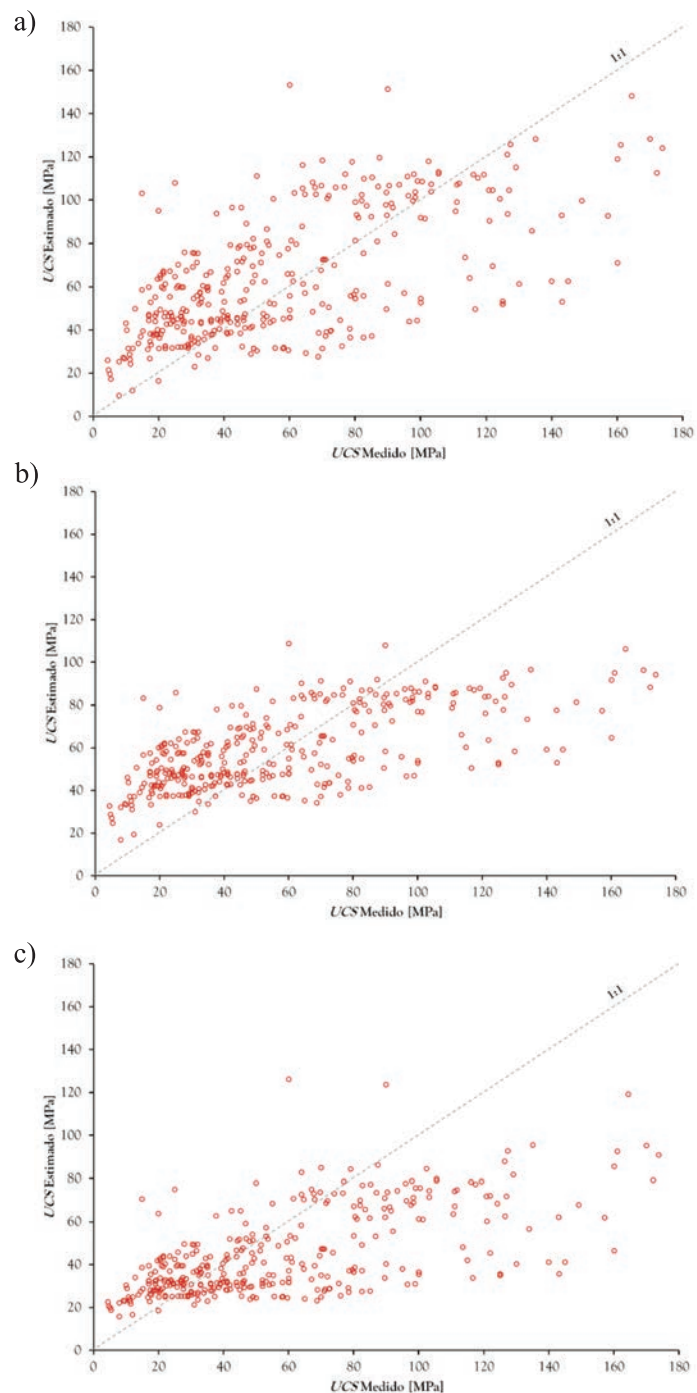


Figura 7: Comparación entre los valores medido y estimado de UCS para ecuaciones de forma: (a) potencial, (b) lineal y (c) exponencial

- Con lo anterior, se recomienda la utilización de la fórmula de forma potencial para predecir el valor de UCS a partir de V_p de manera fácil. Con menos precisión se podría utilizar la fórmula empírica de forma lineal. Finalmente, no se recomienda utilizar la fórmula empírica de forma exponencial.

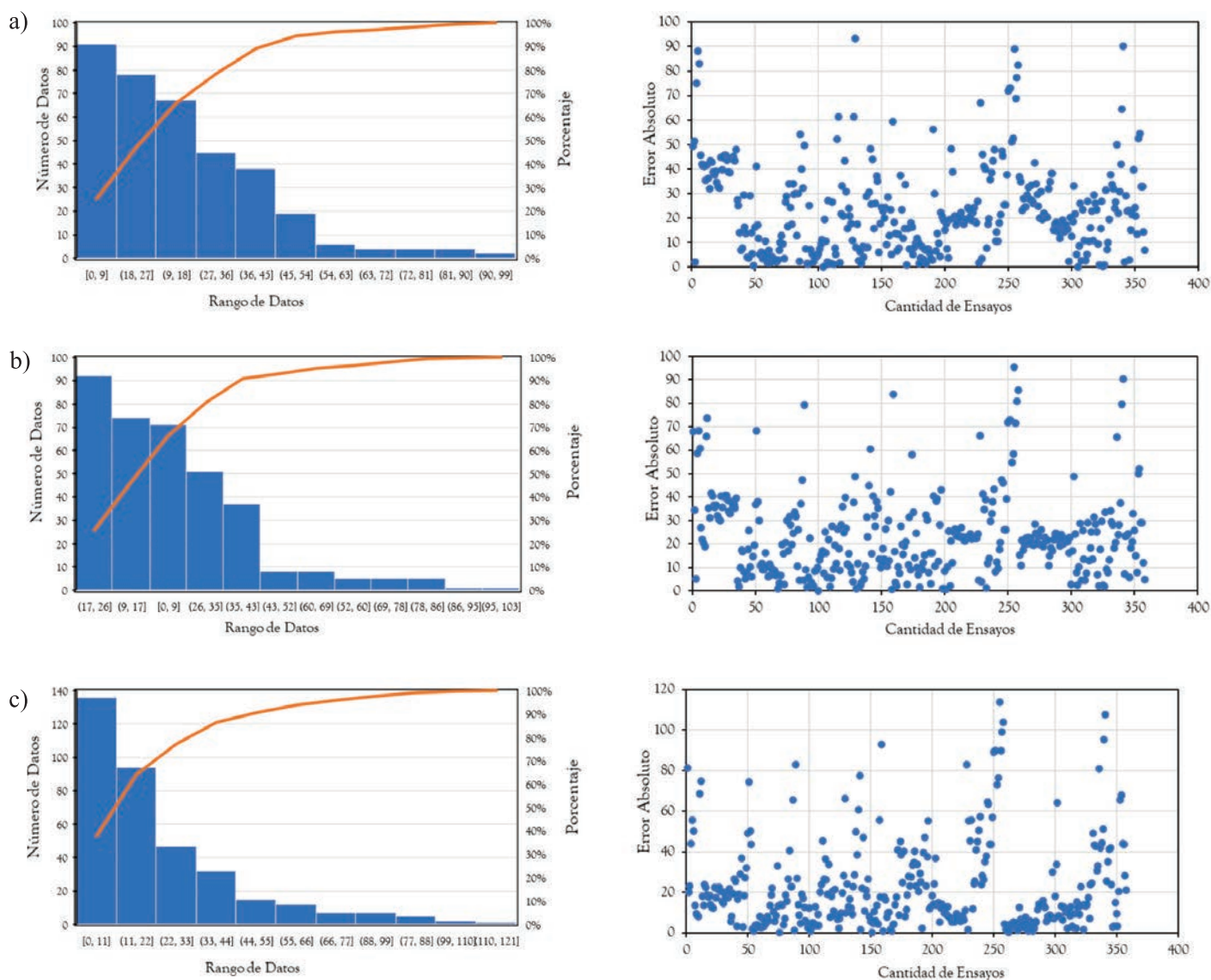
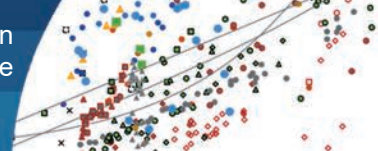


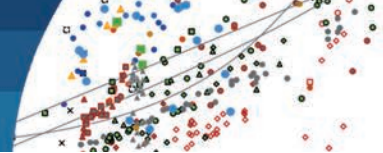
Figura 8: Valores de error absoluto para ecuaciones de forma: (a) potencial, (b) lineal, y (c) nencial

Basándose en el estudio y los resultados obtenidos, se considera de interés continuar el desarrollo de una línea de investigación relacionada con los siguientes temas:

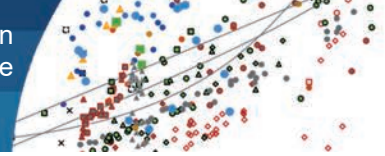
- Desarrollar y validar una fórmula empírica para UCS en función de más parámetros geomecánicos, como porosidad y grado de saturación. Para esto se recomienda utilizar análisis de regresión múltiple u otro tipo de análisis de regresión avanzado (ANFIS, GEP, ANN u otro).
- Aumentar la base de datos experimental a más tipos de rocas sedimentarias, y otros tipos de rocas como ígneas y metamórficas.

Referencias

- Abdi, Y., Khanlari, G.R. and Jamshidi, A. (2019). Correlation between mechanical properties of sandstones and P-wave velocity in different degrees of saturation. *Geotechnical and Geological Engineering*, doi.org/10.1007/s10706-018-0721-6
- Altindag, R. (2012). Correlation between P-wave velocity and some mechanical properties for sedimentary rocks. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy* **112**(3), 229-237
- Armaghani, D.J., Amin, M.F.M., Yagiz, S., Faradonbeh, R.S. and Abdullah, R.A. (2016). Prediction of the uniaxial compressive strength of sandstone using various modeling techniques. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* **85**, 174-186



- ASTM D7012 (2014). Standard test methods for compressive strength and elastic moduli of intact rock core specimens under varying states of stress and temperatures. ASTM International, West Conshohocken PA, USA
- Aydin, A. (2014). Upgraded ISRM suggested method for determining sound velocity by ultrasonic pulse transmission technique. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 47(1), 255–259
- Blatt, H. and Jones R.L. (1975). Proportions of exposed igneous, metamorphic, and sedimentary rocks. *Geological Society of America Bulletin* 86(8), 1085-1088
- Baykasoğlu, A., Güllü, H., Çanakçı, H. and Özbakır, L. (2008). Prediction of compressive and tensile strength of limestone via genetic programming. *Expert Systems with Applications* 35(1-2), 111-123
- Burshtein, L.S. (1969). Effect of moisture on the strength and deformability of sandstone. *Soviet Mining Science* 5(5), 573-576
- Chary, K.B., Sarma, L.P., Prasanna, K.J., Vijayakumar, N.A., Naga, V. and Rao, M.V.M.S. (2006). Evaluation of engineering properties of rock using ultrasonic pulse velocity and uniaxial compressive strength. *National Seminar on Non-Destructive Evaluation*, Hyderabad, India, 379-385
- Çobanoğlu, İ. and Çelik, S.B. (2008). Estimation of uniaxial compressive strength from point load strength, Schmidt hardness and P-wave velocity. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 67(4), 491-498
- Colback, P.S.B. and Wild, B.L. (1965). The influence of moisture content on the compressive strength of rocks. *Third Canadian Symposium of Rock Mechanics*, Department of Mines and Technical Survey, Toronto, Canada, 65-83
- Dehghan, S., Sattari, G.H., Chelgani, S.C. and Aliabadi, M.A. (2010). Prediction of uniaxial compressive strength and modulus of elasticity for Travertine samples using regression and artificial neural networks. *Mining Science and Technology (China)* 20(1), 41-46
- Dyke, C.G. and Dobereiner, L. (1991). Evaluating the strength and deformability of sandstones. *Quarterly Journal of Engineering Geology* 24(1), 123 - 134
- Gokceoglu, C., Sonmez, H. and Zorlu, K. (2009). Estimating the uniaxial compressive strength of some clay-bearing rocks selected from Turkey by nonlinear multivariable regression and rule-based fuzzy models. *Expert Systems* 26(2), 176-190
- Hoek, E. and Diederichs, M.S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 43(2), 203-215
- ISRM (2007). Suggested methods for determining sound velocity. In *The complete ISRM suggested methods for rock characterisation, testing and monitoring: 1974-2006. The blue book* (R. Ulusay and J.A. Hudson (eds.)). International Society of Rock Mechanics ISRM, Commission on Testing Methods, Ankara, Turkey, 113–120
- ISRM (1981). Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. International Society of Rock Mechanics ISRM. Commission on Standardisation of Laboratory and Field Tests, 111–116
- Jeng, F.S. Lee, I.T. and Huang, T.H. (1996). Deterioration of weak rock induced by wetting process. *Taiwan Rock Engineering Symposium*, National Taiwan University, Taipei, Taiwan, 373-382
- Kahraman, S. (2001). Evaluation of simple methods for assessing the uniaxial compressive strength of rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 38(7), 981-994
- Kahraman, S. (2007). The correlations between the saturated and dry P-wave velocity of rocks. *Ultrasonics* 46(4), 341-348
- Karakul, H. and Ulusay, R. (2013). Empirical correlations for predicting strength properties of rocks from P-wave velocity under different degrees of saturation. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 46(5), 981-999
- Khandelwal, M. and Singh, T.N. (2009). Correlating static properties of coal measures rocks with P-wave velocity. *International Journal of Coal Geology* 79(1-2), 55-60
- Khandelwal, M. (2013). Correlating P-wave velocity with the physico-mechanical properties of different rocks. *Pure and Applied Geophysics* 170(4), 507-514
- Kılıç A.L. and Teymen, A. (2008). Determination of mechanical properties of rocks using simple methods. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 67(2), 237-244
- Kurtuluş, C., Sertçelik, F. and Sertçelik, I. (2016). Correlating physico-mechanical properties of intact rocks with P-wave velocity. *Acta Geodaetica et Geophysica* 51(3), 571-582
- Michalopoulos, L.P. and Triandafilidis, G.E. (1976). Influence of water on hardness, strength and compressibility of rock. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists* 13(1), 1-22



- Mishra, D.A. and Basu, A. (2013). Estimation of uniaxial compressive strength of rock materials by index tests using regression analysis and fuzzy inference system. *Engineering Geology* **160**, 54-68
- Moradian, Z.A. and Behnia, M. (2009). Predicting the uniaxial compressive strength and static Young's modulus of intact sedimentary rocks using the ultrasonic test. *International Journal of Geomechanics* **9**(1), 14-19
- Monjezi, M., Amini Khoshalan, H. and Razifard, M. (2012). A neuro-genetic network for predicting uniaxial compressive strength of rocks. *Geotechnical and Geological Engineering* **30**(4), 1053-1062
- Priest, S.D. and Selvakumar, S. (1982). The failure characteristics of selected British Rocks. A report to the Transport and Research Laboratory, Department of Environment & Transport, Imperial College, London, UK
- Rahman, T., Sarkar, K. and Singh, A.K. (2020). Correlation of geomechanical and dynamic elastic properties with the P-wave velocity of Lower Gondwana coal measure rocks of India. *International Journal of Geomechanics* **20**(10), 04020189
- Rahman, T. and Sarkar, K. (2021). Lithological control on the estimation of uniaxial compressive strength by the P-wave velocity using supervised and unsupervised learning. *Rock Mechanics and Rock Engineering* **54**(6), 3175-3191
- Sarkar, K., Vishal, V. and Singh, T.N. (2012). An empirical correlation of index geomechanical parameters with the compressional wave velocity. *Geotechnical and Geological Engineering* **30**(2), 469-479
- Selçuk, L. and Nar, A. (2016). Prediction of uniaxial compressive strength of intact rocks using ultrasonic pulse velocity and rebound-hammer number. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* **49**(1), 67-75
- Sharma, P.K. and Singh, T.N. (2008). A correlation between P-wave velocity, impact strength index, slake durability index and uniaxial compressive strength. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* **67**(1), 17-22
- Teymen, A. and Mengüç, E.C. (2020). Comparative evaluation of different statistical tools for the prediction of uniaxial compressive strength of rocks. *International Journal of Mining Science and Technology* **30**(6), 785-797
- Tiryaki, B. (2008). Predicting intact rock strength for mechanical excavation using multivariate statistics, artificial neural networks, and regression trees. *Engineering Geology* **99**(1-2), 51-60
- Uyanik, O., Sabbağ, N., Uyanik, N.A. and Öncü, Z. (2019). Prediction of mechanical and physical properties of some sedimentary rocks from ultrasonic velocities. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* **78**(8), 6003-6016
- Wang, T., Sun, Q., Jia, H., Ren, J. and Luo, T. (2021). Linking the mechanical properties of frozen sandstone to phase composition of pore water measured by LF-NMR at subzero temperatures. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* **80**(6), 4501-4513
- Weng, L., Wu, Z., Liu, Q., Chu, Z. and Zhang, S. (2021). Evolutions of the unfrozen water content of saturated sandstones during freezing process and the freeze-induced damage characteristics. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* **142**, 104757
- Yilmaz, I. (2009). Landslide susceptibility mapping using frequency ratio, logistic regression, artificial neural networks and their comparison: a case study from Kat landslides (Tokat—Turkey). *Computers & Geosciences* **35**(6), 1125-1138
- Zhang, J., Shen, Y., Yang, G., Zhang, H., Wang, Y., Hou, X., Sun Q. and Li, G. (2021). Inconsistency of changes in uniaxial compressive strength and P-wave velocity of sandstone after temperature treatments. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* **13**(1), 143-153
- Zhao, K., Yang, D., Zeng, P., Huang, Z., Wu, W., Li, B. and Teng, T. (2021). Effect of water content on the failure pattern and acoustic emission characteristics of red sandstone. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* **142**, 104709



Metodología de optimización para el uso de yeso cartón y Metalcon en un proyecto habitacional

Optimization methodology for the use of plasterboard and steel profiles in a housing project

Fecha de entrega: 18 de marzo 2022

Fecha de aceptación: 25 de agosto 2022

Guillermo Bustamante, Isidora Pino y Christian Molina

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Casilla 297, Concepción, Chile, gbustamante@ucsc.cl, ipino@ing.ucsc.cl, christian.molina@ucsc.cl

En la actualidad donde más residuos se producen es en la construcción a nivel mundial, generándose alrededor del 35% de residuos sólidos en el mundo y a similar porcentaje en Chile. Por cada metro cuadrado construido se producen 0.26 m³ de residuos, aproximadamente en la etapa de construcción. En la presente investigación se analizó la obra de edificación en extensión San Andrés del Valle de la constructora Aitue ubicada en la ciudad de Concepción, región del Bío Bío, Chile. Se busca desarrollar una propuesta para minimizar la pérdida de materiales, en concreto dos elementos de los más utilizados en la construcción de viviendas, como lo son las planchas de yeso cartón y perfiles de Metalcon. De esta forma, se puede optimizar los materiales mencionados, disminuir la cantidad de residuos y, por ende, tener una obra más limpia. Además, se realiza un análisis económico del ahorro generado producto de una optimización en obra de los materiales en estudio.

Palabras claves: optimización, residuos de construcción, planchas de yeso cartón, perfiles Metalcon

Currently in construction is where most waste is produced worldwide, generating around 35% of solid waste in the world and a similar percentage in Chile. For every square metre built, 0.26 m³ of waste is produced, approximately in the construction stage. In the present investigation, the construction work was analysed in the San Andrés del Valle extension by Aitue construction company located in Concepción city, Bío Bío region, Chile. What it is looking for is to develop a proposal to minimize the loss of materials, specifically two of the most used elements in the construction of houses, such as plasterboard and galvanized steel profiles. In this way, the aforementioned materials can be optimized, reducing the quantity of residues and therefore, have a cleaner work. In addition, an economic analysis of the savings generated as a result of an on-site optimization of the materials under study is carried out.

Keywords: optimization, construction waste, plasterboard, Metalcon galvanized steel profiles

Introducción

El sector de la construcción es uno de los sectores más conservadores a la hora de innovar, manteniendo los mismos procesos constructivos durante años (Pape y Nazer, 2021), a pesar de que estos procesos muchas veces generan un gasto excesivo de materiales y una generación de residuos de construcción, que puede superar el 35% de residuos sólidos tanto a nivel mundial como nacional (Aleksanin, 2019; Ghaffar *et al.*, 2020; MINVU, 2018; Véliz *et al.*, 2022).

Se proyecta que para el año 2030 en Chile se construyan 1500000 nuevas viviendas. Esto producto del aumento en la población. Lo que producirá un aumento en los residuos

en el país, incrementando en un 373% los desechos que se están generando actualmente, ocasionando un impacto ambiental irreversible. En Chile se genera alrededor de 0.26 m³/m² de residuos de construcción y demolición comparado, por ejemplo, con 0.15 m³/m² en Europa (Véliz *et al.*, 2022). Además, esto repercute económicamente a las constructoras, ya que los residuos conllevan un costo económico de almacenamiento, botadero y traslado. El residuo ha sido evaluado en 9.46 US\$/m³ (Bravo *et al.*, 2019), por ende, al generar más residuos aumenta el gasto en estas partidas. Es por esto, que se hace imprescindible crear nuevas propuestas para revertir y minimizar lo máximo posible, tanto el impacto económico como



ambiental, beneficiando al medioambiente y la utilidad de cada proyecto (MINVU, 2018).

En este estudio se analizan específicamente los materiales de Metalcon y planchas de yeso cartón para optimizar sus procesos constructivos, esto dado la cantidad de pérdidas generadas en las obras de la constructora Aitue buscando disminuir sus residuos y compra de material a través de nuevas metodologías en el proceso constructivo.

En la actualidad existen estudios de análisis de las principales pérdidas en materiales en obras de edificación (Bravo, 2018; Guarda, 2008) y de cuantificación económica de los residuos de construcción (Bravo *et al.*, 2019). Si bien también existen estudios de optimización económica a través de la reducción de residuos (Chandrakanthi *et al.*, 2002; Patel y Patel, 2016; Wang *et al.*, 2019), no existen estudios acabados de optimización de procesos constructivos para evitar pérdidas en los materiales Metalcon y planchas de yeso.

Planteamiento del problema

La empresa constructora Aitue SA encargada de desarrollar el proyecto inmobiliario San Andrés del Valle, ha propuesto encontrar la solución al problema de los residuos de yeso cartón y Metalcon producidos en obra. Para así poder optimizar sus procesos constructivos implementando nuevas tecnologías y metodologías, minimizando así el impacto tanto económico como ambiental. Se busca controlar las cubriciones y, la optimización de los materiales en el proceso constructivo y el residuo generado en las distintas etapas. Además, de encontrar el valor de incremento por unidad de material en estudio, para así conocer cómo éstos se ven incrementados en su valor final debido a las fases por las que debe pasar.

Descripción de la obra

El presente estudio se realizó para la Constructora Aitue S.A en su proyecto de edificación en extensión denominado San Andrés del Valle etapa 7 (SAV7), ubicado en el sector de Tierras Coloradas, a un costado del aeropuerto internacional Carriel Sur, próximo al río Andalién en la comuna de Concepción, región del Bío Bío, como se puede evidenciar en la Figura 1. En la actualidad ya se encuentra en proceso de construcción la octava etapa, con una proyección de más etapas dentro del sector.



Figura 1: Ubicación del proyecto en estudio

En el proyecto se construyen 3 distintos tipos de viviendas, siendo la de estudio la tipo C, como se puede ver en la Figura 2, la cual cuenta con 3 dormitorios y una superficie construida de 115.6 m². Existiendo 12 casas tipo C en la obra (SAV7C). Los materiales analizados en el presente estudio son utilizados en tabiquería, muros estructurales de 2do piso, y estructura de techumbre en el caso de Metalcon que a su vez está revestido en su gran mayoría por planchas de yeso cartón en revestimiento interior de muros estructurales de 2do piso, tabiquería, zonas húmedas y cielos. Las ventanas son de pvc folio madera con vidrios termopanel.



Figura 2: Casa de estudio tipo C (SAV7C)

Residuos de construcción

La mayor cantidad de residuos en los procesos constructivos son generados producto de la inadecuada cubrición en la etapa de diseño, lo que conlleva, a una compra en exceso de material, y por el mal manejo y aprovechamiento de



los materiales en la etapa de construcción. Lo que sumado conlleva a una generación innecesaria de residuos en obra.

El impacto que generan los residuos sólidos de la construcción, se proyecta en al menos 7.4 millones de toneladas para el año 2025 (Véliz *et al.*, 2022). Tan solo la región Metropolitana aporta un 31% de la cantidad total de residuos sólidos en la construcción en Chile, seguida por la región de Valparaíso con un 7.1% y un 5.3% la región del Bio Bío, provocado por el gran auge de desarrollo inmobiliario en dichas regiones (MMA, 2020).

Metodología

En este estudio se abordará la metodología propuesta para obtener los resultados con los cuales se realizará un procedimiento de optimización de los materiales analizados.

Cubicación de residuos

Para tener un conocimiento estimado de la cantidad de residuos que se pierde por la manipulación de los materiales de estudio, se realizó una cubicación en terreno de los desechos generados. Esto se ejecutó de forma manual. El principal objetivo de esta etapa es conocer el porcentaje de restos con respecto a la cantidad total de material para la vivienda tipo C.

La forma de realizar la cubicación, en el caso de las planchas de yeso cartón, fue calculando el área de las piezas de residuos e identificando su clasificación (plancha RH de 12.5 mm o ST de 10 mm y 15 mm), mientras que para el Metalcon se cubió a partir de los largos de los sobrantes junto con su clasificación (Perfil 60CA085, 62CA085, 90CA085, PORTANTE C.40R, 40CA085, 92C085 y 40 OMA085).

Ciclo de vida de materiales en estudio

Antes de realizar un proceso de optimización de los materiales en estudio, es necesario conocer el valor de todo el ciclo por unidad de cada material analizado. Para esto es imprescindible conocer todas las fases en las que éstos se ven involucrados, considerando las siguientes etapas:

Compra de material

En esta etapa se cotiza y realiza la compra de los materiales, dependiendo de la cantidad; ya que, puede ser parcializado. El precio de compra tiene una repercusión directa en el

valor total del ciclo de vida del material, ya que, si es comprado en exceso producto de una mala cubicación o por mala manipulación, se considerará, además, como pérdida. En la Tabla 1 se evidencia el valor de compra de los materiales en estudio.

Tabla 1: Costo de materiales en estudio

Clases	Valor compra, \$	Cantidad
Planchas yeso cartón		
Volcanita ST 15 mm	3990	58
Volcanita ST 10 mm	3600	17
Volcanita RH 12.5 mm	6784	15
Perfiles Metalcon		
Perfil 60 CA085 6 m	3895	11
Perfil 62 CA085 6 m	2669	16
PERFIL 90 CA085 6 m	5057	68
Perfil PORTANTE C.40 R 6 m	3242	54
Perfil 40 CA085 6 m	4077	10
Perfil 92 C085 6 m	4414	37
Perfil 40 OMA085 6 m	4077	57

Recepción en bodega

La recepción es supervisada por el jefe de bodega y un ayudante, los que se preocupan de recibir el material, descargarlo y acopiarlo.

Traslado material a terreno

El traslado de material es realizado con ayuda de un montacarga y un jornal, supervisado y autorizado por el personal de bodega.

Instalación de material

El proceso de instalación del material es pagado a un subcontrato, que con una cuadrilla realiza las operaciones de corte e instalación del material. El costo de esta etapa no es considerado en el ciclo de vida de los materiales, ya que es un trabajo pagado por vivienda y no por unidad de material.

Limpieza de residuos en vivienda

La limpieza de residuos en vivienda se realiza, en primera instancia, por dos jornales de aseo que juntan los restos dentro de la casa para mantener la limpieza en su interior, y después otros dos jornales de aseo llevan todos estos residuos fuera de la casa para cargarlos con apoyo de una



retroexcavadora, que luego los trasladará al sector de acopio de residuos que se encuentra debidamente clasificado.

Retiro de residuos de obra

El retiro de residuos se realiza con la ayuda de dos jornales y el prevencionista de riesgos que supervisa el cargado de los residuos por parte de la empresa transportista, para luego ser llevado a destinos como la planta de compra de chatarra en el caso de los perfiles de Metalcon y planta de tratamiento en el caso de las planchas de yeso cartón.

Luego de identificar las fases por las que pasa el material se procede a realizar las mediciones en terreno, midiendo el tiempo de demora para cada una de las etapas de material que es utilizado en la vivienda tipo C.

Softwares utilizados

A continuación, se presentan los softwares que se utilizaron para realizar el estudio de optimización de los materiales analizados.

CutMaster 2D

Para el desarrollo del presente estudio se utiliza el software CutMaster 2D (2015) que optimiza el dimensionamiento de los materiales, generando a su vez una menor cantidad de residuos producto del buen aprovechamiento del material. Si bien, existen variados softwares que resuelven la problemática en cuestión, en este estudio se hace uso del programa anteriormente mencionado.

El corte definido es vital para la producción optimizada de piezas, con la menor cantidad de residuos, donde el software CutMaster 2D (2015) proporciona todas las herramientas para lograr el máximo rendimiento del material. En la pantalla principal del programa se ingresan los datos de entrada, como dimensiones del material y las dimensiones de los cortes requeridos, como se puede evidenciar en la Figura 3.

Tableros (0)			
Descripción	Longitud	Ancho	Cant.
Volcanita ST 15mm	240	X 120	55
Iniciales	Longitud	Ancho	Cant.
2. D2	78	X 155	1

Figura 3: Ejemplo de ingreso de datos de entrada del material y de corte al programa CutMaster 2D

El programa generará un proceso iterativo hasta entregar la mejor propuesta de cortes requeridos en base a los datos de entradas, como se puede evidenciar en la Figura 4. Entregando además información relevante referente al porcentaje de utilización por material, promedio de utilización por el total del material, cantidad de residuos que se generan, planos de cortes, entre otros datos relevantes, como se ve en la Figura 5.

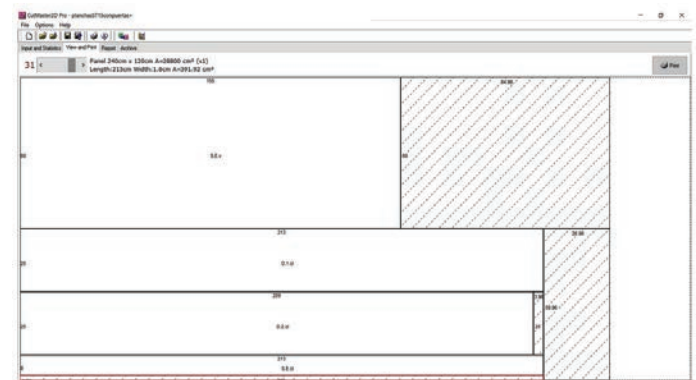


Figura 4: Ejemplo de plano de cortes entregado por el software CutMaster 2D

Partes ingresadas	146
Partes usadas	146
Tableros usados	51
Área de partes (cm ²)	1397982
Utilidad promedio	95.18
Utilidad del último tablero (%)	77.8
Longitud de corte (cm)	34856.08
Longitud de borde (cm)	0

Figura 5: Ejemplo de datos estadísticos calculados por el software CutMaster 2D

SketchUp

Otro programa utilizado dentro del estudio es el software SketchUp (2017), desde donde se realiza el modelamiento 3D para posteriormente crear un manual de instalación con los cortes de planchas y a su vez, optimizar sus cortes de manera gráfica, dado que es una representación gráfica del material ya instalado. De esta forma se puede estandarizar y mostrar a los trabajadores en obra la metodología de instalación, ya que permite una mejor comprensión que los modelos actualmente utilizados en 2D.

Para la representación gráfica de la vivienda es necesario tener los planos estructurales actualizados en su última versión y de esta forma llevar estas dimensiones al



software obteniendo un modelamiento 3D lo más acotado a la realidad, como se puede evidenciar en la Figura 6.

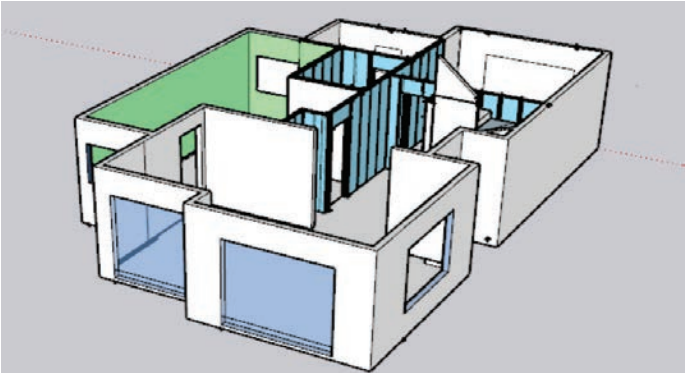


Figura 6: Modelamiento en 3D del 1er piso de vivienda tipo C usando SketchUp

Cubicación de residuos

En los siguientes apartados se muestran los resultados de la cubicación de residuos de yeso cartón y Metalcon que actualmente hay en la obra para la casa tipo C. En la Tabla 2 se evidencia la cubicación en m² de residuos de yeso cartón y el área total de material que es destinado para la vivienda, obteniendo el porcentaje de residuos con respecto al material destinado a la vivienda.

En la Tabla 3 se encuentran la cubicación en kilos de residuos de Metalcon y el total de material destinado para la vivienda, obteniendo el porcentaje de residuos con respecto al material destinado a la vivienda.

Tabla 2: Cubicación de residuos de yeso cartón

Clases	m ² destinados	Cantidad residuos, m ²	%
Volcanita ST 15 mm	167.04	16.64	10
Volcanita ST 10 mm	48.96	7.48	15
Volcanita RH 12.5 mm	31.68	6.43	20

Tabla 3: Cubicación de residuos de Metalcon

Clases	kg destinados a la casa	Cantidad residuos, kg	%
Perfil 60 CA085 6 m	360.6	25.9	7
Perfil 62 CA085 6 m	69.1	4.3	6
Perfil 90 CA085 6 m	879.7	214.4	24
Perfil PORTANTE C.40 R 6 m	123.1	9.3	8
Perfil 40 CA085 6 m	49.8	7.7	15
Perfil 92 C085 6 m	222.0	17.8	8
Perfil 40 OMA085 6 m	330.4	26.1	8

Cabe mencionar que se contabilizaron 20 perfiles de residuos que superaban 1 m de longitud, llegando a 1.81 m el perfil más largo. El promedio de longitud de los residuos es de 69.8 cm.

Ciclo de vida materiales de estudio

En base a las fases identificadas anteriormente, se obtienen los resultados de los tiempos necesarios para cada actividad involucrada en el ciclo de vida de las planchas de yeso cartón, como se puede evidenciar en la Tabla 4, y en el ciclo de vida de los perfiles de Metalcon en la Tabla 5.

Tabla 4: Tiempo de demora para la totalidad de planchas

Actividad	Recursos	Tiempo, min
Recepción en bodega	Jefe de bodega	40
	Jornal	40
	Montacargas+operador	40
Traslado de material a terreno	Jornal	78
	Retroexcavadora +operador	24
Limpieza residuos en terreno	2 jornales de aseo	48
	2 jornales	37
	Retroexcavadora +operador	25
Retiro de residuos	Prevencionista	0.34
	2 jornales	0.34

Tabla 5: Tiempo de demora para la totalidad de perfiles

Actividad	Recursos	Tiempo, min
Recepción en bodega	Jefe de bodega	30
	Jornal	30
	Montacargas Manitou +operador	30
Traslado de material a terreno	Jornal	33
	Montacargas Manitou +operador	23
Limpieza residuos en terreno	2 jornales de aseo	34
	2 jornales	30
	Retroexcavadora +operador	30
Retiro de residuos	Prevencionista	0.24
	2 jornales	0.24

Valorización ciclo del material

Luego de obtenido los tiempos necesarios para realizar cada actividad, se procede a agregar un costo a este ciclo de los materiales en estudio, que es calculado, considerando los sueldos de los trabajadores como se evidencia en la



Tabla 6 y los costos de las maquinarias como se evidencia en la Tabla 7. Estos costos son valorizados por minuto para unificar las unidades de medidas.

Tabla 6: Valorización de mano de obra

Trabajador	\$/mensual	\$/día	\$/h	\$/min
Jefe de bodega	660000	22000	2750	46
Jornal	450000	15000	1875	31
Prevencionista	700000	23333	2917	49

Tabla 7: Valorización de maquinarias

Maquinaria	\$/h	\$/min
Retroexcavadora	16000	267
Manitou	15700	262
Montacargas	16000	267

Cabe mencionar que se le agrega al costo, para ambos materiales, el transporte de retiro de residuos y su botadero. En el caso del yeso cartón es trasladado a la planta de tratamiento HIDRONOR ubicada en la comuna de Florida, región del Bío Bío. Con los siguientes costos:

- Costo de transporte desde obra a botadero: \$150000
- Costo por kilo de recepción de residuo yeso cartón (c/ IVA): \$70

En el caso del Metalcon es comprado por una empresa de tratamiento de chatarra, la que incluye el transporte, con los siguientes valores:

- Valor de compra por kilo: \$120

A partir de todos los datos anteriores se pueden traspasar los resultados de tiempo en cada una de las fases a un costo asociado que conlleva cada tipo de material. Se agrupan las fases de recepción en bodega y traslado de material a terreno en el ítem costo de mano de obra y maquinarias. Además, se agrupan las fases de limpieza en terreno, el retiro y el costo del tratamiento del residuo en el ítem de costo desecho residuos.

En la Tabla 8, se evidencia el ciclo de vida valorizado de las planchas de yeso cartón.

En la Tabla 9 se encuentra el ciclo de vida valorizado del Metalcon. Cabe mencionar que el costo de desechos en el caso de este material es negativo, ya que, no es un gasto para la constructora si no que este material es comprado

por una empresa de tratamiento de chatarra por lo que el valor queda como ingreso a la constructora.

Tabla 8: Valor total del material yeso cartón

Valor de ciclo de vida de una plancha de yeso cartón				
Tipo	Valor compra	Costo mano de obra y maquinarias, \$/plancha	Costo desecho residuos, \$/plancha	Total valor material
Volcanita ST 15 mm	3990	371	4411	8772
Volcanita RH 12.5 mm	3895	371	3712	7978
Volcanita ST 10 mm	3600	371	3155	7126

Tabla 9: Valor total del material Metalcon

Valor de ciclo de vida de una perfil de Metalcon				
Tipo	Valor compra	Costo de mano de obra y maquinarias, \$/perfil	Costo desecho residuos, \$/perfil	Total valor material
Perfil 60 CA085 6 m	3895	50	-409	3536
Perfil 62 CA085 6 m	2669	50	-306	2413
Perfil 90 CA085 6 m	5057	50	-523	4584
Perfil Portante C.40 R 6 m	3242	50	-159	3133
Perfil 40 CA085 6 m	4077	50	-351	3776
Perfil 92 C085 6 MT	4414	50	-424	4040
Perfil 40 OMA085 6 m	4077	50	-414	3713

Propuesta de optimización

A continuación, se explica el paso a paso de la metodología propuesta para la optimización de los materiales en estudio.

Yeso cartón

Como primer paso hay que realizar una modelación de planos en 3D en programas habilitados para dicha



actividad, en este estudio se utilizó SketchUp (2017). Se modelan las distintas tipologías de vivienda, incluyendo la estructura de Metalcon para poder hacer una optimización de planchas de yeso cartón lo más acotado a la realidad, como se observa en la Figura 7. Para este primer paso, se necesitan los planos de arquitectura y detalle de Metalcon de cada tipología de casa, en su última versión.

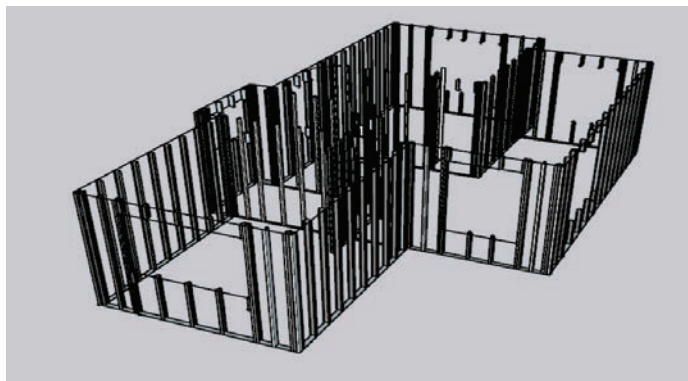


Figura 7: Modelamiento en 3D de 2do piso de vivienda tipo C

En segundo lugar, se utiliza el programa CutMaster 2D (2015) para optimizar el dimensionamiento de las planchas, con la metodología descrita a continuación.

Comenzar con la instalación de planchas enteras en paredes lisas, que no tengan puertas ni ventanas, partiendo desde las esquinas. Realizando este paso para toda la casa antes de proceder con cortes en planchas.

Iniciar con la instalación de planchas enteras en closets, partiendo desde las esquinas. Realizando este paso para toda la casa antes de proceder con cortes en planchas.

Luego empezar con la instalación de las planchas en vanos para ventanas, se propone dos tipos de cortes dependiendo de las dimensiones de la ventana. El primer caso es realizar cortes rectangulares de mayor longitud, como se ve en la Figura 8a y para el segundo caso con ventanas de dimensiones mayores se propone la solución de cortes con mayor área, como se evidencia en la Figura 8b.

Posteriormente, seguir con los vanos para puertas. En este caso, se recomienda hacer cortes de forma rectangular y utilizar los retazos de planchas de los puntos anteriores. A continuación, en la Figura 9, se muestra el ejemplo para realizar los cortes en puertas.

Todos los cortes sobrantes de las etapas antes mencionadas, rectangulares o irregulares (interior de closets, *shafts*,

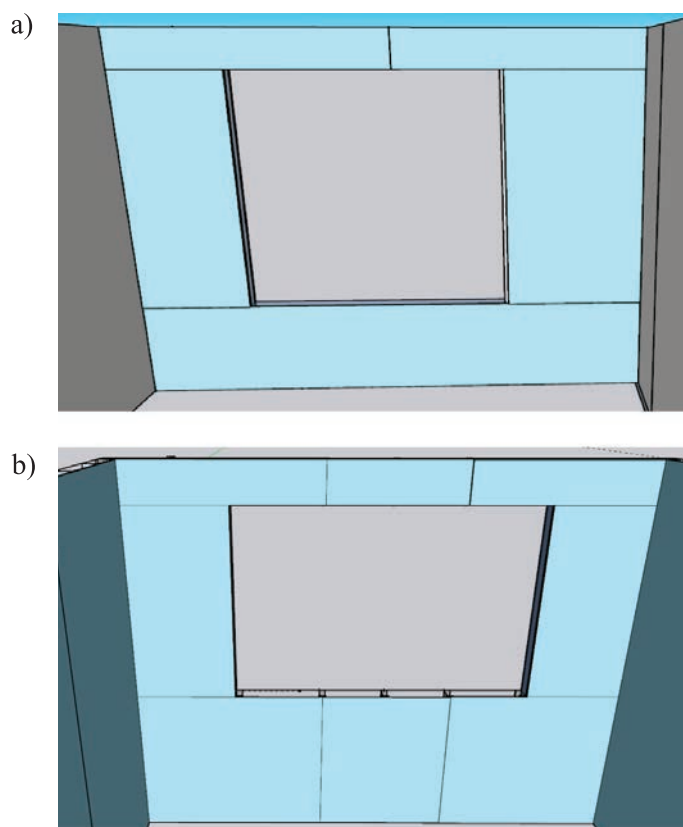


Figura 8: Propuestas de cortes en vanos de ventanas a) menos cortes para ventana más grande y b) más cortes para ventana más pequeña

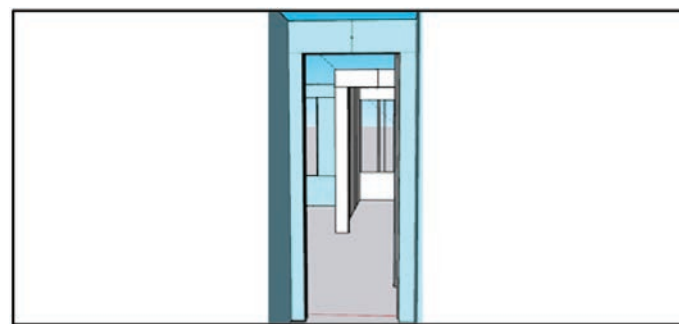


Figura 9: Propuesta de cortes en vanos de puertas

terminaciones, entre otros) deben volver al proceso de optimización por medio del software CutMaster 2D (2015), de tal forma de optimizar la mayor cantidad de piezas en las planchas disponibles.

Para terminar todo este proceso se crea un manual de instalación donde se mostrará las distintas disposiciones de planchas de yeso cartón que serán utilizadas en la casa tipo C. Este manual servirá para la instalación en terreno, proceso que debe ser repetido para optimizar todos los cortes dependiendo de las tipologías de casas.



Metalcon

Se realiza una cubicación de Metalcon, lo más detallada posible, considerando el material a utilizar tanto en la estructura de techumbre como en la tabiquería de la vivienda, y de esta forma realizar los cortes unificando ambas partidas, generando así una optimización en conjunto, ya que, actualmente los cortes son realizados por separado y dependiendo de la etapa de construcción de la vivienda, sin aprovechar en la totalidad el material y generando más residuos.

Luego se ingresan los datos que se agruparon anteriormente en el programa CutMaster 2D (2015), manteniendo el ancho constante y solo variando los largos como se ve en la Figura 10. El programa calculará las mejores combinaciones de los cortes para lograr la mejor optimización de estos. Además, entrega el resultado de las combinaciones de forma gráfica como se evidencia en la Figura 11.

Verificación de la metodología optimización de material

A partir de la metodología propuesta para los materiales de estudio, se procede a analizar sus resultados y si efectivamente se puede optimizar el uso de los materiales. En la Tabla 10 se observa la cantidad de material que efectivamente es posible disminuir con la nueva metodología.

A pesar de que hubo algunos materiales en los que no fue posible la reducción de material, si fue posible en otros como son el caso de volcanita ST 15 mm y volcanita RH

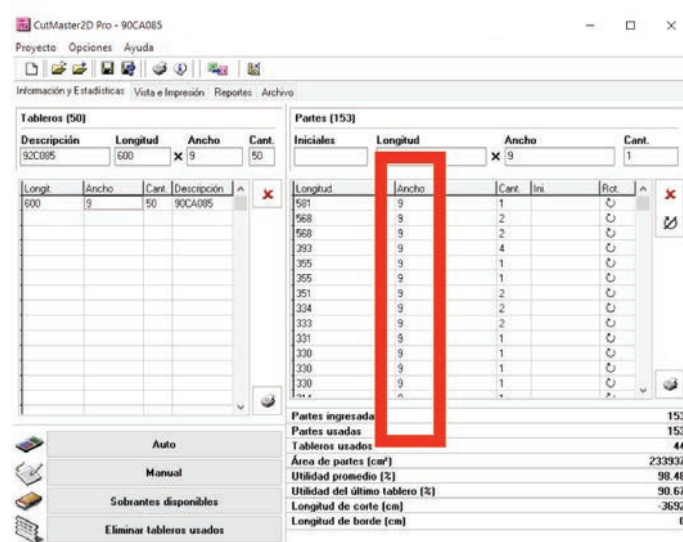


Figura 10: Ingreso de datos a CutMaster 2D ancho constante (demarcado en rojo)

12.5 mm, para el caso de las planchas de yeso cartón, y en perfiles de 60CA085, 62C085, 90CA085 y 92C085, en el caso del Metalcon, fue efectivamente posible disminuir con la nueva metodología.

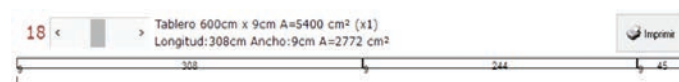


Figura 11: Plano de corte entregado por el software

Tabla 10: Comparación de cantidad de material utilizado

MATERIAL	Material actualmente utilizado	Material a utilizar con nueva metodología
	Planchas	
Volcanita ST 15 mm	58	52
Volcanita ST 10 mm	17	17
Volcanita RH 12.5 mm	15	12
Material		Perfiles
Perfil 60 CA085 6 m	11	10
Perfil 62 CA085 6 m	16	14
Perfil 90 CA085 6m	68	50
Perfil portante C.40 R 6 m	54	54
Perfil 40 CA085 6 m	10	10
Perfil 92 C085 6 m	37	27
Perfil 40 OMA085 6 m	57	57

Verificación de metodología disminución de residuos

Para la siguiente etapa, el estudio se enfoca en los materiales que sí pudieron ser optimizados. Al disminuir la cantidad de material a ser utilizado, sus residuos también disminuirán. En la Tabla 11 encontramos la comparativa de porcentaje de residuos generados actualmente con los generados con la nueva metodología.

Tabla 11: Comparación de residuos

MATERIAL	% de residuos actualmente	% de residuos con nueva metodología
Volcanita ST 15 mm	10	3
Volcanita RH 12.5 mm	20	10
Perfil 60 CA085 6 m	7	4
Perfil 62 CA085 6 m	6	5
Perfil 90 CA085 6 m	23	6
Perfil 92 C085 6 m	8	5



En la Tabla 11 se puede evidenciar que fue posible disminuir hasta en un 74% los residuos en el caso de los perfiles 90 CA085 6 m y en un 70% en Volcanita ST 15 mm, lo que implicaría un ahorro en la compra de materiales para la constructora y al mismo tiempo, hacer la obra más limpia.

Comparación valor de ciclo de vida de los materiales

De lo valores obtenidos en el apartado anterior Valorización ciclo del material, se obtuvo un valor total del material por unidad, del cual se puede calcular su incremento en comparación al valor de compra por unidad sin incluir el ciclo de vida.

En el caso de las planchas de yeso cartón en la Tabla 12 se puede evidenciar cuanto es el porcentaje de incremento de precio, en algunos casos superando el 220% en el valor inicial de compra, como en el tipo Volcanita RH 12.5 mm.

Tabla 12: Incremento en el valor de compra de plancha de yeso cartón, incluyendo el ciclo de vida

Tipo	Valor compra, \$	Total valor material, \$	Incremento
Volcanita ST 15 mm	3990	8772	220%
Volcanita RH 12.5 mm	3895	7978	205%
Volcanita ST 10 mm	3600	7126	198%

En el caso del Metalcon, su ciclo de vida es totalmente distinto, como se puede ver en la Tabla 13 no existe

incremento en el valor final de los distintos tipos de perfiles, sino que, su valor se ve disminuido, esto debido a la venta de estos residuos, es por ello que el valor final del material es menor al de compra.

Tabla 13: Disminución en el valor de compra del Metalcon

Tipo	Valor compra, \$	Total valor material, \$	Disminución
Perfil 60 CA085 6 m	3895	3536	9%
Perfil 62 CA085 6 m	2669	2413	10%
Perfil 90 CA085 6 m	5057	4584	9%
Perfil Portante C.40 R 6 m	3242	3133	3%
Perfil 40 CA085 6 m	4077	3776	7%
Perfil 92 C085 6 m	4414	4040	8%
Perfil 40 OMA085 6 m	4077	3713	9%

Cabe destacar, que el incremento en la compra de materiales incluye el precio final considerando el ciclo de vida obtenido en el apartado Valorización ciclo del material, por ende, es preciso optimizar el total de compra de materiales con una cubicación según la nueva metodología propuesta, para disminuir el precio final por toda la partida.

Comparación de costos

Al disminuir la cantidad de material con la nueva metodología de optimización, también se ve disminuido el total de compra de materiales, generando un primer ahorro monetario y, por consiguiente, una disminución de residuos.

Tabla 14: Comparación de costos plancha yeso cartón

Método actual						
Tipo plancha	Cantidad planchas	Valor plancha, \$	Costo total de compra, \$	Residuos, m²	Valor residuos por plancha, \$	Valor por total residuos, \$
Volcanita ST 15 mm	58	3990	231420	16.64	4196	24243.56
Volcanita RH 12.5 mm	15	6784	101760	6.4	3497	7771.11
Total compra			333180	Valorización de residuos		32015
Propuesta optimizada						
Tipo plancha	Cantidad planchas	Valor plancha, \$	Costo total de compra, \$	Residuos, m²	Valor residuos por plancha, \$	Valor por total residuos, \$
Volcanita ST 15 mm	52	3990	207480	5	4196	7284.72
Volcanita RH 12.5 mm	12	6784	81408	1.5	3497	1821.35
Total compra			288888	Valorización de residuos		9106



Tabla 15: Comparación de costos perfiles de Metalcon

Método actual						
Tipo perfil	Cantidad perfiles	Valor perfil, \$	Costo total de compra, \$	Residuos, kg	Valor residuos por perfil, \$	Valor por total residuos, \$
Perfil 60 CA085 6 m	11	3895	42845	25.90	-409	-1839
Perfil 62 CA085 6 m	16	2669	42704	4.55	-306	-322
Perfil 90 CA085 6 m	68	5057	343876	89.39	-523	-6335
Perfil 92 C085 6 m	37	4414	163318	17.80	-424	-1258
Total compra			592743	Valorización de residuos		-9754
Propuesta optimizada						
Tipo perfil	Cantidad perfiles	Valor perfil, \$	Costo total de compra, \$	Residuos, kg	Valor residuos por perfil, \$	Valor por total residuos, \$
Perfil 60 CA085 6 m	10	3895	38950	10.8	-409	-767
Perfil 62 CA085 6 m	14	2669	37366	3.4	-306	-241
Perfil 90 CA085 6 m	50	5057	252850	54.9	-523	-3891
Perfil 92 C085 6 m	27	4414	119178	11.1	-424	-784
Total compra			448344	Valorización de residuos		-5683

En las Tabla 14 y 15 se detalla un resumen de las diferencias del método actual con la propuesta optimizada, donde se evidencian las diferencias tanto del costo de compra del material como de los costos de los residuos.

Plancha de yeso cartón

En base a los resultados de la Tabla 14, se muestran los ahorros totales para la vivienda tipo C, para el material de yeso cartón:

- Ahorro para vivienda tipo C: \$44292
- Ahorro para un total de 12 viviendas tipo C en obra: \$531504
- Ahorro de residuos para vivienda tipo C: \$22909
- Ahorro de residuos para un total de 12 viviendas tipo C: \$274908

Obteniendo un total de ahorro de \$806412 pesos para la totalidad de casas tipo C.

Perfiles de Metalcon

En base a los resultados de la Tabla 15, se muestran los ahorros totales para la vivienda tipo C para el material Metalcon:

- Ahorro para vivienda tipo C: \$144339
- Ahorro para un total de 12 viviendas tipo C en obra: \$1732788

En el caso del ahorro de residuos de Metalcon no es un valor que se pueda ahorrar la constructora ya que, al disminuir sus residuos, disminuye la venta de éste, es por esto que el valor es negativo en la columna de valor total de residuos. No obstante, el ahorro de compra con la nueva metodología es de \$1732788 pesos para la totalidad de casas tipo C.

Comentarios y recomendaciones

Se necesita capacitar a los ingenieros de proyectos, de oficina técnica u otros involucrados en la etapa de diseño y cubicación, en la utilización de los softwares CutMaster 2D (2015) y SketchUp (2017), además de realizar capacitaciones al personal de obra que trabaja en la instalación, para implementar la nueva metodología. Lo anterior debido a que esta metodología no solo depende de los ejecutores de la obra, sino que debiera venir prediseñada desde la concepción del proyecto.

Se recomienda para el caso del yeso cartón, crear un taller de corte y dimensionado dentro de las instalaciones de faena, para realizar los cortes de planchas para la totalidad de las casas. Este taller deberá contar con una cuadrilla que sólo se dedique a cortar planchas e ir codificando cada corte para ser identificados en el proceso de instalación en terreno, esto va acompañado de un manual de fácil lectura para los maestros instaladores. Al realizar los cortes dentro de la obra, los maestros deben verificar si las dimensiones



de las casas son las mismas proyectadas y realizar los cambios antes de proceder con los cortes, para no tener imprevistos en la etapa de instalación.

Para implementar la nueva metodología de Metalcon se recomienda crear un taller de prefabricados dentro de las instalaciones de faena. Este galpón será utilizado para realizar las estructuras prefabricadas de Metalcon, lo que permitiría un mejor aprovechamiento y optimización de recursos, tanto en tiempo de instalación, como en material. Esto lo debe realizar una cuadrilla que solo se dedique a construir las estructuras de Metalcon. Se recomienda que las estructuras prefabricadas sean trasladadas por maquinaria y montadas por otra cuadrilla.

En el taller propuesto al prefabricar en un ambiente controlado, se puede tener los residuos contabilizados, lo que favorece a la reutilización de los materiales en estudio y otros utilizados en obra.

Se recomienda generar un protocolo de manejo de todos los residuos de obra, de tal forma de que todo el material sobrante sea clasificado y en su oportunidad reutilizado.

Conclusiones

Se puede concluir que con la nueva metodología propuesta se genera un ahorro en la compra de materiales y una disminución en la generación de residuos, obteniendo beneficios tanto económicos como medioambientales.

Junto con lo anterior, ya que se ha evidenciado el incremento del valor final de los materiales considerando la compra y su ciclo de vida, es imprescindible optimizar en etapas de diseño, cubicación e instalación, dichos materiales para evitar compras innecesarias que en ocasiones aumentan hasta en un 220% su valor final.

Por otro lado, al implementar un taller de corte y dimensionado en obra, se puede asumir una disminución en el tiempo necesarios para realizar dichas operaciones, ya que los materiales prefabricados pueden ser producidos en una línea de proceso que optimiza el tiempo de fabricación y regula la cantidad de material a utilizar.

Finalmente es factible extrapolar la metodología propuesta a otros materiales de construcción, que deben ser dimensionados en obra, como; terciados, melaminas, baldosas u otros.

Referencias

- Aleksanin, A. (2019). Development of construction waste management. *XXII International Scientific Conference on Construction for the Formation of Living Environment FORM-2019, E3S Web of Conferences* 97, 06040
- Bravo, J., Valderrama, C. y Ossio, F. (2019). Cuantificación económica de los residuos de construcción de una edificación en altura: un caso de estudio. *Información Tecnológica* 30(2), 85-94
- Bravo J. (2018). *Análisis de las principales pérdidas de materiales en obras de edificación en etapa de terminaciones*. Memoria de título de Constructor Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile
- Chandrakanthi, M., Hettiaratchi, P., Prado, B. and Ruwanpura, J.Y. (2002). Optimization of the waste management for construction projects using simulation. *IEEE Winter Simulation Conference*, vol. 2, 1771-1777
- CutMaster 2D (2015). Cutting optimization software for professional and home workshops. Pro v.1.5.3. Greensburg PA, USA
- Ghaffar, S.H., Burman, M. and Braimah, N. (2020). Pathways to circular construction: an integrated management of construction and demolition waste for resource recovery. *Journal of Cleaner Production* 244, 118710
- Guarda J. (2008). *Estudio para minimizar las pérdidas de materiales en obras de edificación en extensión*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile
- MMA (2020). Generación residuos de la construcción y demolición, Capítulo 2.6. Residuos, Capítulo 10. Informe del estado del medio ambiente. Ministerio del Medio Ambiente MMA, Santiago, Chile
- MINVU (2018). Estándares de construcción sustentable para viviendas de Chile. Tomo IV: Materiales y Residuos. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile
- Pape, H. y Nazer, A. (2021). Determinantes de la innovación en empresas constructoras de la Región de Atacama, Chile. *Obras y Proyectos* 29, 80-92
- Patel, S. and Patel, C.G. (2016). Cost optimization of the project by construction waste management. *International Research Journal of Engineering and Technology* 3(5), 734-740



SketchUp (2017). 3D design software. v.16.1.1450. Trimble Inc., Sunnyvale CA, USA

Véliz, K.D., Ramírez-Rodríguez, G. and Ossio, F. (2022). Willingness to pay for construction and demolition waste from buildings in Chile. *Waste Management* **137**, 222-230

Wang, J., Wu, H., Tam, V.W. and Zuo, J. (2019). Considering life-cycle environmental impacts and society's willingness for optimizing construction and demolition waste management fee: An empirical study of China. *Journal of Cleaner Production* **206**, 1004-1014



Riesgo por fugas accidentales de gas licuado de petróleo hacia trabajadores y comunidad en las ciudades de Nacimiento, Cabrero, La Laja y Mulchén (Chile)

Risk for accidental leaks of liquefied petroleum gas to workers and community in Nacimiento, Cabrero, La Laja y Mulchén cities (Chile)

Fecha de envío: 3 de septiembre 2021

Fecha de aceptación: 6 de septiembre 2022

Adrián Silva¹, Rodolfo Contreras² y Margarita Barrandeguy¹

¹ Departamento de Ciencias y Tecnología Vegetal, Escuela de Ciencias y Tecnologías, Universidad de Concepción, Juan Antonio Coloma 0210, Los Ángeles, Chile, asilvaf@udec.cl, mbarrand@udec.cl

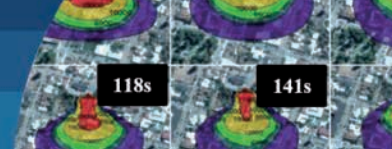
² Ingeniería en Prevención de Riesgos, Universidad de Concepción, Juan Antonio Coloma 0210, Los Ángeles, Chile, rcontrerasj@udec.cl

Se evaluaron los riesgos de fugas de GLP, desde estanques de almacenamiento, hacia trabajadores y la comunidad en cuatro ciudades en Chile. La información de los estanques fue obtenida desde fuentes públicas y privadas, complementada con trabajo de campo. Se consideraron estanques de 2 m³ y 4 m³. Se aplicaron las metodologías de análisis de riesgo NTP 937 (2012) y APELL (2015), además del software Slab View para modelar el comportamiento espacial y temporal de las fugas. Como resultado se identificaron 41 estanques de GLP. Del análisis de la aplicación la metodología NTP 937 (2012) se obtuvo que el riesgo por inhalación en 8 de los 9 puestos de trabajo evaluados es de nivel moderado y que el puesto de trabajo con mayor riesgo laboral corresponde al trabajador doméstico con un riesgo moderado y una prioridad de acción clase 2, por lo que se necesita probablemente de medidas correctoras y una evaluación más detallada. De la utilización de la metodología APELL (2015) se obtuvo que en las cuatro ciudades las fugas de GLP tendrían un efecto sobre los trabajadores y la comunidad a un nivel de prioridad clase B y C pudiendo en el último caso ocasionarse heridas graves y serias complicaciones a trabajadores o personas. Finalmente, con Slab View se obtuvo que no existe riesgo por intoxicación debido a que los tiempos de exposición para concentración de 10000 ppm son menores a los 10 min sugeridos por los niveles AEGL (EPA, 2016) y que existen situaciones tiempo-distancia en donde se alcanzan concentraciones de 19000 ppm que podrían ocasionar deflagraciones y una eventual explosión.

Palabras clave: riesgo laboral, fuga de gas, gas licuado de petróleo GLP, programa Slab View

The risks of LPG from storage tanks to workers and community in four cities in Chile were assessed. The information from the tanks was obtained from public and private sources, complemented with field work. Tanks with capacities of 2 m³ and 4 m³ were considered. The methodologies for the risk analysis of NTP 937 (2012) and APELL (2015), in addition to the Slab View software to model the spatial and temporal behavior of leaks were applied. As a result, 41 LPG tanks were identified. From the analysis of the application of the NTP 937 (2012) methodology it was obtained that the risk by inhalation in 8 of the 9 jobs evaluated is of a moderate level and that the job with the highest occupational risk corresponds to the domestic worker with a moderate risk and a priority for action class 2. So corrective actions and a more detailed evaluation are probably required. Using the APELL (2015) methodology, it was obtained that in the four cities, LPG leaks would have an effect on workers and the community at a class B and C priority level, in the latter case causing serious injuries and serious complications to workers or persons. Finally, with Slab View it was obtained that there is no risk of intoxication because the exposure times for a concentration of 10000 ppm are less than the 10 min suggested by the AEGL (EPA, 2016) levels and that there are time-distance situations where concentrations of 19000 ppm are reached and that could cause deflagration and an eventual explosion.

Keywords: occupational hazard, gas leaks, liquefied petroleum gas LPG, Slab View software



Introducción

A lo largo de la historia humana, el hombre ha ido transformando y atravesando diversas etapas; desde la aparición de las primeras comunidades sedentarias, hasta el día de hoy, en el que la tecnología predomina, alterándose poco a poco el balance natural establecido entre el ecosistema y el ser humano (Alfayate, 2004). A partir de la revolución industrial, comenzaron a verse los primeros impactos negativos a nivel global, debido a la mecanización masiva, la migración campo-ciudad y la utilización de combustibles fósiles, ocasionando un agravamiento en la contaminación localizada (Otero, 2001). Posterior a esta etapa de desarrollo industrial la contaminación ambiental se manifestó de manera más importante y se generó preocupación por el deterioro del planeta. Esto significó que, en 1972, la Organización de las Naciones Unidas estableciera el Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA), cuya principal función ha sido promover el desarrollo sostenible del medio ambiente (PNUMA, 2017).

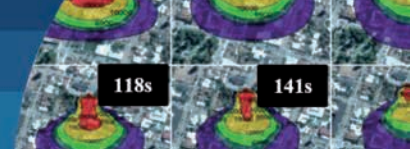
Las instalaciones que manipulan, procesan, transportan o almacenan sustancias peligrosas están expuestas a sufrir incidentes de diversa gravedad en alguna de estas etapas; como consecuencia de una fuga no controlada (Carrari *et al.*, 2004). Como ejemplo de lo anterior se tiene el accidente ocurrido la madrugada del 19 de noviembre de 1984, en San Juan Ixhuatepec, México, donde se registró una de las explosiones de Gas Licuado de Petróleo (GLP) más grandes de su historia. La fuga producto de una sobresaturación en uno de sus estanques dio paso a una nube de 2 m de alto que cubrió un área de alrededor de 200x150 m² que se movía lentamente, que culminó en una brusca explosión, dejando a 503 personas muertas y más de 7000 heridos (López *et al.*, 2012).

Chile no ha estado ajeno a este tipo de accidentes, ejemplo de ello es el accidente ocurrido en diciembre del año 2016 en la ruta 68 en la cual un vehículo de transporte de GLP de la empresa Abastible volcó a causa de que el conductor perdió el control de su vehículo en una curva, iniciando una serie de explosiones debido a la ruptura de las válvulas tras la caída. El accidente terminó afortunadamente sin lesionados y con la pérdida total del vehículo (Emol, 2016). Otro ejemplo, es la explosión de gas ocurrida en la clínica Sanatorio Alemán de la ciudad de Concepción en el

año 2018, que dejó tres fallecidos y 46 heridos, accidente provocado por una perforación accidental en una cañería de gas mientras se realizaban trabajos de reparación (Cooperativa, 2018).

En ocasiones, el riesgo de que se produzca un derrame o fuga no es valorado adecuadamente, subestimándose o simplemente obviándose; observándose planes de emergencia de instalaciones industriales en las cuales la única emergencia de carácter tecnológico que se contempla es el incendio (García, 1999). Debido a esa situación de carencia de evaluaciones de riesgos tecnológicos es que necesariamente se han generado metodologías para evaluar el riesgo que conllevan las distintas operaciones industriales. Es así como, en el año 1988, el Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente PNUMA, el cual desde 1972 promueve el desarrollo sostenible, creó el programa de Concientización y Preparación para Emergencias a Nivel Local (APELL, por sus siglas en inglés) el cual permite enfrentar, tanto riesgos derivados de accidentes tecnológicos como riesgos por desastres naturales, que afectan o podrían afectar a las comunidades, permitiendo desarrollar planes de reducción de riesgo en instalaciones industriales, transporte de materiales peligrosos y puertos (APELL, 2015). Por otra parte, el Instituto Nacional de Seguridad e Higiene en el Trabajo (INSHT) de España, publicó una Nota Técnica de Prevención (NTP 937, 2012), que tiene relación con la utilización de modelos cualitativos o simplificados para la evaluación de exposición inhalatoria por agentes químicos. Finalmente, una herramienta de evaluación cuantitativa de riesgos tecnológicos es el software Slab View (2015) desarrollado por la empresa Lakes Environmental como interfaz del modelo SLAB, el cual está actualmente distribuido y respaldado por la (US EPA) para descargas accidentales, que describe la dispersión de sustancias tóxicas más pesadas que el aire y que permite predecir zonas de alto riesgo cuando se generan emisiones accidentales de gases, como por ejemplo: fugas, explosiones y/o rompimiento de válvulas.

Indicadas las metodologías y herramientas anteriores, el objetivo general de este estudio consiste en realizar una evaluación cualitativa y cuantitativa del riesgo tecnológico que pueda ocasionarse hacia los trabajadores y la comunidad en las ciudades de Nacimiento, Cabrero,



La Laja y Mulchén ubicadas en la Provincia del Biobío en Chile, a causa de emisiones por fugas de gases accidentales desde fuentes de almacenamiento de Gas Licuado de Petróleo (GLP).

Desarrollo metodológico

Área de estudio

El estudio se llevó a cabo en el radio urbano de cuatro ciudades de la Provincia del Biobío: Cabrero, con una población de 21492 habitantes; La Laja, con una población de 17248 habitantes; Mulchén, con una población de 22950 habitantes y Nacimiento, con una población de 23049 habitantes según el censo aplicado en el año 2012 (INE, 2012). Específicamente el estudio se realizó en los sitios donde se almacena GLP en estanques superficiales y enterrados, en los cuales, en caso de una fuga accidental, el gas pueda dispersarse hacia los alrededores de las instalaciones con probabilidad de generar intoxicación o un peligro por deflagración.

Instrumentos y procedimientos

El estudio de análisis del riesgo, producto de una fuga accidental de GLP en cada ciudad se compuso de una parte cualitativa para cuyo desarrollo se emplearon dos metodologías, una es la metodología de análisis de riesgos del programa APELL (2015) y la otra correspondiente a la descrita en NTP 937 (2012). Una segunda parte de carácter cuantitativo fue elaborada bajo un modelo espacial y temporal para evidenciar el comportamiento de los gases fugados utilizando el software especializado Slab View (2015), donde para cada ciudad los resultados obtenidos fueron graficados y expresados bajo el nivel de riesgos y los estanques de GLP registrados fueron georreferenciados utilizando la herramienta Google Earth Pro®. El procedimiento de obtención de información fue de acuerdo con las etapas siguientes:

- Obtención de información sobre inventarios de estanques de GLP mediante consulta a Organismos del Estado: Instituto Nacional de Estadísticas (INE), Ministerio de Energía, Superintendencia de Electricidad y Combustibles (SEC) y Ministerio de Salud (MINSAL).
- Obtención de la información mediante consulta a empresas ubicadas dentro del área de estudio en

cuanto a la presencia de estanques de GLP en sus instalaciones.

- Comprobación y complementación de la información de las etapas 1 y 2 mediante trabajo de terreno. Se llevó a cabo un recorrido por la zona urbana de cada una de las ciudades consideradas y en todos los sitios informados por las organizaciones previamente consultadas. A su vez, con la ayuda de un GPS marca Garmin, modelo GPSmap 62sc, se georreferenció la posición de los estanques de GLP identificados en coordenadas UTM para la posterior confección de un mapa de riesgo.

Evaluación cualitativa del riesgo por liberación accidental de GLP

Se utilizan la metodología de NTP 937 (2012) para determinar el riesgo por inhalación y la metodología APELL (2015) para evaluar los peligros a causa de una liberación de GLP.

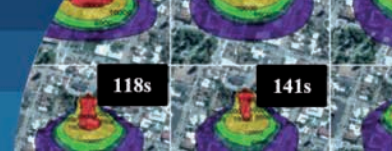
i) NTP 937 (2012)

Basado en el método del Instituto Nacional de Investigación de Seguridad (INRS) de Francia, y publicado por el INSHT en la NTP 937 (2012), se evaluó el riesgo por inhalación hacia los trabajadores, producto de fugas accidentales de GLP desde las fuentes que lo almacenan e instalaciones que lo distribuyen dentro de la residencia.

Para la evaluación del riesgo por inhalación se consideró lo siguiente:

- Liberación de gas desde estanques de 2 m³ y 4 m³, para los puestos de trabajo ubicados en las cercanías del estanque en un radio de 100 m.
- La estimación del riesgo por inhalación toma en cuenta los siguientes aspectos: capacidad volumétrica de los estanques, puestos de trabajo y la frecuencia de utilización del gas en una jornada laboral.

Considerando que los procedimientos de trabajo se realizan en un medio dispersivo, donde el primer mecanismo de acción es el de ventilación, se efectuó una evaluación simplificada del riesgo considerando los procedimientos de trabajo, una simulación de gas denso y mecanismos de ventilación de acuerdo a la clasificación entregada por la



metodología, donde se tomaron en cuenta las siguientes variables: riesgo potencial, propiedades físico-químicas, procedimiento de trabajo, medios de protección colectivas (ventilación) y un factor de corrección (FC_{VLA}) cuando el Valor Límite Ambiental (VLA) del agente químico fuese muy pequeño (inferior a 0.1 mg/m^3).

Para cada variable se debió establecer clases y una puntuación asociada a cada una de ellas. Por tanto, la puntuación del riesgo se obtuvo a partir de estas cuatro variables, más un factor de corrección que se aplicará para cada caso. En la siguiente Figura 1 se muestra el esquema a seguir.

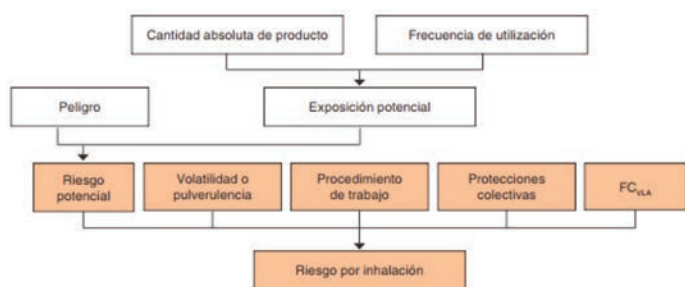


Figura 1: Esquema del modelo simplificado del riesgo por inhalación

De este modo, una vez obtenidas las puntuaciones de las clases de riesgo de cada variable, se calculó la puntuación del riesgo por inhalación a través de la siguiente fórmula (1):

$$P_{inh} = P_{riesgo\ pot} \times P_{volatilidad} \times P_{proced} \times P_{prot\ colec} \times FC_{VLA} \quad (1)$$

donde P_{inh} es el puntaje del riesgo por inhalación, $P_{riesgo\ pot}$ es el puntaje del riesgo potencial, $P_{volatilidad}$ es el puntaje de las características de volatilidad de la sustancia, P_{proced} es el puntaje según el procedimiento de utilización, $P_{prot\ colec}$ es el puntaje de la protección colectiva y FC_{VLA} es un factor de corrección del VLA. Para cada puntuación del riesgo

Tabla 1: Caracterización del riesgo por inhalación

Puntuación del riesgo por inhalación	Prioridad de acción	Caracterización del riesgo
> 1000	1	Riesgo probablemente muy elevado, necesita medidas correctoras inmediatas
> 100 y ≤ 1000	2	Riesgo moderado, necesita probablemente medidas correctoras y/o una evaluación más detallada (mediciones)
< 100	3	Riesgo a priori bajo (sin necesidad de modificaciones)

por inhalación obtenida en cada una de las situaciones, se caracterizó el nivel de riesgo según la Tabla 1, en riesgo a priori bajo, moderado o probablemente muy elevado.

ii) Concientización y preparación para emergencias a nivel local (APELL, 2015)

Para identificar y evaluar los peligros a causa de una liberación total del gas almacenado en estanques, se utiliza la metodología propuesta de APELL (2015) con la cual es posible distinguir aquellas fuentes que pueden afectar tanto a las personas como a la comunidad. Para el análisis se utilizan las clasificaciones de riesgos otorgadas por esta metodología, en cuanto a las consecuencias de un potencial accidente: Poco importantes (clase A), Limitadas (clase B), Graves (clase C), muy graves (clase D) y Catastróficas (clase E). Se consideraron aquellos objetos riesgosos que almacenen GLP con capacidades volumétricas de 2 m^3 y 4 m^3 para completar la identificación y evaluación de riesgos de acuerdo con los siguientes puntos:

- Localización de los objetos riesgosos.
- Tipos de operación y riesgos asociados.
- Zonas de riesgo y objetos amenazados al interior y exterior del sitio (personas).
- La asignación de un rango a los objetos de riesgos de acuerdo con la probabilidad de ocurrencia de un accidente y la estimación de sus consecuencias para las personas (Figura 2).

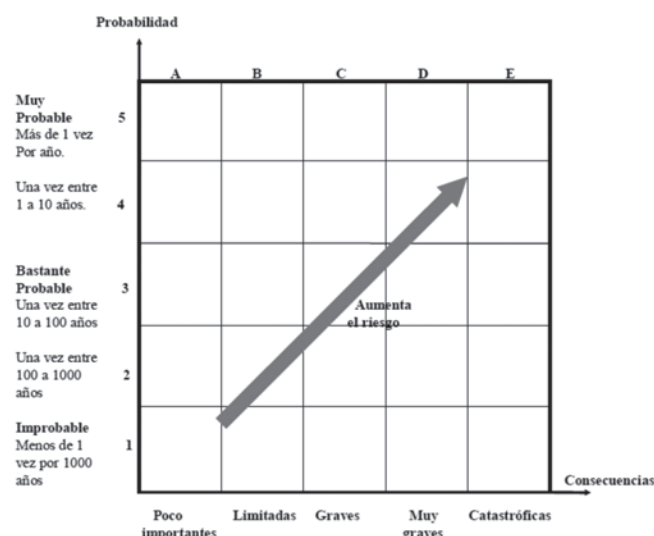


Figura 2: Matriz de riesgo APELL (2015) de probabilidad de ocurrencia de un accidente y la estimación de sus consecuencias para las personas



Se utiliza la matriz de riesgo entregada por la metodología APELL (2015) para poder clasificar las consecuencias de un potencial accidente, la velocidad en que se pueda desarrollar y la probabilidad de que este se materialice (Tablas 2, 3 y 4).

Tabla 2: Consecuencias para la vida y la salud (APELL, 2015)

Clase		Características
1	Poco importante	Padecimientos ligeros durante un tiempo.
2	Limitadas	Algunas lesiones, malestar que perdura.
3	Graves	Algunas heridas graves, serias complicaciones.
4	Muys graves	Algunas muertes (más de 5), varios heridos (20) de gravedad y hasta 500 evacuados.
5	Catastróficas	Varias muertes (más de 20), cientos de heridos graves y más de 500 evacuados.

Tabla 3: Velocidad de desarrollo (APELL, 2015)

Clase		Características
1	Advertencia precisa y anticipada	Efectos contenidos/ ningún efecto.
2	Media	Alguna propagación / pocos daños.
3	Sin advertencia	Desconocidos hasta que los efectos se han desarrollado completamente / efectos inmediatos (explosión).

Tabla 4. Probabilidad de ocurrencia (APELL, 2015)

Clase		Características
1	Improbable	Menos de una vez cada 1000 años.
2		Una vez cada 100 a 1000 años.
3	Bastante probable	Una vez cada 10 a 100 años.
4		Una vez cada 1 a 10 años.
5	Muy probable	Más de una vez por año

Los resultados obtenidos a través de la metodología APELL (2015) se incorporan al software Google Earth Pro® detallando para cada ciudad las ubicaciones de los estanques de GLP y el nivel de riesgo.

Evaluación cuantitativa del riesgo por liberación accidental de GLP

Se utiliza software Slab View (2015), datos meteorológicos, variables fisicoquímicas, concentraciones de referencia de

exposición humana y para deflagraciones del GLP.

i) Software Slab View (2015)

Para la modelación e identificación del comportamiento espacial y temporal de una fuga de GLP se requiere de una variada cantidad de datos los cuales fueron incorporados al software para su procesamiento. Los datos requeridos son los siguientes:

- Coordenadas georreferenciadas (UTM) de sitios para poder identificarlos en el software Google Earth Pro®.
- El radio estimado de afectación de la fuga en metros o kilómetros.
- Tipo de fuga. Para este estudio se considera que las fugas son de tipo horizontal.
- Propiedades fisicoquímicas del GLP.
- El tiempo de fuga. Se consideran tiempos de 60, 180 y 300 s y una liberación total del gas contenido en los estanques.
- Cantidad de la sustancia liberada. Se consideran liberaciones de 2 m³ y 4 m³.
- Tipos de estanques: aéreo, subterráneo o superficial.
- Tipografía del terreno.
- Variables meteorológicas, tales como: velocidad del viento, temperatura y humedad del ambiente. Se consideran condiciones estivales e invernales.

La simulación mediante software Slab View (2015) no considera los terrenos complejos ni la existencia de barreras físicas en el área de dominio.

ii) Información meteorológica

El software Slab View (2015) requiere de datos meteorológicos para su procesamiento en la modelación de fugas de gas, tales como, la humedad relativa del ambiente, la velocidad del viento, dirección del viento y temperatura del ambiente. Estos datos son necesarios para poder distinguir y evidenciar la conducta posible que puede desarrollar una pluma producto de una fuga de gas, la cual queda registrada en la modelación del programa. A estas variables meteorológicas se les incorpora la estabilidad atmosférica, la que puede ser del tipo estable, neutra, inestable y muy inestable.

La serie temporal horaria de las condiciones atmosféricas utilizadas comprenden desde el 01 de enero del 2011, hasta el 31 de diciembre del 2015. La información meteorológica para los años 2013 y 2014 corresponde a la registrada en el portal web sinca.mma.gob.cl por las Estaciones Meteorológicas Oriente y 21 de Mayo de la ciudad de Los Ángeles, pertenecientes a la Sub Secretaría del Medio Ambiente. Los datos para los años 2011, 2012 y 2015, fueron facilitados por la Red Agroclima y se obtuvieron de la estación meteorológica Los Ángeles ubicada en la provincia del Biobío.

En cuanto a las condiciones climáticas, solo se considera para el estudio una condición atmosférica del tipo estable para los períodos estival e invernal (Tabla 5) puesto que el tiempo de permanencia del gas fugado se asume mayor que en una condición del tipo inestable en la cual los mayores flujos de viento favorecen la dispersión rápida del gas. También se considera la dirección de los vientos predominantes las que corresponden a 200° en verano y 180° en invierno (Figuras 3 y 4). Además, se ha tenido en consideración que las más bajas temperaturas en invierno mantienen al gas más cercano al nivel del piso a diferencia de las altas temperaturas de verano que facilitan que el gas ascienda más rápidamente y que por lo tanto se disipe.

Tabla 5: Promedio de las variables meteorológicas en invierno y verano

Estación del año	Temperatura, °C	Humedad Relativa, %	Velocidad del viento, m/s
Verano	19.35	59.20	2.60
Invierno	8.84	79.93	2.43

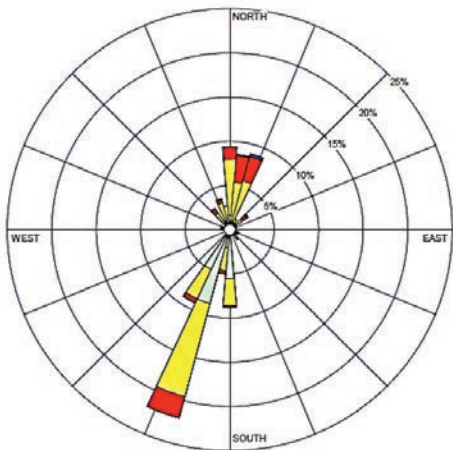


Figura 3: Distribución del viento en verano

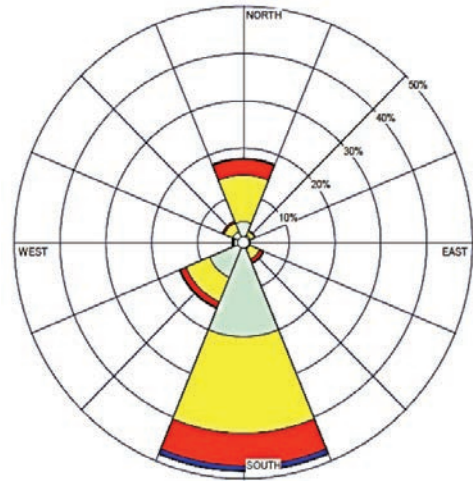


Figura 4. Distribución del viento en invierno

iii) Variables fisicoquímicas del GLP

Para poder realizar el modelamiento correspondiente a una fuga de GLP, se requiere de información específica de este hidrocarburo lo cual se obtuvo de Lipigas (2012) y AFROX (2020). Las variables fisicoquímicas consideradas se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6: Variables fisicoquímicas del GLP

Variables	Valor	Unidad
Peso molecular	44.09	g/mol
Calor específico (vapor)	1641.2	J/kg
Punto de ebullición	231.05	K
Calor de vaporización	4.004×10^5	J/kg
Calor específico (líquido)	2430	J/kg
Densidad líquida	536	kg/m ³
Límite inferior de explosividad	1.9	%
Límite superior de explosividad	9.5	%

iv) Niveles de referencia para exposición aguda y deflagraciones de sustancias químicas

Para poder determinar los niveles de exposición y los daños que podría causar el GLP hacia la salud de los trabajadores, se utilizan los niveles de referencia de exposición aguda (AEGL: Acute Exposure Guideline Levels) publicados por la Agencia de Protección Medioambiental de los Estados Unidos (EPA, 2016). En los AEGL se describen los niveles de concentración de la exposición y el tiempo de permanencia para las personas (Tabla 7), además de la sintomatología que pueden ocasionar los diferentes niveles de exposición a GLP (Tabla 8). La clasificación se separa



en 3 niveles, siendo el nivel 1 el menos grave y el nivel 3 el más grave.

Tabla 7: Tiempos de exposición a diferentes concentraciones de GLP

	10 min	30 min	60 min	4 hr	8 hr
AEGL 1	10000 ppm	6900 ppm	5500 ppm	5500 ppm	5500 ppm
AEGL 2	24000 ppm	17000 ppm	17000 ppm	17000 ppm	17000 ppm
AEGL 3	77000 ppm	53000 ppm	53000 ppm	53000 ppm	53000 ppm

Tabla 8: Descripción de los síntomas por exposición a GLP

AEGL	Descripción de consecuencias
Nivel 1	Efectos no incapacitantes con molestias notables, irritación o ciertos efectos no sensoriales asintomáticos.
Nivel 2	Efectos adversos graves o irreversibles para la salud, impide la capacidad de escapar.
Nivel 3	Efectos sobre la salud que pueden poner en peligro la vida o provocar la muerte.

Para la nube de GLP se utiliza como referencia de exposición humana 10000 ppm de 10 min y como límite inferior de deflagración 19000 ppm, según el límite inferior de explosividad (Tabla 6).

Resultados

Almacenamiento de GLP

De la información obtenida de la SEC y de la verificación en el trabajo de campo se identifican 41 sitios de almacenamiento considerando las cuatro ciudades (Tabla 9). Estos estanques fueron clasificados según sus capacidades volumétricas.

Tabla 9: Sitios de almacenamiento

Ciudad	2 m ³	4 m ³	Número de sitios
Cabrero	4	6	10
La Laja	7	1	8
Mulchén	10	5	15
Nacimiento	6	2	8
Total			41

Los estanques con capacidades volumétricas de 4 m³, poseen uso casi exclusivo por parte de supermercados, centros educacionales, condominios residenciales, iglesias

y hoteles. En cambio, los estanques de 2 m³ son utilizados para actividades comerciales de bajo consumo y por el sector residencial particular. También en todas las ciudades hay presencia de estanques de capacidades volumétricas inferiores a 2 m³, pero estos no son parte del alcance de este estudio.

De la información obtenida de estos 41 sitios se obtiene que, para la ciudad de Cabrero un 40% corresponde a estanques de 2 m³, mientras que el 60% restante corresponde a estanques de 4 m³. Por otra parte, para la ciudad de La Laja es un 88% y 12%; para Mulchén es un 67% y 33% y para la comuna de Nacimiento se obtiene un 75% y 25% de los estanques estudiados corresponden a capacidades volumétricas de 2 y 4 m³, respectivamente.

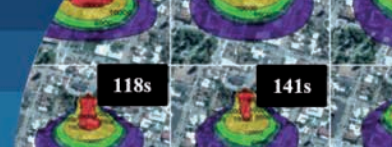
Evaluación del riesgo por inhalación de GLP según NTP 937 (2012)

En la Tabla 10 se exponen los resultados obtenidos a partir de 9 puestos de trabajo. Se puede observar que puesto 6, correspondiente a Trabajador doméstico (asesora del hogar), obtiene la mayor puntuación de riesgo, caracterizándose con una exposición de riesgo moderado, necesitando probablemente medidas correctoras y/o evaluación más detallada, producto de la ausencia de ventilación mecánica.

Tabla 10: Caracterización del riesgo por inhalación de GLP

Nº	Puesto de trabajo	Puntuación del riesgo	Caracterización del riesgo
1	Conductor de carga/descarga de gas	700	Riesgo moderado
2	Ayudante de carga/descarga del gas	700	Riesgo moderado
3	Aseador de vías públicas	70	Riesgo a priori bajo
4	Guardia de seguridad	700	Riesgo moderado
5	Jardinero	700	Riesgo moderado
6	Trabajador doméstico	1000	Riesgo moderado
7	Profesional del área de la salud	700	Riesgo moderado
8	Profesional del área educacional	700	Riesgo moderado
9	Funcionarios de supermercados	700	Riesgo moderado

Cabe destacar que la utilización del GLP por parte de trabajador doméstico es de alrededor de 2 a 3 horas/día, por lo que su mayor puntaje radica en que se encuentra en



un ambiente cerrado con poca ventilación, a diferencia de los otros puestos de trabajo que laboran a la intemperie o alejados de la fuente de almacenamiento como por ejemplo el puesto de trabajo del aseo (a) de vías públicas, para el cual el tiempo de permanencia en un solo punto es bastante bajo debido a que debe estar en constante desplazamiento.

Metodología de identificación y evaluación de riesgos de APELL (2015)

Por medio de la metodología APELL (2015) se logra identificar y evaluar el riesgo por fuga en los 41 puntos de la Tabla 9. De acuerdo con los datos de la Tabla 11 se tiene que para la ciudad de Cabrero se consigue que el 80% de los objetos riesgosos (instalaciones de estanques de GLP) presentan una probabilidad de ocurrencia clase 3 (bastante probable), es decir, una frecuencia estimada de una vez entre 10 a 100 años aproximadamente en que pueda ocurrir una fuga de gas de dichos estanques. En el caso del 20% de las instalaciones restantes, estas presentan una probabilidad de ocurrencia de clase 2, cuya frecuencia estimada de fuga es de una vez entre 100 a 1000 años aproximadamente. Para la ciudad de La Laja se tiene que el 63% de las instalaciones corresponde a una probabilidad de ocurrencia clase 3 (bastante probable) y un 37% de las instalaciones registradas corresponde a una probabilidad de ocurrencia clase 2. Para la ciudad de Mulchén, se obtuvo que el 87% de las instalaciones corresponde a una probabilidad de ocurrencia clase 3 y un 13% de las instalaciones con probabilidad de ocurrencia clase 2. Finalmente, para la ciudad de Nacimiento, se consigue que el 88% de las instalaciones posee una probabilidad de ocurrencia clase 3 y un 12% de las instalaciones presento una probabilidad de ocurrencia clase 2.

En cuanto a los resultados obtenidos para la clasificación del riesgo, estas se muestran en la Tabla 12. Para la ciudad de Cabrero se consigue que un 40% de los sitios posee una prioridad de tipo C, es decir, que pueden generar consecuencias graves tanto para la vida (personas y trabajadores) como a la propiedad y el medio ambiente. A su vez, el 60% de los sitios restantes posee una prioridad de riesgo tipo B, es decir, las posibles consecuencias para la vida, el medio ambiente o la propiedad son limitadas. Para la ciudad de La Laja se obtiene que un 50% de los sitios tienen una prioridad de tipo C y el otro 50% tiene

Tabla 11: Clasificación de la probabilidad de ocurrencia en ciudades Cabrero, La Laja, Mulchén y Nacimiento

Clase probabilidad	Frecuencia estimada	N° objetos Cabrero	N° objetos La Laja	N° objetos Mulchén	N° objetos Nacimiento
1. Improbable	Menos de una vez por 1000 años	0	0	0	0
2.	Una vez entre 100-1000 años	2	3	2	1
3. Bastante probable	Una vez entre 10-100 años	8	5	13	7
4.	Una vez entre 1-10 años	0	0	0	0
5. Muy probable	Más de una vez por año	0	0	0	0
Total		10	8	15	8

una prioridad de tipo B. Para la ciudad de Mulchén, un 53% de los sitios tienen una prioridad de tipo C, mientras que el 47% de los sitios tienen una prioridad de tipo B. Finalmente, para la clasificación del riesgo en la ciudad de Nacimiento se obtiene que el 50% de los sitios analizados corresponden a una prioridad de tipo C, mientras que el otro 50% de los sitios corresponden a una prioridad de tipo B. No se obtiene en el estudio sitios de almacenamiento de GLP con clasificación de prioridades con consecuencias limitadas, muy graves ni catastróficas.

Tabla 12: Clasificación del riesgo según prioridad y consecuencia en las ciudades Cabrero, La Laja, Mulchén y Nacimiento

Prioridad	Consecuencias	N° objetos Cabrero	N° objetos La Laja	N° objetos Mulchén	N° objetos Nacimiento
E	Catastróficas	0	0	0	0
D	Muy graves	0	0	0	0
C	Graves	4	4	8	4
B	Limitadas	6	4	7	4
A	Poco importantes	0	0	0	0
Total		10	8	15	8

A través del trabajo de terreno fue posible constatar que una destacable cantidad de sitios de prioridad C están relacionados con establecimientos educacionales y hospitales donde la presencia de trabajadores y de comunidad es alta (profesionales >50, auxiliares >10, guardias >5, administrativos >15, clientes >100, docentes >15, administración >5, estudiantes >500). También se



determina que los estanques de GLP con prioridad C y B representan sitios ubicados dentro del radio urbano de cada comuna y se encuentran rodeados por trabajadores y transeúntes que eventualmente podrían verse involucrados en un escenario de carácter riesgoso para su salud producto de una fuga de gas. Los mapas con las ubicaciones de los estanques para las comunas estudiadas: Cabrero, Laja, Nacimiento y Mulchén, se detallan en las Figura 5 a 8.

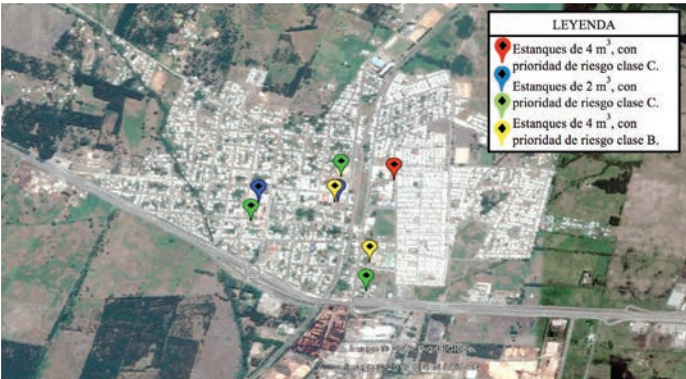


Figura 5: Ubicación de estanques de GLP, según la prioridad de riesgo para la comuna de Cabrero.



Figura 6: Ubicación de estanques de GLP, según la prioridad de riesgo para la comuna de La Laja.

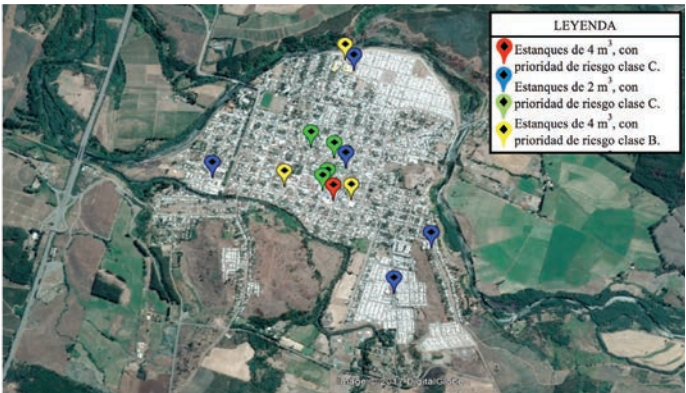


Figura 7: Ubicación de estanques de GLP, según la prioridad de riesgo para la comuna de Mulchén.



Figura 8: Ubicación de estanques de GLP, según la prioridad de riesgo para la comuna de Nacimiento

Modelación con Slab View liberaciones de GLP con peligros de exposición aguda y deflagraciones

Se observa que el comportamiento de las plumas en invierno y verano resultan ser muy similares, diferenciándose principalmente en la orientación temporal y espacial. En cuanto a la temporalidad de las concentraciones de GLP

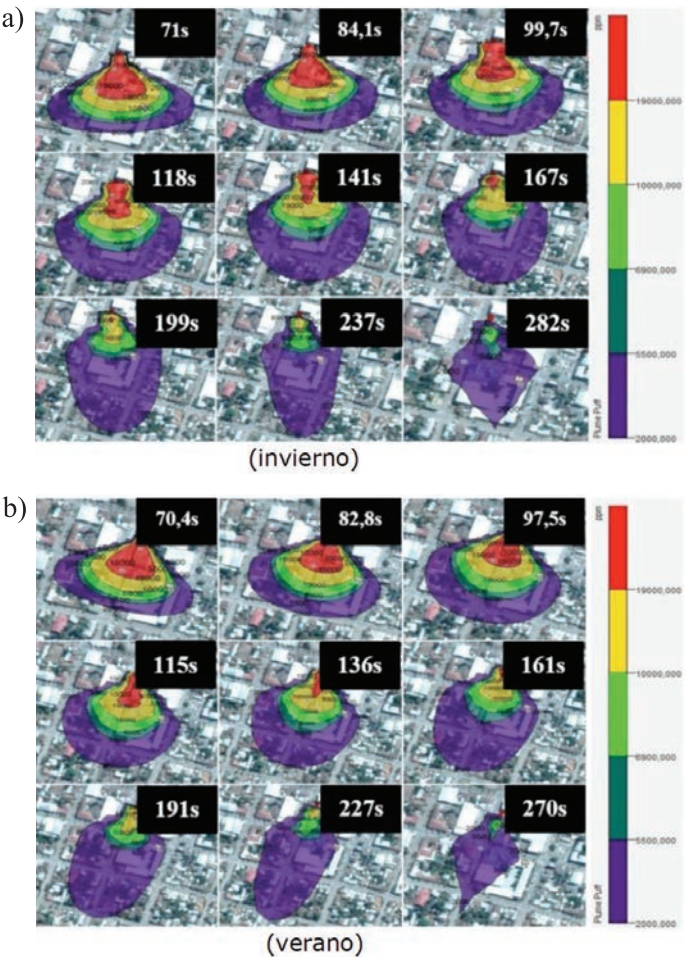


Figura 9: Tiempo de permanencia para concentraciones de 19000 ppm para liberación desde un estanque de 4 m³ en: a) invierno y b) verano

se observa que las concentraciones de 19000 y 10000 ppm perduran levemente más en invierno que en verano. Por ejemplo, para el caso de 19000 ppm perduran 3.3 min (199 s) en invierno y 3.2 min (191 s) en verano, considerando liberación desde un estanque de 4 m³ (Figura 9). La orientación espacial es resultado de los vientos predominantes considerados.

Considerando que en invierno se genera la condición de seguridad más desfavorable, a continuación, se muestran los resultados obtenidos para las modelaciones de liberaciones de GLP desde estanques de 2 m³ y 4 m³ en los intervalos de tiempo de 60, 180 y 300 s (Figuras 10 a 12). Se obtienen superficies mayores con concentraciones más altas en la liberación de 60 s para estanque de 4 m³ y una mayor dispersión para una liberación de 300 s desde estanque de 2 m³.

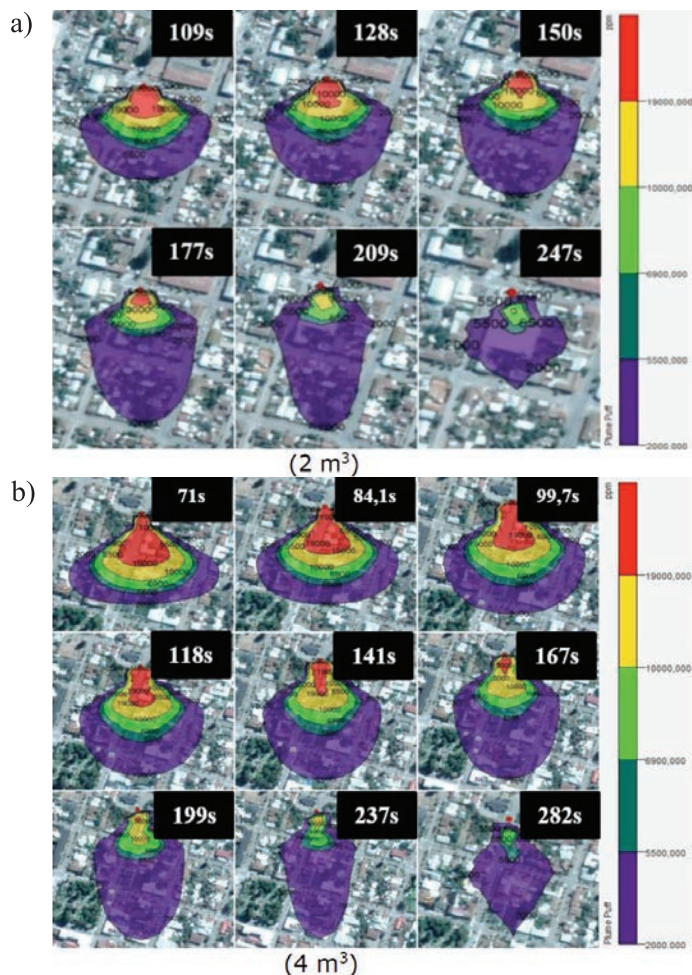


Figura 10: Permanencia de una fuga de GLP en 60 s en una condición estable de invierno para un estanque de: a) 2 m³ y b) 4 m³

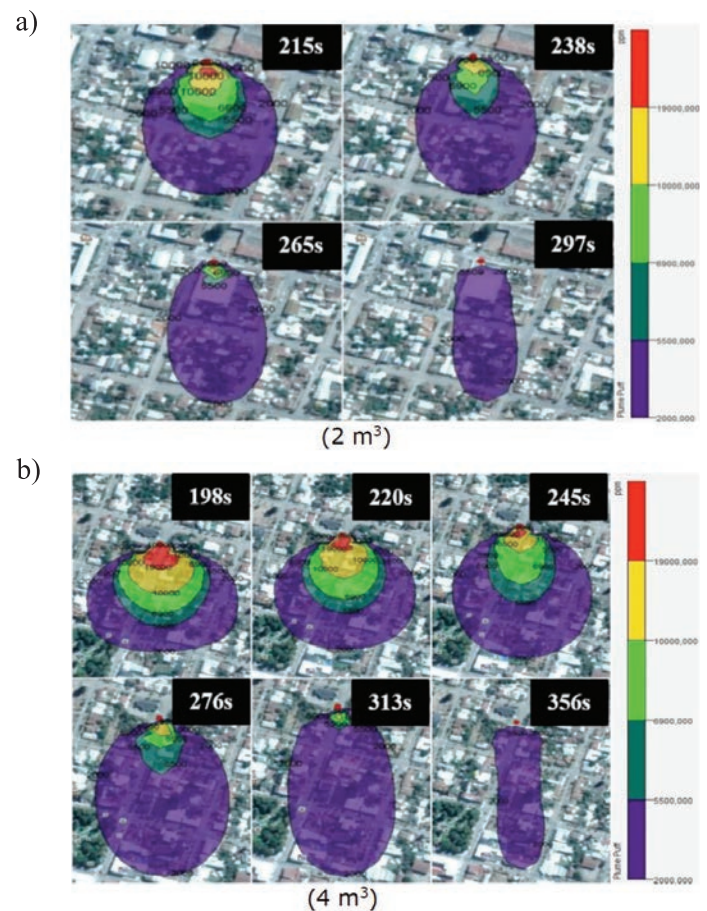


Figura 11: Permanencia de una fuga de GLP en 180 s en una condición estable de invierno para un estanque de: a) 2 m³ y b) 4 m³

La representación sobre zona urbana es genérica, ya que la idea de las Figuras 9 a 12 es solo representar la dinámica de las concentraciones de acuerdo al tiempo de permanencia del gas y no un peligro específico en algún lugar.

La dinámica del comportamiento de las plumas para las concentraciones de 19000 ppm y 10000 ppm para liberaciones desde estanques se muestra en las Figuras 13 y 14, respectivamente. Se determina que la mayor distancia alcanzada para concentraciones de 19000 ppm fue de 87 m a los 71 s para estanque de 4 m³ en invierno y de 50 m a los 109 s para estanque de 2 m³ (Figura 13) en verano. Para las concentraciones de 10000 ppm se registraron las distancias de 112 m a los 71 s para estanque de 4 m³ en invierno y 67 m a los 109 s para estanque de 2 m³ en verano (Figura 14).

Se determina también que en invierno se mantienen las concentraciones de 19000 ppm y 10000 ppm por tiempos mayores, alcanzando tiempos que oscilan respectivamente entre 209 a 237 s (Figura 13) y 258 a 290 s (Figura 14) para estanques de 4 m³.

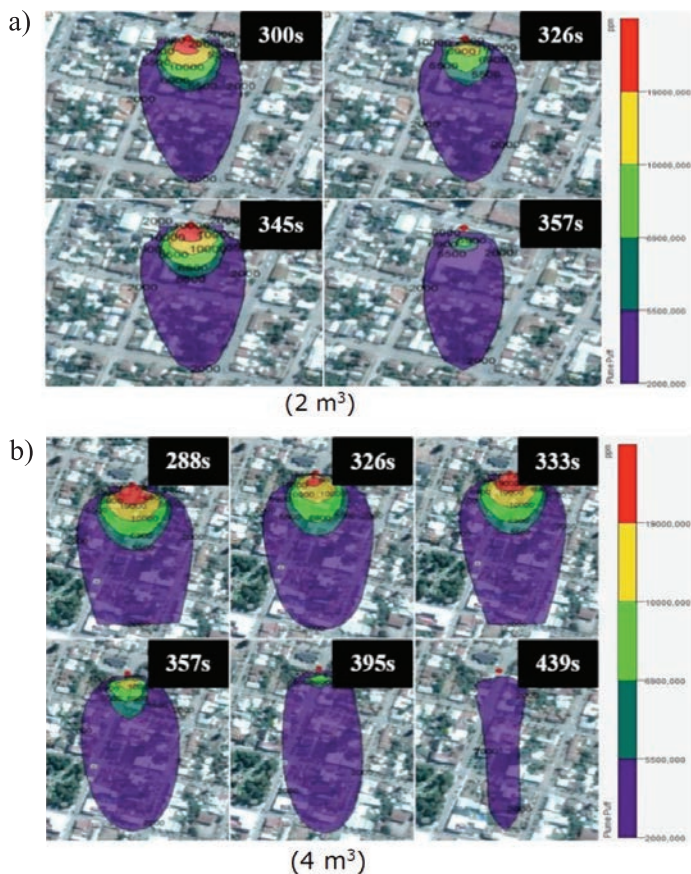
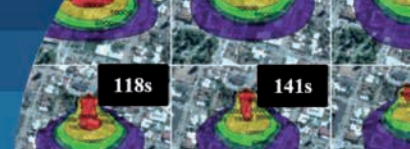


Figura 12: Permanencia de una fuga de GLP en 300 s en una condición estable de invierno para un estanque de: a) 2 m³ y b) 4 m³

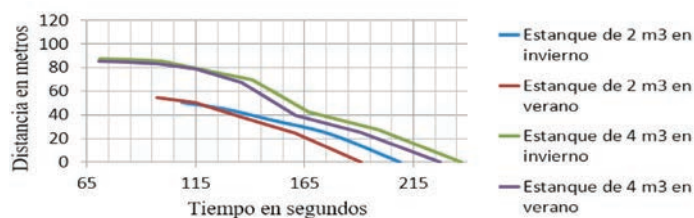


Figura 13: Distancias máximas y mínimas alcanzadas para concentraciones de 19000 ppm

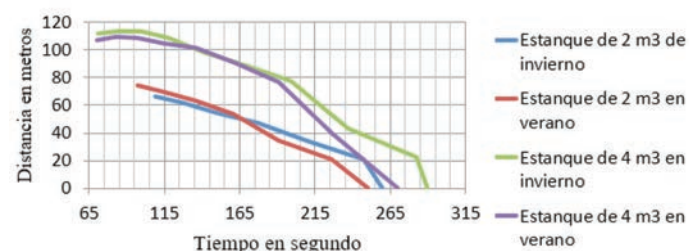


Figura 14: Distancias máximas y mínimas alcanzadas para concentraciones de 10000 ppm

De acuerdo con la dinámica del comportamiento de las nubes modeladas, se genera un riesgo de deflagración, por concentraciones de 19000 ppm, en todo sitio donde se fugue GLP cuyos valores tiempo - distancia se encuentren en el área bajo las curvas generadas que se muestran en la Figura 13. Por su parte, las situaciones bajo el área de las curvas de la Figura 14 muestran que no hay riesgos (efectos no incapacitantes con molestias notables, irritación o ciertos efectos no sensoriales asintomáticos) de la Tabla 8 para los trabajadores ni la comunidad por fuga de GLP, puesto que no hay una exposición de al menos 10 min según los tiempos establecidos por AEGL (EPA, 2016).

Debe tenerse en consideración que una positiva medida de control que se utiliza actualmente para reducir riesgos asociados a peligros por presencia de GLP en el ambiente es la odorización del gas mediante la incorporación a este de componentes con olor pronunciado y específico, lo que permite, a quien lo detecte, que tome medidas para detener una fuga o que actúe frente a una situación emergencia.

Conclusiones

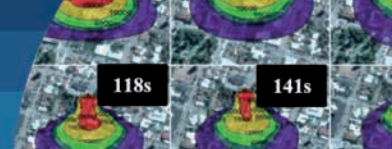
De la información analizada y los resultados obtenidos, sobre los riesgos por inhalación, la clasificación del riesgo y las modelaciones efectuadas para fugas de gases desde estanques de GLP, se puede concluir lo siguiente:

Para el análisis realizado en cuatro ciudades Nacimiento, Cabrero, La Laja y Mulchén, el mayor número de sitios u objetos riesgosos se encuentran en la comuna de Mulchén.

El riesgo por inhalación en los puestos de trabajo que poseen una mayor relación con el uso del GLP es mayormente de nivel moderado, por lo que se necesita probablemente de medidas correctoras y/o una evaluación más detallada para cada caso.

Como se muestra en los mapas georreferenciados, las cuatro ciudades presentan sitios con un potencial riesgo grave como consecuencia de una fuga de GLP, lo que dependiendo de la concentración del gas podría ocasionar algunas heridas graves y serías complicaciones a trabajadores o personas de la comunidad.

Identificar y posicionar los estanques de GLP en mapas georreferenciados puede facilitar el trabajo de los servicios y comités de emergencia.



El tiempo de fuga para cada estanque resultó ser más representativo para fugas de 60 s, debido a que la evacuación del gas ocurre mucho más rápido que en estanques con liberaciones de 180 y 300 s. Para los casos en que la fuga tarde más, el contenido será liberado más lentamente, generando una dispersión natural por el medio ambiente y un registro menor de las concentraciones.

En las modelaciones realizadas con el programa Slab View (2015), se determinó que no existe riesgo por intoxicación debido a que los tiempos de exposición para concentración de 10000 ppm son menores a los indicados por los niveles AEGL (EPA, 2016).

Existen situaciones tiempo-distancia en donde se alcanzan concentraciones de 19000 ppm que podrían ocasionar deflagraciones y una eventual explosión.

La estabilidad atmosférica regula el comportamiento de la pluma de GLP siendo la estabilidad atmosférica “estable” y las menores temperaturas, en la estación de invierno, la condición más peligrosa.

Agradecimientos

Los autores agradecen particularmente a la Vicerrectoría de Investigación y Desarrollo de la Universidad de Concepción por los recursos entregados a través del proyecto VRID N°215.418.008-1.0 IN y a la Red Agroclima FDF-INIA-DMC, por facilitar datos de la estación meteorológica Los Ángeles.

Referencias

AFROX (2020). Product reference manual - Liquefied Petroleum Gas. South Africa

Alfayate, J., González, M., Orozco, C., Pérez, A. y Rodríguez, F. (2004). *Contaminación Ambiental: Una visión desde la química*. Ediciones Paraninfo S.A. Madrid, España, 19-27

APELL (2015). Awareness and preparedness for emergencies at local level (APELL). Handbook. Second edition. United Nations Environment Programme UNEP, Geneve, Switzerland

Carrari, C.L., Aparicio, L.V., Bandoni, J.A. y Tonelli, S.M. (2004). Utilización de modelos de dispersión atmosférica para la estimación de dosis de exposición. *Mecánica Computacional* 23, 1743-1759

Cooperativa (2018, 21 de abril). Balance tras explosión en Sanatorio Alemán: Tres muertos y 46 heridos, uno en riesgo vital. <https://www.cooperativa.cl/noticias/pais/policial/balance-tras-explosion-en-sanatorio-aleman-tres-muertos-y-46-heridos/2018-04-21/162817.html> (18/06/2020)

Emol (2016, 10 de diciembre). Cilindros de gas explotaron en la ruta 68 luego de que el camión que los transportaba volcara a la altura de A. Vespucio. <http://www.emol.com/noticias/Nacional/2016/12/10/834931/Camioncargado-con-cilindros-de-gas-volco-en-la-Ruta-68-generando-un-incendio.html> (18/06/2020)

EPA (2016). Acute exposure guideline levels (AEGLs) - butane and propane. United States Environmental Protection Agency EPA, Washington, USA

García, J. (1999). Plan de emergencia contra derrames y fugas de productos químicos peligrosos. *Mapfre Seguridad* 75: 3-13

Lipigas (2012). Hoja de datos de seguridad de GLP. Empresa Lipigas S.A

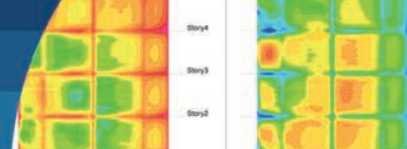
López-Molina, A., Vázquez-Román, R y Díaz-Ovalle, C. (2012). Aprendizajes del accidente de San Juan Ixhuatepec-México. *Información Tecnológica* 23(6), 121-128

NTP 937 (2012). Agentes químicos: evaluación cualitativa y simplificada del riesgo por inhalación (III). Método basado en el INRS. Instituto Nacional de Seguridad e Higiene en el Trabajo INSHT, Madrid, España

Otero, A. (2001). *Medio Ambiente y educación: Capacitación en educación ambiental para docentes*. Novedades educativas, México

PNUMA (2017). Acerca de PNUMA/ORPALC. Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente PNUMA. <http://web.unep.org/es/rolac/acerca-del-pnumaorpalc> (18/06/2020)

SLAB View (2015). Emergency release dense gas model. v.5.2. Lakes Environmental, Waterloo, Ontario, Canada. <https://www.weblakes.com/software/emergency-release/slab-view/>



Validación del análisis estructural en el Gran Panel Soviético integrando procedimientos sísmicos lineales dinámicos y estáticos

Validation of the structural analysis in the Great Soviet Panel integrating dynamic and static linear seismic procedures

Fecha de envío: 21 de junio 2022

Fecha de aceptación: 27 de octubre 2022

Yamila C. Socarrás¹, Eduardo R. Álvarez², Darío Candebat-Sánchez³, José Ignacio Olivero¹ y Arides Herrera¹

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Construcciones, Universidad de Oriente, Avenida de Céspedes 709 altos. Esq. N. Reparto Sueño, Santiago de Cuba, Cuba, ysocarrascordovi@gmail.com (Orcid:0000-0002-3198-3543), jiolivero@gmail.com, aherrera@gmail.com

² Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Construcciones, Universidad de Oriente, Calle 6 No. 21. Reparto Santa Bárbara, Santiago de Cuba, Cuba, ealvarez@uo.edu.cu (Orcid:0000-0003-1819-263X)

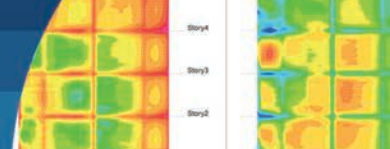
³ Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas, Santiago de Cuba, Cuba, dario@cenais.cu (Orcid:0000-0002-0066-4937)

Algunos procedimientos que modelan los fenómenos sísmicos los consideran como eventos de naturaleza dinámica, pero existen otros que estiman una naturaleza estática. Al mismo tiempo, en ellos se puede contemplar o no, el comportamiento no lineal de las estructuras. No se puede afirmar que un procedimiento supera por completo a los otros. Pero sí se puede alegar la conveniencia de integrarlos en la práctica. En esta investigación, teniendo en cuenta los argumentos anteriores, se emplean de conjunto varios procedimientos, el Método Estático Equivalente, Método Espectro de Respuesta y Método de Registro en el Tiempo, con el objetivo de validar el análisis estructural en los elementos críticos del edificio U-142-143 construido con el sistema prefabricado Gran Panel Soviético en la ciudad de Santiago de Cuba. Luego de obtener las solicitaciones de cálculo, los elementos críticos resultaron ser los paneles exteriores transversales. En estos elementos los esfuerzos cortantes, axiales y momentos máximos, alcanzan valores superiores para el Método de Registro en el Tiempo; superando incluso los valores máximos absolutos obtenidos con la aplicación del Método Estático Equivalente. Se aprecia que son determinantes en el análisis las combinaciones de cargas que consideran acciones sísmicas predominantes en la dirección de los paneles u ortogonales a los mismos, combinadas con cargas gravitatorias máximas o mínimas. Sin embargo, la combinación de carga para la cual predomina la componente sísmica vertical no resulta dominante en el análisis. Se corrobora así mismo, un comportamiento estructural asociado a edificaciones con irregularidades en planta.

Palabras claves: Gran Panel Soviético, hormigón prefabricado, análisis lineal estático, análisis lineal dinámico, Método Estático Equivalente, Método Espectro de Respuesta, Método de Registro en el Tiempo

Some procedures that model seismic phenomena consider them as events of a dynamic nature, but there are others that estimate a static nature. At the same time, the non-linear behaviour of the structures can be considered or not in them. It cannot be pointed out that one procedure is completely superior to the others. However, the convenience of integrating them in practice can be argued. In this investigation, taking into account the previous arguments, several procedures are used, namely, the Equivalent Static Method, the Response Spectrum Method and the Time Registration Method. The aim is validating the structural analysis in the critical elements of the U-142-143 building, built with the prefabricated Great Soviet Panel system in the city of Santiago of Cuba. After obtaining the calculation requirements, the critical elements turned out to be the transverse exterior panels. In these elements, the shear, axial and maximum moments reach higher values for the Time Registration Method; even exceeding the absolute maximum values obtained with the application of the Equivalent Static Method. The combinations of loads that consider predominant seismic actions in the direction of the panels or orthogonal to them, combined with maximum or minimum gravitational loads, are determining factors in the analysis. However, the load combination for which the vertical seismic component predominates is not dominant in the analysis. Likewise, a structural behaviour associated with buildings with irregularities in plan is corroborated.

Keywords: Great Soviet Panel, precast concrete, linear static analysis, linear dynamic analysis, Equivalent Static Method, Response Spectrum Method, Time Record Method



Introducción

Los fenómenos sísmicos pueden ser modelados como eventos de naturaleza dinámica o estática, considerando o no el comportamiento no lineal de las estructuras. Lo cual evidencia que la comunidad científica, en relación al análisis del comportamiento de las estructuras ante los sismos, aún no ha definido un único procedimiento. De manera que las normas de diseño sismorresistente engloban los procedimientos de análisis sísmico en cuatro grandes grupos:

- Procedimientos de análisis sísmico lineal estático como el Método Estático Equivalente (MEE)
- Procedimientos de análisis sísmico lineal dinámico como el Método de Espectro de Respuesta (MER), Método de Registro en el Tiempo (MRT) y Análisis Modal.
- Procedimientos de análisis sísmico no lineal estático (*pushover*)
- Procedimientos de análisis sísmico no lineal dinámico

Según Pinzón (2015), el análisis no lineal es un concepto relativamente nuevo, por lo que todavía se encuentra en una etapa de implementación práctica (no así académica) y las normativas vigentes aún no tienen suficiente definición al respecto. Aunque sí se reconoce que el análisis no lineal es una herramienta muy poderosa para los estudios de vulnerabilidad sísmica y validación del diseño estructural, ya que permiten “justificar” de una manera formal que, si bien no se cumplan a cabalidad todos los requerimientos de las normas vigentes, la edificación aún puede comportarse adecuadamente ante un evento sísmico. En particular, el análisis no lineal dinámico es la metodología de análisis sísmico más completa que existe en la actualidad, pues permite conocer la variación en el tiempo de cualquier respuesta de la edificación estimando además la no linealidad de la estructura. Sin embargo, es más compleja de implementar porque conlleva grandes esfuerzos analíticos y numéricos que implican el uso de una herramienta computacional avanzada.

Así mismo, se pueden detallar limitaciones de los procedimientos de análisis no lineal estático, y de los de análisis lineal estático o dinámico como el MER, MRT y Análisis Modal. De modo que todos tienen sus ventajas y desventajas, y no se puede afirmar que un método supera por completo a los otros. Pero si se puede alegar la conveniencia

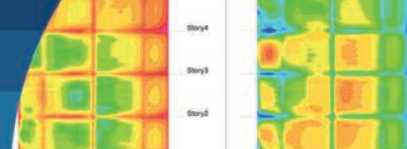
de integrarlos en la práctica y la necesidad de continuar mejorando los procedimientos actuales de análisis y diseño sísmico. En este sentido, Devecsery *et al.* (2018) propone el concepto de análisis híbrido optimista como una metodología de análisis que integra el análisis estático en un primer paso con el dinámico como objetivo final.

Se pueden citar varios estudios comparativos o de integración de los procedimientos de análisis sísmico. Herrera *et al.* (2012) combinan el análisis elástico y el no lineal tanto con empuje incremental como dinámico, para representar de forma más realista y calibrar las características estructurales de un edificio existente con sistema aporticado de concreto armado de baja altura. Medina y Galarza (2020) verifican la aplicabilidad de los métodos de análisis no lineal *pushover* y *pushover* multimodal para estructuras torsionalmente flexibles cuyo período de vibración fundamental es mayor a 1 s, confrontando los resultados con un análisis de historia de respuesta no lineal. Salas y Hernández (2021) realizan un análisis comparativo entre el método estático equivalente y el método de análisis modal en estructuras regulares de muros portantes de hormigón armado.

En esta investigación, teniendo en cuenta los argumentos anteriores se emplean de conjunto el MEE, MER y MRT para obtener las solicitaciones de cálculo en los elementos críticos del edificio U-142-143, construido con el sistema prefabricado Gran Panel Soviético; que permitan validar el análisis estructural (ver Figura 1). De forma tal, que se aprovechan las ventajas de cada método, superándose las limitaciones del MEE y el MRT, en relación a los modos de vibración, empleándose así, las propiedades de vibración de la estructura obtenidas a través del análisis modal. Al mismo tiempo se restringen, las limitaciones del MEE y



Figura 1: Edificio Gran Panel Soviético U-142-143 ubicado en Santiago de Cuba



el MER, en cuanto a la desestimación de la variable tiempo al integrarse con el MRT, lo que permite precisar cuántas veces se repetirían las solicitaciones críticas durante la actuación del sismo de cálculo compatible con el espectro de diseño. Las secciones críticas de los paneles, se definen previamente, de acuerdo al análisis de los mapas de tensiones normales y tangenciales de estos elementos y, a las solicitaciones resultantes en las secciones transversales definidas en el modelo estructural.

Del estudio realizado se obtiene que los paneles exteriores transversales son los elementos críticos. En estos elementos, los esfuerzos cortantes, axiales y momentos máximos alcanzan valores superiores para el MRT, superando incluso los valores máximos absolutos obtenidos con la aplicación del MEE. Se aprecia además que, son determinantes en el análisis las combinaciones de cargas que consideran acciones sísmicas predominantes en la dirección de los paneles u ortogonales a los mismos, combinadas con cargas gravitatorias máximas o mínimas. Sin embargo, la combinación de carga para la cual predomina la componente sísmica vertical no resulta dominante en el análisis. Se corrobora igualmente un comportamiento estructural asociado a edificaciones con irregularidades en planta como se evidencia en Socarrás y Álvarez (2021a).

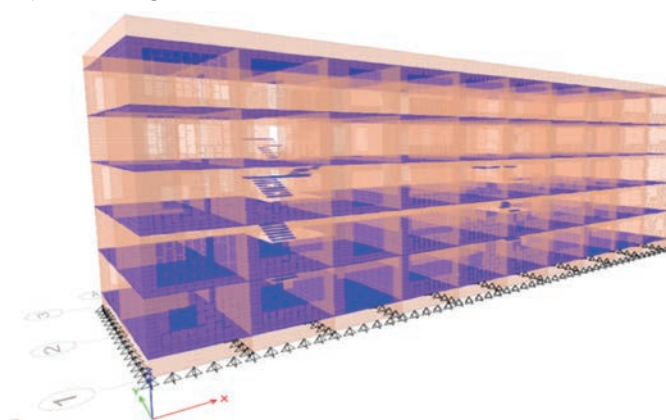
En investigaciones posteriores se aconseja integrar el método de análisis lineal en el tiempo con el método de análisis estático no lineal (Pushover). Esto permitiría corroborar el nivel de desempeño de la edificación y reservas de capacidad resistente ante sismos que sobrepasen las solicitaciones demandadas por el sismo de cálculo.

Materiales y métodos

Se elabora un modelo multimasas que refleja las condiciones actuales de explotación del edificio U-142-143 construido con el sistema prefabricado Gran Panel Soviético, para el análisis dinámico por el ETABS versión v18 (CSI, 2018a), partiendo de las propiedades de los materiales, la geometría y vínculos de sus elementos componentes. Los paneles se modelan al igual que las losas, como elementos finitos tipo *shell*, unidos de forma continua entre sí para producir un sistema estructural rígido y homogéneo. Igualmente se modelan las losas de escaleras como elementos finitos tipo *shell* conectadas a los paneles y las losas. Los zócalos se consideran simplemente apoyados en la base corrida de hormigón armado.

El edificio tiene una longitud total de 32 m con 9.60 m de ancho y 14.33 m de altura hasta el borde del pretil de cubierta. Los paneles interiores transversales son de 12 cm de espesor, espaciados a 3.20 m y los interiores longitudinales de 15 cm de espesor, espaciados a 4.80 m. Todos los paneles exteriores en ambos sentidos, en su zona central, tienen 15 cm de espesor, pero en los bordes aumentan a 25 cm. Las losas de entrepiso y cubierta son de espesor 12 cm. En la Figura 2 se aprecia el isométrico del modelo geométrico del edificio y una planta del edificio donde se señala el panel exterior transversal PYK.

a) Modelo geométrico del edificio



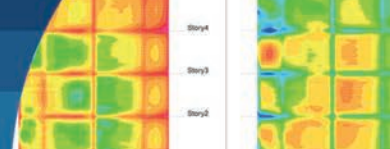
b) Planta del edificio y panel transversal PYK



Figura 2: Modelo geométrico y planta del edificio U-142-143

Las juntas entre los elementos panel-panel, losa-loza y panel-loza no fueron explícitamente modeladas y se asumieron como rígidas. Esta condición obedece a que todos los elementos se unen por barras de acero soldadas, donde las juntas son rellenas con hormigón vertido in situ (juntas húmedas). Al mismo tiempo, los bordes de los elementos tienen chavetas, hendiduras, dientes y/o cajuelas.

Las resistencias de los materiales se obtienen de ensayos destructivos y no destructivos al hormigón y al acero, según Tabla 1. Socarrás *et al.* (2020a, 2020b, 2022), detallan



los resultados de los ensayos que se realizaron tanto a elementos que aún están en el área de almacén de la planta de prefabricado como a elementos que están conformando las edificaciones.

Tabla 1: Características de los materiales

Características de los materiales			
Acero	Diámetros, mm	f_y en elementos sin daños patológicos, MPa	f_y en elementos con daños patológicos, MPa
Corrugado	9.5	328.72	205.45
	12	324.43	202.76
Liso	3	948.58	592.86
	6	397.40	248.37
	8	554.62	346.63
	f'_c , MPa	Módulo de deformación E , MPa	
Hormigón prefabricado en elementos sin daños patológicos	16	13536.00	
Hormigón prefabricado en elementos con daños patológicos	12.79	12102.23	
Hormigón relleno de celosía	10.00	10701.14	

El módulo de elasticidad del hormigón prefabricado se calcula por la expresión recomendada por ACI318 (2019), pero con una reducción mayor del 40%, según sugiere Lewicki (1968) para las edificaciones conformadas por paneles prefabricados. Lo anterior está fundamentado en que la técnica de la prefabricación impide lograr el monolitismo completo de la estructura, provocando una disminución de su rigidez. Por otra parte, se incrementa en un 20% por ser la acción sísmica de corta duración, totalizándose una penalización del 28%. El módulo de cortante G se obtiene del módulo de elasticidad E , asumiendo para el hormigón un coeficiente de Poisson $\nu = 0.17$.

El empleo del análisis lineal obliga a introducir modificadores de rigidez para reflejar el grado de fisuración y de acción inelástica que ocurre en los elementos inmediatamente antes de la fluencia (FEMA 273, 1997; ACI318, 2019); también para visualizar en el modelo estructural la incidencia de las aberturas de los elementos y los daños patológicos presentes. En la Tabla 2 se resumen los modificadores de rigidez a flexión empleados en el modelo estructural calibrado.

En la calibración del modelo se utilizan los períodos de oscilación según las vibraciones ambientales T_{VA} (Socarrás *et al.*, 2021a; 2021b). Asumiéndose un incremento entre 2-15% los valores de T_{VA} , como recomienda Socarrás (2020). Por lo tanto, el rango de calibración de los períodos fundamentales del modelo es: $T_{modelo} \approx (1.02-1.15) T_{VA}$. También se redefine la geometría de las secciones de hormigón con daños patológicos, disminuyendo sus espesores un 25 %.

Las cargas permanentes (G) y de utilización (Q) fueron definidas respetando las consideraciones de los proyectos originales. Como cargas permanentes, en la cubierta se consideran tres capas de asfalto gravilla (0.28 kPa); en los entresijos el relleno de piso (0.18 kPa/cm), el mortero (0.20 kPa/cm) y el mosaico (0.230 kPa/cm). Para las cargas de utilización, en la cubierta se tiene en cuenta el desagüe por tragante (2.00 kPa) y en los entresijos se suponen habitaciones de viviendas comunes (1.50 kPa). El peso propio de todos los elementos es generado por el software SAP2000 v20 (CSI, 2018b) a partir del peso específico del material (0.25 kPa/cm).

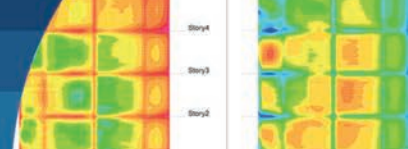
Dentro de las cargas permanentes se añadieron también:

- Tanques de agua en los patios de servicio.
- Muro de mampostería en las áreas multipropósitos.
- Hormigón como relleno de las celosías de algunos paneles exteriores.

Tabla 2: Modificadores de rigidez a flexión en el modelo estructural calibrado

Modificadores de rigidez a flexión							
Zócalos	Paneles long. int.	Paneles long. ext.	Paneles transv. int.	Paneles transv. Ext.	Paneles con daños patológicos	Losas	Losas con daños patológicos
0.70EI	0.35EI	0.35 EI	0.35EI	0.35EI	0.15EI	0.25EI	0.10EI

Nota: Para el relleno de celosías se emplea 0.15EI, porque se asume que ellas aportan una rigidez instantánea



Se modelan primero las cargas sísmicas (S) con el MER, para obtener los períodos fundamentales del análisis modal. Se consideran las tres componentes fundamentales de un sismo, los dos horizontales y la vertical, combinando el 100% de la carga sísmica en una de las direcciones principales, simultáneamente con el 30% en las restantes direcciones. La carga sísmica en la dirección vertical se modela como un incremento de la carga permanente total que incluye el peso propio de la estructura. Este incremento se estima como el 20% de la carga permanente mencionada anteriormente por la aceleración de respuesta para un período corto determinado en el espectro de diseño para el perfil de suelo considerado.

También en cada uno de los pisos se consideraron las excentricidades accidentales de los centros de masas respecto a los centros de rigideces. Para el modelo propuesto se comprueba que los centros de rigidez de cada uno de los pisos coinciden aproximadamente con sus centros de masa, por lo que su posición se asumió igual para todos los pisos. Se utilizó como fórmula de superposición modal la CQC (*Complete Quadratic Combination*).

El espectro de respuesta de diseño utilizado se elaboró para edificios de viviendas construidos en Santiago de Cuba, considerando la ubicación de los edificios estudiados y reducciones de las ordenadas espectrales para la disipación de energía del sistema prefabricado Gran Panel Soviético asumida en la investigación (ver Figura 3). A continuación, se detallan las consideraciones para la elaboración de dicho espectro:

- Zona de peligro sísmico: Muy alto (zona 5) con aceleraciones horizontales máximas del suelo de 0.3g.
- Sismo básico: el cual para períodos de vida útil de 50 años y una probabilidad de excedencia aceptada de un 10% se corresponden con un período de retorno de 475 años del sismo de diseño.
- Tipo de suelo: perfil D.
- Sistema estructural: E2 (Sistema de muros)
- Factor de reducción por ductilidad $R = 1.5$, asumiendo respuesta cuasi elástica. Se valora que son estructuras prefabricadas proyectadas por códigos derogados, con poca ductilidad del acero de los elementos estructurales y un detallado inadecuado de las secciones de los elementos.

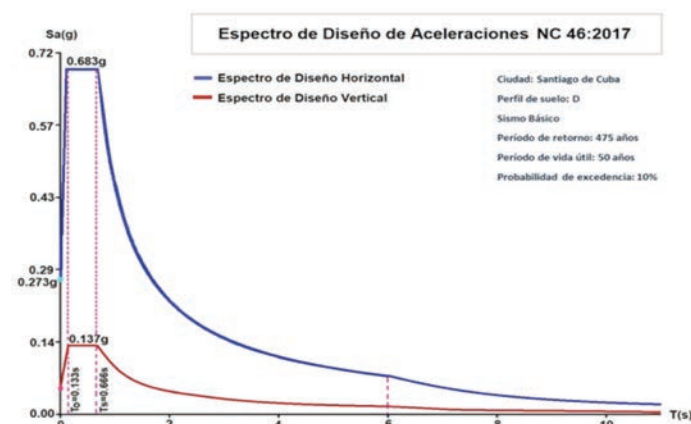


Figura 3: Espectro de diseño para cargas horizontales y verticales

Luego se modelan las cargas sísmicas con el MEE. Para los valores de los períodos fundamentales del análisis modal, se obtienen en la Figura 3, los valores de las ordenadas espectrales $S_a(T)$.

Para aplicar el MRT se usan registros sintéticos, a partir de un sismo débil ocurrido en Santiago de Cuba, el 5 de julio de 2010 a las 19:06 hrs, cuyas señales fueron registradas en roca, en la estación Río Carpintero y procesadas con el software SeismoSignal v5.1 (Seismosoft, 2019). Se utilizan las tres componentes de aceleración de este sismo (EW, NS y vertical).

Las componentes son escaladas para el sismo básico, y compatibilizadas según los espectros de respuesta de diseño especificados para edificaciones en perfil de suelo D, a través del software de análisis de terremotos Seismomatch (Seismosoft, 2019). Se usan las propiedades dinámicas obtenidas por el MER, para conocer si las aceleraciones de respuestas del espectro del sismo escalado se corresponden con el espectro de diseño de la NC46 (2017), como se observa en la Figura 4. Las combinaciones de cargas empleadas son:

Combinaciones de cargas de servicio:

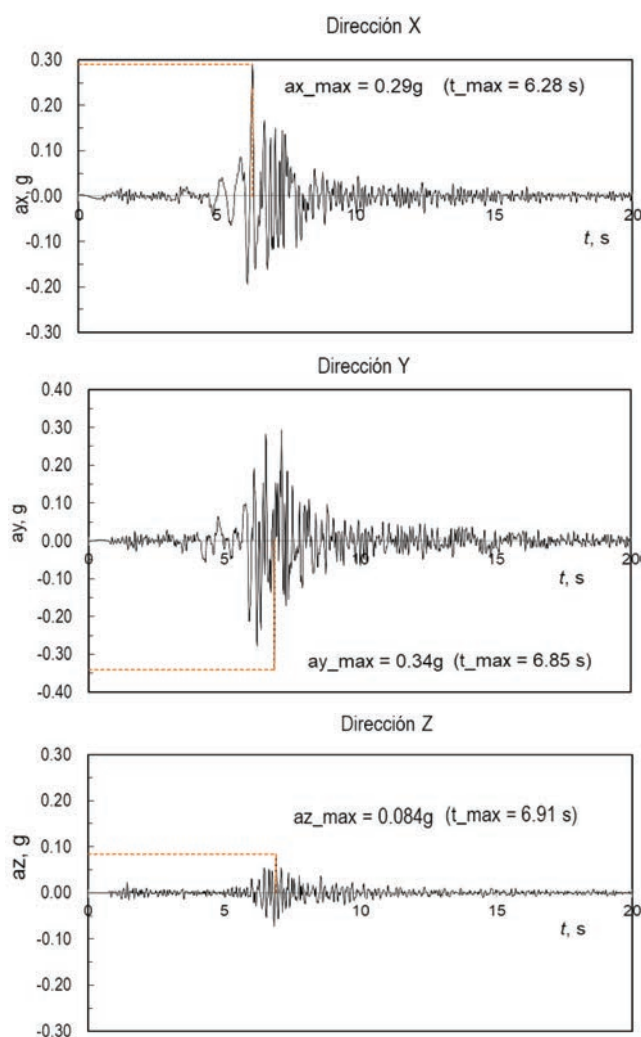
- C1: $G + 0.25Q + S_x + 0.3S_y + 0.3S_z$
- C2: $G + 0.25Q + 0.3S_x + S_y + 0.3S_z$
- C3: $G + 0.25Q + 0.3S_x + 0.3S_y + S_z$
- C4: $G + S_x + 0.3S_y + 0.3S_z$
- C5: $G + 0.3S_x + S_y + 0.3S_z$
- C6: $G + 0.3S_x + 0.3S_y + S_z$
- C7: $G + Q$

Combinaciones de cargas mayoradas:

- C8: $1.2G + 0.25Q + S_x + 0.3S_y + 0.3S_z$
 C9: $1.2G + 0.25Q + 0.3S_x + S_y + 0.3S_z$
 C10: $1.2G + 0.25Q + 0.3S_x + 0.3S_y + S_z$
 C11: $0.9G + S_x + 0.3S_y + 0.3S_z$
 C12: $0.9G + 0.3S_x + S_y + 0.3S_z$
 C13: $0.9G + 0.3S_x + 0.3S_y + S_z$
 C14: $1.2G + 1.6Q$

Para el análisis de las zonas críticas del edificio, se confeccionan grupos (en el sentido longitudinal y transversal) para controlar las tensiones que se presentan; se nombran según los ejes en planta de la edificación. Las tensiones normales y tangenciales extremas se obtienen a partir de la envolvente de combinaciones de cargas de cálculo de tensiones, por el MER y el MRT.

a) Acelerogramas en la base



b) Espectros de diseño versus espectros de respuesta

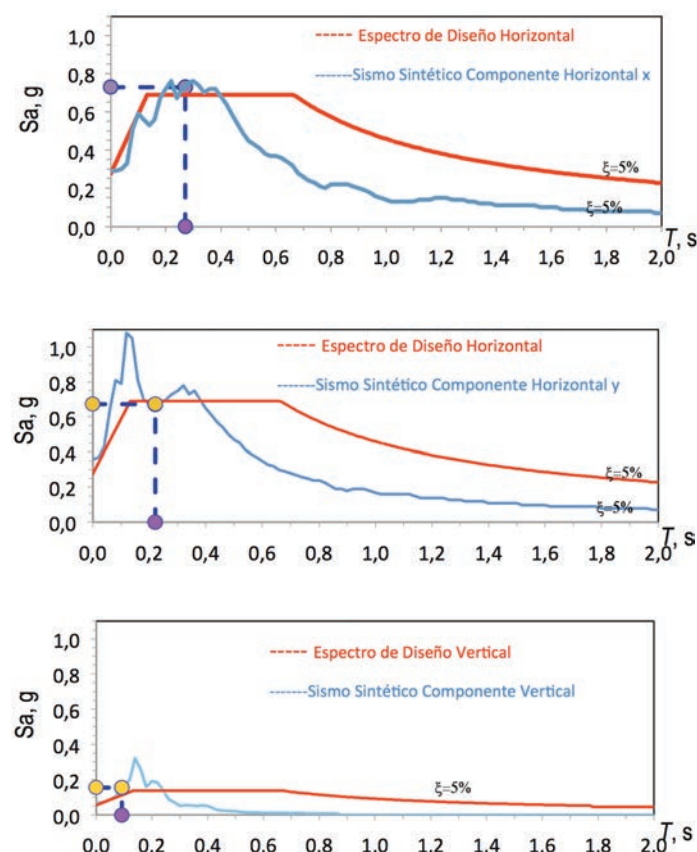


Figura 4: a) Acelerogramas escalados del sismo de Santiago de Cuba, perfil de suelo D y b) espectros de aceleraciones de respuestas en el dominio de los períodos fundamentales del edificio.

Resultados y discusión

En la Tabla 3 se muestran las magnitudes de respuesta de la edificación en condiciones actuales de explotación, obtenidas con la aplicación del MEE y el MER. En el caso de los períodos fundamentales según el análisis modal, se aprecia que estos superan los valores de T_{VA} y los valores empíricos ofrecidos por Polyakov (1974) y Oliva (2001). También estos valores de períodos, aumentan en relación a los valores que se obtienen en el edificio según el proyecto original estudiado por Socarrás (2020). Se considera que estos aumentos de los períodos se deben tanto a la disminución de rigideces por la presencia de daños patológicos, como al incremento del peso sísmico.

Asimismo, cuando se comparan los cortantes basales resumidos en la Tabla 3 con los obtenidos por Socarrás (2020), se observa que hay aumentos ligeros en la variante actual. Estos cortantes basales longitudinales y transversales, au-

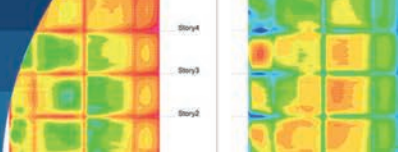


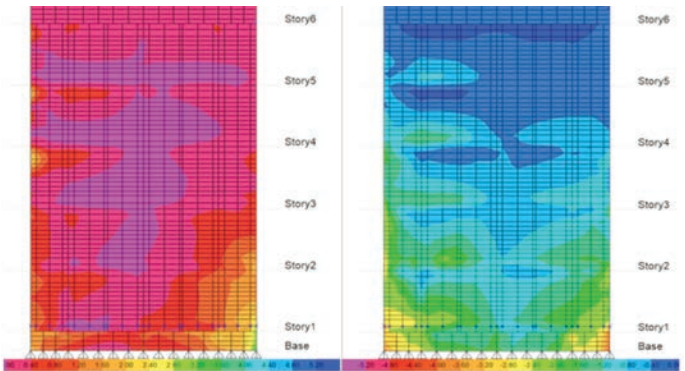
Tabla 3: Magnitudes de respuesta estructural en la variante actual del edificio U-142-143.

Magnitudes de respuestas			Método de cálculo		
			MEE	MER	MER (85% del MEE según NC 46, 2017)
Peso del edificio, kN	20 198.150	Cortante basal longitudinal, kN	9 291.15	7 573.40	7 897.60
Período longitudinal, s	0.270	Cortante basal transversal, kN	9 291.15	6 847.20	7 897.60
Período transversal, s	0.221	Coefficiente sísmico longitudinal	0.46		
Período de torsión, s	0.188	Coefficiente sísmico transversal	0.46		

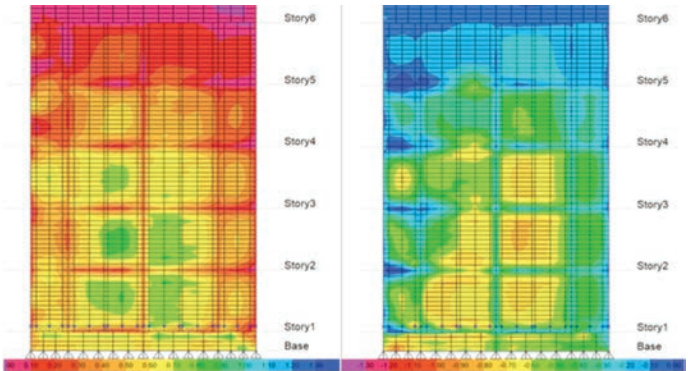
mentan por el incremento del peso sísmico, no por el incremento de los períodos longitudinales y transversales; porque estos son mayores que el período de esquina (T_1) y se mantienen en la meseta del espectro. Por eso los coeficientes sísmicos por el MEE, se mantienen constantes en la dirección longitudinal y transversal.

Del análisis de las zonas críticas, se obtuvo que en los paneles transversales exteriores (PYK y PYA) se concentran los mayores rangos de tensiones normales y tangenciales, máximas y mínimas. En la relación a la variante original estudiada en Socarrás y Álvarez (2021b), se observa que se incrementan estos rangos de tensiones y que se acrecientan las áreas con máximas tensiones absolutas. En este análisis se obtuvieron iguales resultados por los métodos MER y MRT (ver Figura 5). En la Tabla 4 se muestra el rango de tensiones extremas.

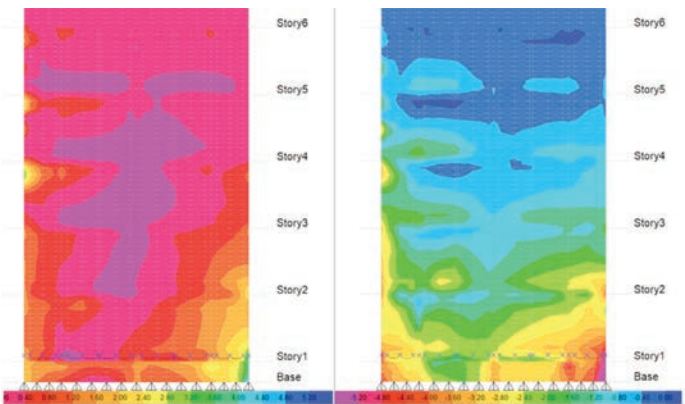
a) Envoltentes de tensiones normales S22max - S22min por el MER



b) Envoltentes de tensiones tangenciales S12max- S12min por el MER



c) Envoltentes de tensiones normales S22max- S22min por el MRT



d) Envoltentes de tensiones tangenciales S12max-S12min por el MRT

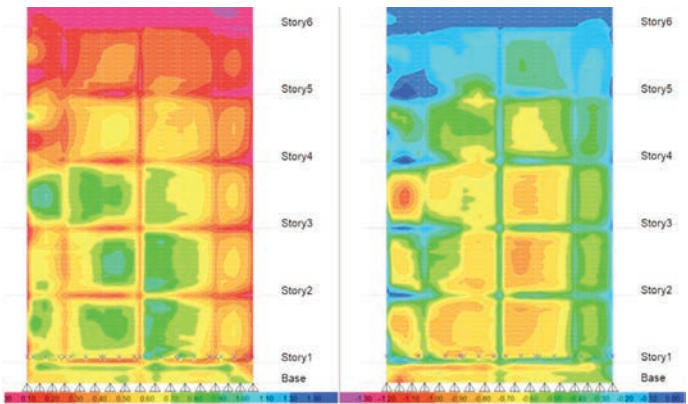


Figura 5: Comparaciones de las envoltentes de tensiones por el MER y MRT en el Panel PYK en la variante actual del edificio U-142-143.

Tabla 4. Rango de tensiones extremas en la variante actual del edificio U-142-143

Ejes 1, 2*, 3	Tangenciales	Máximas	0.00 a 2.00 MPa
		Mínimas	-2.40 a 0.00 MPa
	Normales	Máximas	0.00 a 2.80 MPa
		Mínimas	-4.80 a 0.00 MPa*
Ejes A, K	Tangenciales	Máximas	0.00 a 1.30 MPa
		Mínimas	-1.00 a 0.00 MPa
	Normales	Máximas	0.00 a 4.00 MPa
		Mínimas	-4.80 a 0.00 MPa
Ejes I**, J	Tangenciales	Máximas	0.00 a 1.80 MPa
		Mínimas	-3.20 a 0.00 MPa**
	Normales	Máximas	0.00 a 2.80 MPa
		Mínimas	-2.80 a 0.00 MPa

* Máximos absolutos de tensiones normales en bordes superiores o inferiores de paneles del 1er nivel.

**Máximos absolutos de tensiones tangenciales en vigas de acople, hasta el cuarto nivel.

Específicamente, en esos ejes transversales A y K, los valores máximos absolutos de tensiones normales y tangenciales, se localizan en áreas extensas de paneles de los dos primeros niveles, decreciendo a zonas puntuales hasta el cuarto nivel. Estos resultados están en correspondencia con las aportaciones de Polyakov (1974) y FEMA P-154 (2015), en relación a las zonas de aparición de los daños sísmicos potenciales en las estructuras de hormigón prefabricado a base de grandes paneles. Polyakov (1974) y el reporte FEMA-154 (2015) puntualizan que en este tipo de estructuras aparece el agrietamiento de los paneles, fundamentalmente en el primer nivel y alrededor de los vanos y vigas de acople, junto a fisuras en las juntas horizontales y verticales, incluyendo el astillamiento en las juntas entre los paneles y la cimentación.

En otras investigaciones también se fundamenta la aparición desde daños menores hasta la posibilidad del colapso, en paneles y juntas, del 1er nivel. Belleri *et al.* (2014) enfatizan en la pérdida de rigidez de estas estructuras ante las cargas sísmicas, con el desarrollo y propagación de grietas, al igual que la fluencia y falla en las conexiones de las juntas prefabricadas. Henry *et al.* (2021), como resultado de un programa experimental, observaron agrietamiento y astillado en la parte inferior de los paneles; aunque aclaran que fueron daños menores que no comprometieron la capacidad o integridad de la estructura y que pueden repararse fácilmente con una interrupción mínima.

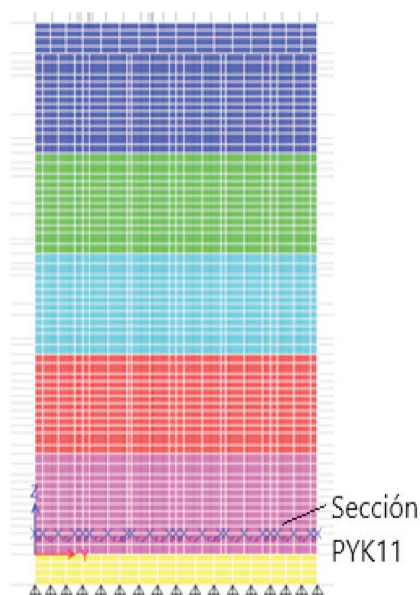
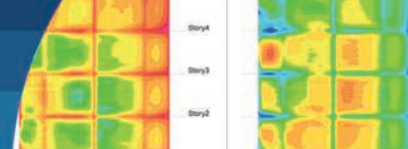
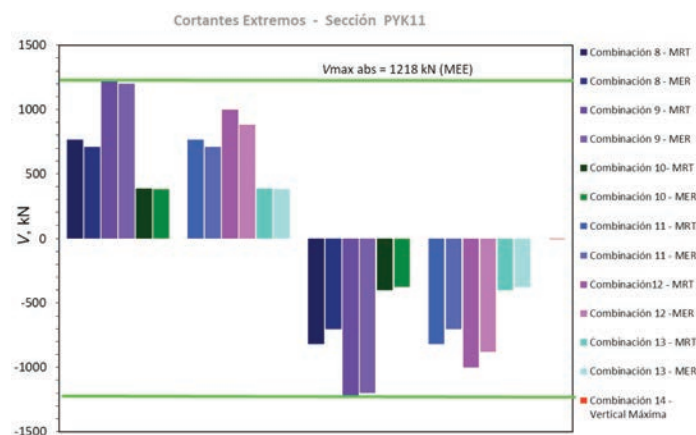


Figura 6: Ubicación de la sección PYK11 en el panel PYK

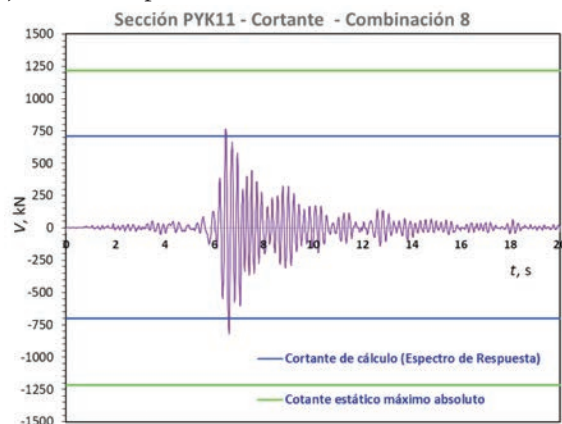
Al compararse las solicitaciones obtenidas para las secciones críticas de los paneles transversales de los ejes A y K, se observa que los máximos valores de cortante se alcanzan en el panel PYK. En la Figura 6 se muestra la sección crítica de este panel PYK, que se denomina como PYK 11. En dicho panel, como se aprecia en la Figura 7, para todas las combinaciones de carga, los valores de solicitaciones obtenidos a través del MRT superan los valores por el MER, excepto para la combinación donde predomina la componente sísmica vertical, que no resulta dominante en el análisis. Para la combinación 9, se alcanzan los mayores valores de cortante, que llegan a superar el valor de cortante estático máximo absoluto, pero como al mismo tiempo los axiales son de compresión, se favorece el cortante. Para las combinaciones 8 y 11, se alcanzan valores menores de cortante, pero los axiales son de tracción. Se corroboran las irregularidades que posee la edificación, al valorarse que para el panel PYK que está ubicado en la dirección transversal de la edificación, aparecen cortantes máximos a causa de combinaciones de carga que actúan en esa misma dirección como la combinación 9. También aparecen cortantes no desestimables originados por las combinaciones 8 y 11 que actúan en la dirección longitudinal (ver Figura 8).



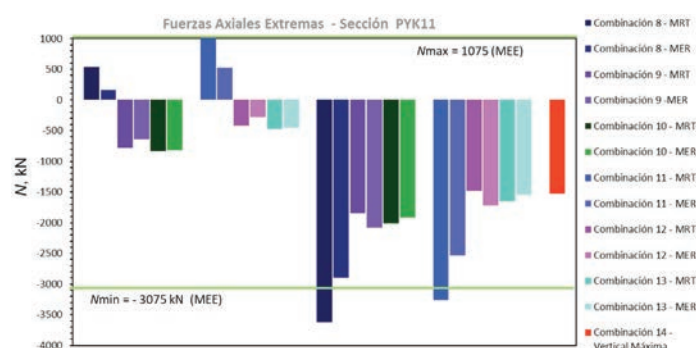
a) Cortante en la sección PYK11



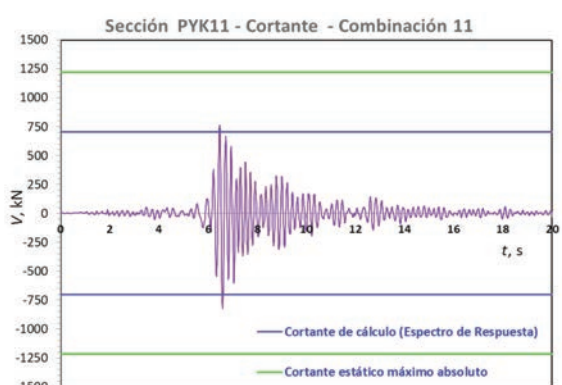
a) Cortantes para la combinación 8



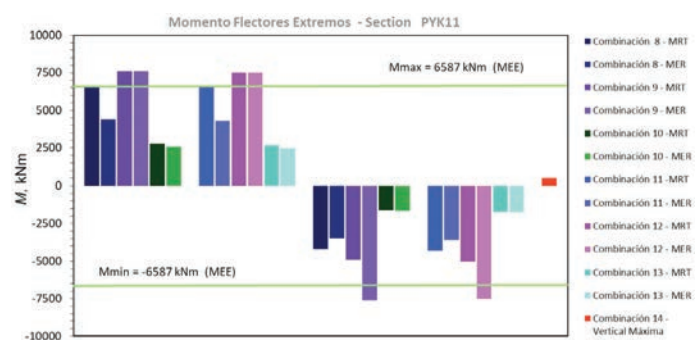
b) Fuerzas axiales en la sección PYK11



b) Cortantes para la combinación 11



c) Momento flector en la sección PYK11



c) Cortantes para la combinación 9

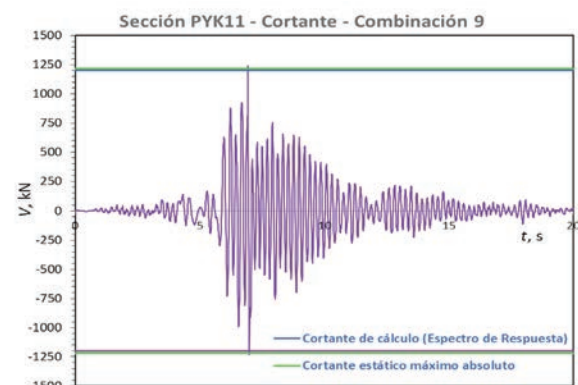


Figura 7: Comparación de las solicitaciones de cálculo en la sección PYK11 obtenidas por el MEE, MER y MRT para diferentes combinaciones de carga

A la misma conclusión se arriba, al apreciarse en la Figura 9, que para las combinaciones 8 y 11, ocurren ciclos de carga y descarga del panel, alcanzándose los mayores valores de axiales de compresión, superando incluso el máximo valor estático, en la combinación 8 y donde también el panel trabaja a esfuerzos axiales de tracción. Sin embargo, para la combinación 9 también se originan axiales de compresión, que representan un 66.66 % del axial estático.

d) Cortantes para la combinación 10

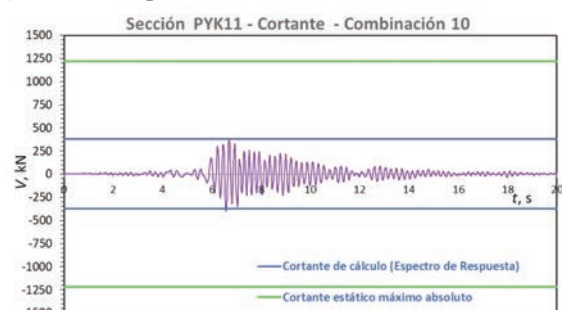
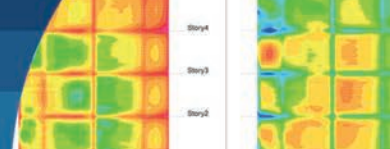
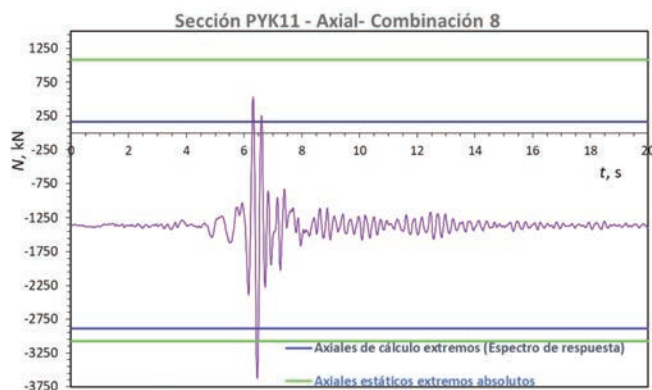


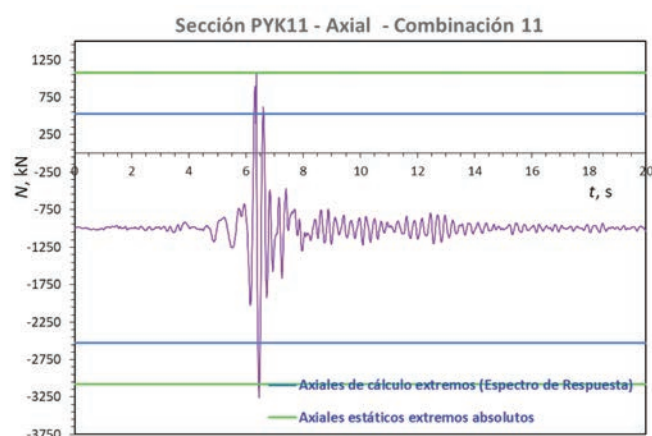
Figura 8: Comparación de registro en el tiempo de los cortantes de cálculo en la sección PYK11 para diferentes combinaciones de cargas



a) Axiales para la combinación 8



b) Axiales para la combinación 11



c) Axiales para la combinación 9

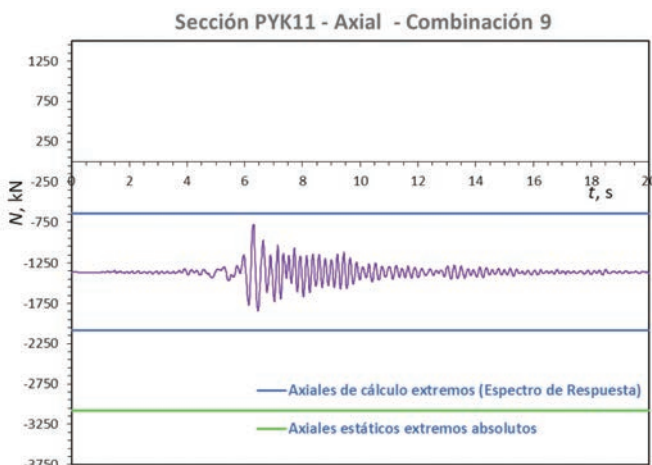


Figura 9: Registro en el tiempo de los axiales de cálculo en la sección PYK11 para distintas combinaciones de carga

Los registros en el tiempo de las solicitaciones de cálculo en la sección crítica PYK11, permiten corroborar, cuantas veces se repiten sus valores máximos durante la actuación del sismo de cálculo compatible con el espectro de diseño.

En la Figura 10 se observa que para la combinación 8, se iguala dos veces el momento flector estático, y en la Figura 9a se aprecia que se supera dos veces el axial estático de compresión, esto último favorece al cortante, que no llega nunca a alcanzar el cortante estático. Para la combinación 11, al valorarse la Figura 8b y 9b, se obtiene un comportamiento similar.

No obstante, no se puede descartar un fallo por cortante en el plano, aunque se supone que la demanda de ductilidad inferida en esta zona crítica, probablemente pueda verificarse. Dicha ductilidad es decisiva en el comportamiento sísmico adecuado de estos paneles, como explican Ujianto *et al.* (2019). Así se favorece el daño por flexión y no por cortante.

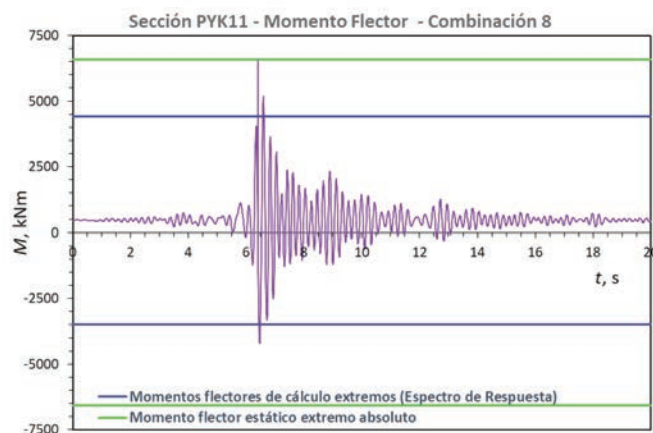
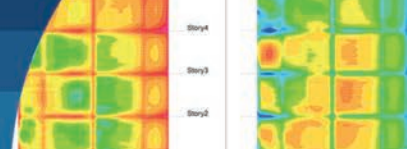


Figura 10: Registro en el tiempo de las solicitaciones de momento flector en la sección PYK11 para la combinación 8

En estos elementos, los esfuerzos cortantes, axiales y momentos máximos alcanzan valores superiores para el MRT, superando incluso los valores máximos absolutos obtenidos con la aplicación del MEE. Este comportamiento está asociado a las irregularidades que tiene la edificación declaradas en Socarrás y Álvarez (2021a). Sin embargo, en edificaciones regulares, Salas y Hernández (2021) demuestran que el MEE produce mayores solicitaciones en relación al MER.

En esta investigación se aprecia además que, son determinantes en el análisis las combinaciones de cargas que consideran acciones sísmicas predominantes en la dirección de los paneles u ortogonales a los mismos, combinadas con cargas gravitatorias máximas o mínimas. Sin embargo, la combinación de carga para la cual predomina la compo-



nente sísmica vertical no resulta dominante en el análisis. Todo esto conlleva también a corroborar el comportamiento estructural asociado a edificaciones con irregularidades en planta como se planteó anteriormente, que se evidencia en Socarrás y Álvarez (2021a).

Conclusiones

Es conveniente la integración de los procedimientos de análisis de la fuerza sísmica, como una vía de aprovechar las ventajas de los métodos existentes y superar sus limitaciones. En esta investigación se emplearon de conjunto, el Método Estático Equivalente MEE, Método Espectro de Respuesta MER y el Método de Registro en el Tiempo MRT. La obtención de las solicitaciones de cálculo en los elementos críticos del edificio U-142-143, construido con el sistema prefabricado Gran Panel Soviético en la ciudad de Santiago de Cuba, permitió validar el análisis estructural. Los elementos críticos se definieron de acuerdo al análisis de los mapas de tensiones normales y tangenciales, así como de acuerdo a las solicitaciones resultantes en las secciones transversales definidas en el modelo estructural. Del estudio realizado, los elementos críticos resultaron ser los paneles exteriores transversales. En estos elementos, los esfuerzos cortantes, axiales y momentos máximos alcanzaron valores superiores para el MRT, superando incluso los valores máximos absolutos obtenidos con la aplicación del MEE. Se apreció además que, son determinantes en el análisis las combinaciones de cargas que consideran acciones sísmicas predominantes en la dirección de los paneles u ortogonales a los mismos, combinadas con cargas gravitatorias máximas o mínimas. Sin embargo, la combinación de carga para la cual predomina la componente sísmica vertical no resultó dominante en el análisis. Todo esto conlleva a corroborar un comportamiento estructural asociado a edificaciones con irregularidades en planta.

Referencias

ACI318 (2019). Building code requirements for structural concrete. American Concrete Institute ACI. Washington DC, USA

Belleri, A., Moaveni, B. and Restrepo, J.I. (2014). Damage assessment through structural identification of a three-story large-scale precast concrete structure. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **43**(1), 61-76

CSI (2018a). ETABS v18. Computers & Structures, Inc. CSI. Structural and earthquake engineering software. USA

CSI (2018b). Structural analysis program SAP2000 v20. Integrated software for structural analysis and design. Computers & Structures, Inc. CSI. Structural and earthquake engineering software. USA

Devecsery, D., Chen, P.M., Flinn, J. and Narayanasamy, S. (2018). Optimistic hybrid analysis: accelerating dynamic analysis through predicated static analysis. *Twenty-Third International Conference on Architectural Support for Programming Languages and Operating Systems*, Williamsburg VA, USA, 348-362

FEMA P-154 (2015). Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: A Handbook. Federal Emergency Management Agency FEMA. Washington DC, USA

FEMA 273 (1997). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency FEMA, Washington DC, USA

Henry, R.S., Zhou, Y., Lu, Y., Rodgers, G.W., Gu, A., Elwood, K.J. and Yang, T.Y. (2021). Shake-table test of a two-storey low-damage concrete wall building. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **50**(12), 3160-3183

Herrera, I., Vielma, J.C., Ugel, R. y Martínez, Y. (2012). Evaluación del comportamiento sismorresistente y diseño óptimo de un edificio existente de concreto armado de baja altura. *Revista Ingeniería UC* **19**(3), 52-65

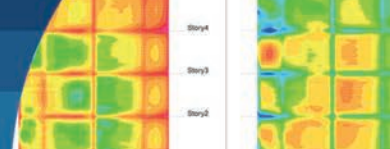
Lewicki, B. (1968). *Edificios de viviendas prefabricadas con elementos de grandes dimensiones*. Arkady, Polonia

Medina, C. y Galarza, D. (2020). Análisis sísmico comparativo de una estructura irregular torsionalmente flexible aplicando NSP, MPA, NLRHA. *Revista Ingeniería de Construcción* **35**(3), 257-274

NC46 (2017). Construcciones sismo resistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción. Comité Estatal de Normalización, La Habana, Cuba

Oliva, R. (2001). Determinación experimental del periodo fundamental de vibración de estructuras para la evaluación de la vulnerabilidad en Cuba. Grupo de Ingeniería Sísmica. Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas, Cuba

Pinzón, O.E. (2015). Análisis no lineal de edificaciones. Conceptos básicos e implicaciones. *3er Simposio de Ingeniería de Materiales y Estructuras*, Bogotá, Colombia



- Polyakov, S. (1974). *Design of earthquake resistant structures*. MIR Publishers, Moscow, USSR
- Salas, A. y Hernández, A. (2021). Análisis comparativo entre el método estático equivalente y el método de análisis modal en estructuras regulares de muros portantes de hormigón armado. *Revista de Arquitectura e Ingeniería* **15**(1), 1-8
- Seismosoft (2019). Earthquake software for signal processing of strong-motion data. Seismosignal v5.1, Seismomatch. Earthquake engineering seismic solutions.
- Socarrás, Y.C. (2020). *Procedimiento para la evaluación de daños sísmicos potenciales en el sistema prefabricado Gran Panel Soviético*. Tesis doctoral, Universidad de Oriente, Cuba
- Socarrás, Y.C. y Álvarez, E.R. (2021a). Vulnerabilidad sísmica del sistema estructural prefabricado gran panel Soviético en edificios deteriorados y transformados. *Obras y Proyectos* **30**, 60-73
- Socarrás, Y.C. y Álvarez, E.R. (2021b). Zonas críticas en edificaciones construidas con el Gran Panel Soviético. Análisis estructural versus Diagnóstico. *II Convención Internacional Ciencia y Conciencia*. Universidad de Oriente, Santiago de Cuba, Cuba
- Socarrás-Cordoví, Y.C., González-Díaz, L., Alvarez-Deulofeu, E., González -Fernández, M.M., Roca-Fernández, E. and Torres-Shoembert, R. (2020a). Valuation of the durability of the concrete used in the precast Great Soviet Panel System. *Revista Facultad de Ingeniería* **29**(54), e10486
- Socarrás, Y.C., González, L., Alvarez, E., González, M.M. y Roca, E. (2020b). Evaluación de la calidad del hormigón en edificaciones construidas con el sistema prefabricado gran panel soviético. *Tecnología Química* **40**(2), 264-277
- Socarrás, Y., Álvarez, E. and Lora, F. (2021a). Changes in the fundamental periods of buildings constructed with the Great Soviet Panel. *ESTOA* **10**(19), 220-235
- Socarrás, Y., Álvarez, E. and Lora, F. (2021b). Forecasts on the seismic behavior of buildings constructed with the Great Soviet Panel. *DYNA* **88**(216), 145-151
- Socarrás-Cordoví, Y.C., González-Díaz, L., Álvarez-Deulofeu, E. (2022). Significant reductions in the area in corroded steel and its repercussion in prefabricated large-panel buildings. *Revista Facultad de Ingeniería* **31**(59), e13110
- Ujianto, M., Mohd Ali, A.Z. and Solikin, M. (2019). Structural behavior of precast concrete wall panels due to dynamic load: A review. *AIP Conference Proceedings* 2114(1), 050013

Obras y Proyectos guidelines for authors

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

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

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

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



30 años

al servicio de la región y el país

EMPRO

Ensayos de Materiales y Prospecciones

SUELOS - HORMIGONES - ASFALTOS

Ingeniería

Mecánica de Suelos
Fundaciones
Taludes
Mejoramiento de Terreno

Control de Obras Civiles

Densidad In Situ
Hormigones
Asfaltos

Prospección de Suelos

Sondajes Marítimos
Sondajes Terrestres
Calicatas

Laboratorio Acreditado

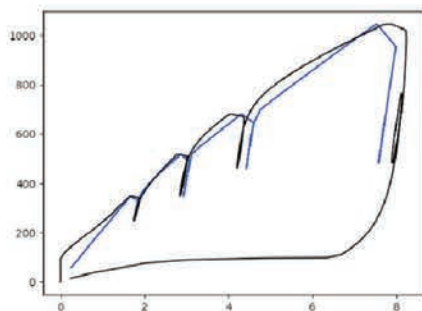
bajo NCh-ISO 17025 y
registro vigente MINVU



Excelencia en Geotecnia

Servicios

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



f	0.250	Pref	16.074
Degrad_G0	0.039	G0_ref_1	368.727
f_E50	2.000	E50_ref_1	433.600
f_Eoed	0.400	Eoed_ref_1	1,084.000
G0 (kPa)	9,454.500	Eur_ref_1	867.200
Gamma0.7	1.000E-05	G0_ref_2	9,454.547
Phi	38.500	E50_ref_2	11,118.600
Phi_cv	36.000	Eoed_ref_2	27,796.500
Pal	3.000	Eur_ref_2	22,237.100
Cohesion (kPa)	6.600	eMax	0.948
Power (m)	0.500	Dilat_CutOff	False
Poisson	0.470		
K0_init	0.380		
K0_NC	0.380		
d_sadik [mm]	45.000		
d_dilatancia [mm]	4.000		
elnit	0.965		
origin [mm]	0.865		

Calibración de modelos constitutivos mediante presiómetro



Presiómetro